

ACI 318-02 – Discusión y Conclusiones

Los cambios propuestos para el Código de Construcción ACI 318-99 aparecieron en la edición de junio de 2001 de la publicación *Concrete International*, y estuvieron disponibles para su revisión y discusión por parte del público durante tres meses. A continuación se incluyen las discusiones recibidas, junto con las conclusiones del comité, en orden numérico según el requisito del código al que hacen referencia. El comité agradece a todos aquellos que enviaron comentarios. En las conclusiones se describen los cambios que se introdujeron a ACI 318 como resultado de estos comentarios. Además, el comité identificó y aprobó algunos cambios de naturaleza editorial. Éstos se listan al final de la discusión y conclusiones.

Comentario 1

Autor: Bryant Mather, U.S. Army Corps of Engineers

En la página 77 de la edición de junio de *Concrete International*, en la presentación acerca de la 318-02 en la parte superior de la columna 1, hay un título obsoleto e incorrecto para ASTM C 1157. En la actualidad la C 1157 incluye el cemento pórtland además del cemento mezclado. En mi carácter de expresidente de ACI y ASTM y del Comité C1 de ASTM mi deseo es hacer que la interrelación continúe funcionando correctamente. El nuevo párrafo debería decir:

"(d) 'Performance-Specification for Hydraulic Cement' (ASTM C1157)"

Respuesta al Comentario 1:

El Sr. Mather corrigió correctamente el título obsoleto de la norma ASTM C 1157 en 3.2.1(d). El comité también corrigió el correspondiente título en 3.8, Normas de Referencia.

Comentario 2

Autor: Joseph J. Messersmith, Jr., Portland Cement Association

1. En la Sección 3.2.1, se está agregando un nuevo párrafo "d" a 3.2.1 a fin de reconocer el cemento hidráulico mezclado fabricado de acuerdo con ASTM C 1157-00. Aunque éste es un cambio bienvenido, no se han incluido cambios adicionales para correlacionar totalmente este nuevo requisito del código. A continuación se sugieren otros cambios necesarios para correlacionar el código.

a. La Sección 4.1.1 se debería revisar de la siguiente manera a fin de reconocer ASTM C 1157 como un material cementicio:

"Las relaciones agua-materiales cementicios especificadas en las Tablas 4.2.2 y 4.3.1 se deberán calcular usando el peso del cemento que satisface ASTM C 150, C 595 ó C1157, ... (el resto sin modificaciones)." De esta manera ACI 318 será consistente con el IBC 2000.

b. En la Tabla 4.2.3 se debería revisar la nota "*" de manera que diga:

"* Los materiales cementicios totales también incluyen los cementos conforme a ASTM C 150, C 595, C 845 y C1157."

Los máximos porcentajes indicados deberán incluir:

(a) La ceniza fina u otras puzolanas presentes en el cemento mezclado Tipo IP o I(PM), ASTM C595 ó ASTM C 1157;

(b) La escoria usada en la fabricación de un cemento mezclado IS o I(SM), ASTM C 595 o ASTM C 1157;

(c) El vapor de sílice, ASTM C 1240, presente en un cemento mezclado."

c. La Tabla 4.3.1 especifica los tipos de cementos a utilizar si el hormigón estará expuesto a moderadas y altas concentraciones de sulfatos en soluciones o suelos. En la actualidad se listan los cementos fabricados conforme a ASTM C 150 y C 595, aunque a simple vista no resulta aparente qué tipo de cemento corresponde a qué especificación de producto. ASTM C 1157 considera seis (6) tipos diferentes de cemento, cada uno de los cuales posee características especiales, lo cual permite considerar diferentes tipos de condiciones de trabajo y de exposición. Dos de estos tipos de cementos, el *MS* y el *HS*, son formulados químicamente de manera de proporcionar, respectivamente, una resistencia moderada y elevada a los sulfatos. Estos dos (2) tipos no han sido incorporados a la Tabla 4.3.1. A menos que se

introduzca un cambio, los usuarios del código podrían interpretar su ausencia de la tabla como indicación de que el Comité 318 ha determinado que no son satisfactorios para ser utilizados en hormigones expuestos a sulfatos. Según tengo entendido, este no es el caso. Por lo tanto, la columna de la Tabla 4.3.1 correspondiente a "tipo de cemento" debe ser modificada de la siguiente manera:

Exposición a los sulfatos	Tipo de cemento		
	ASTM C 150	ASTM C 595	ASTM C 1157
Despreciable	-	-	-
Moderada	II	IP(MS), IS(MS), P(MS), I(PM)(MS), I(SM)(MS)	MS
Severa	V	-	HS
Muy severa	V más puzolana‡	-	HS más puzolana‡

‡ Mediante ensayos o registros de servicio se ha demostrado que la puzolana mejora la resistencia a los sulfatos cuando se la utiliza en hormigones que contienen cemento Tipo V, ASTM C 150, o Tipo HS, ASTM C 1157.

Es necesario enfatizar que el único cambio que se recomienda en los párrafos precedentes es la adición de los dos tipos ASTM C 1157. El único objetivo de los demás cambios es simplificar el uso del Código. Además, de este modo ACI 318-02 será consistente con el IBC en base a un cambio recomendado para su aprobación durante el presente ciclo de modificación del código (2001).

d. Se debería revisar el Comentario de la Sección R4.3.1 para determinar si es necesario incluir información sobre cementos resistentes a los sulfatos fabricados conforme a ASTM C 1157.

2. Sección 5.6.3.3(b) – El criterio de aceptación en base al ensayo de resistencia del hormigón del ítem b se modificó para reconocer adecuadamente los hormigones de resistencia más elevada. Estoy de acuerdo con esta modificación. Sin embargo, es necesario introducir modificaciones correlativas en otras secciones del código, ya que sin estos cambios habrá requisitos conflictivos. A continuación se listan las secciones adicionales que deberían ser modificadas, junto con el texto recomendado.

a. Revisar la Sección 5.6.5.1 de la siguiente manera:

"Si alguno de los ensayos de resistencia (ver 5.6.2.4) realizados sobre probetas cilíndricas curadas en laboratorio no satisface el criterio de aceptación especificado en 5.6.3.3(b), o si los ensayos sobre probetas cilíndricas curadas en obra indican deficiencias de la protección y curado (ver 5.6.4.4), se deberán tomar medidas para asegurar que la capacidad portante de la estructura no se vea comprometida."

b. Revisar la segunda oración de 5.6.5.2 de la siguiente manera:

"... En estos casos, se deberán tomar tres testigos por cada ensayo de resistencia que no satisface el criterio de aceptación especificado en 5.6.3.3(b)."

Se debe observar que las revisiones arriba indicadas eliminarían la necesidad de introducir futuros cambios en estas secciones en caso de fuera revisado el criterio de aceptación de 5.6.3.3(b).

Respuesta al Comentario 2:

1a. El ASTM C 1157 fue agregado en 318-02 como un cemento en conformidad bajo 3.2. Se ha listado C 1157 en 4.1.1 según lo propuesto.

1b. El ASTM C 1157 fue agregado en 318-02 como un cemento en conformidad bajo 3.2. Se ha listado C 1157 en las notas al pie de la Tabla 4.2.3 según lo propuesto.

1c. La revisión de la Tabla 4.3.1 será considerada como un asunto nuevo.

1d. La revisión de R4.3.1 será considerada como un asunto nuevo.

2a. La redacción de 5.6.5.1 se revisó de la siguiente manera:

"Si alguno de los ensayos de resistencia (ver 5.6.2.4) realizados sobre probetas cilíndricas curadas en laboratorio cae por debajo del valor de f_c especificado en más de los valores indicados en 5.6.3.3(b), o si los ensayos"

2b. La redacción de 5.6.5.2 se revisó de la siguiente manera:

"En estos casos, se deberán tomar tres testigos por cada ensayo de resistencia que esté por debajo de los valores indicados en 5.6.3.3(b)."

Comentario 3

Autor: Wing Ho, CUH2A, Inc.

Mi comentario se relaciona con la Tabla 4.2.2 de ACI 318-99. La tabla estipulaba que "el hormigón expuesto a congelamiento y deshielo en condición húmeda o a productos químicos descongelantes" debía tener un f'_c mínimo de 4500 psi. Muchos interpretan que las fundaciones por encima de la línea de heladas están comprendidas dentro de esta categoría. Sin embargo, otros discuten esta interpretación debido a que muchos edificios de hormigón de 4000 psi o menos se han comportado satisfactoriamente durante muchos años. Me gustaría que ACI aclarara la intención de este requisito, especialmente en cuanto a su aplicación a las fundaciones de los edificios.

Respuesta al Comentario 3:

La intención del código es que las fundaciones de hormigón (incluyendo las de los edificios) ubicadas sobre la línea de heladas que están expuestas a congelamiento y deshielo en condición húmeda o a productos químicos descongelantes satisfagan los requisitos de la Tabla 4.2.2 correspondientes a hormigón de 4500 psi. El comentario no requiere la introducción de modificación alguna.

Comentario 4

Autores: David Darwin y Jun Zuo, Universidad de Kansas

En R4.4.2, la frase "ensayos de permeabilidad al cloro según ASTM C 1202 de las mezclas de hormigón antes de su uso también proporcionan una garantía adicional" es confusa. Esto se debe a que la "indicación eléctrica" obtenida del ensayo proporciona una medida de la capacidad del hormigón de conducir electricidad de manera iónica, no su capacidad de resistir la penetración del cloro. La correlación entre ambas sólo se recomienda en los hormigones que contienen diferentes proporciones de los *mismos* materiales (Whiting y Mitchell, 1992; Andrade, 1993; Pfeifer et al., 1994; ASTM C 1202). Si se utilizan aditivos minerales la conductividad iónica del hormigón tiende a disminuir mucho más que la capacidad del material de resistir la penetración del cloro. Desafortunadamente, algunos (Bilodeau et al, 1994; Gu et al., 2000, entre otros) han considerado que los resultados del ensayo representan una medida de la permeabilidad al cloro de hormigones que contienen diferentes combinaciones de materiales cementicios, lo cual ha llevado a conclusiones erróneas (McDonald, 1994; Balma et al., 2001). No es extraño encontrarse con especificaciones que requieren resultados específicos en base a ASTM C 1202 sin exigir una correlación con ensayos de inundación, aún cuando la norma indica que esta correlación es necesaria. Sin la aclaración necesaria, la simple referencia a la norma ASTM C 1202 constituye una guía inadecuada y, por lo tanto, debería ser eliminada.

Referencias

Andrade, C., 1993, "Calculation of Chloride Ion Diffusion Coefficients in Concrete from Ionic Migration Measurements," *Cement and Concrete Research*, Vol. 23, No. 3, Mayo, pp. 724-724.

Balma, J; Ge, B.; y Darwin, D., 2001, Discusión de "Performance of Reinforcing Steel in Concrete Containing Silica Fume and Blast-furnace Slag Ponded with Sodium Chloride Solution," de P. Gu; J.J. Beaudoin; M.H. Zhong; y V. Malhotra; *ACI Materials Journal*, Vol. 98, No. 2, p.202.

Bilodeau, A.; Sivasundaram, V.; Painter, K.E.; y Malhotra, V.M., 1994, "Durability of Concrete Incorporating High Volumes of Fly Ash from Sources in the U.S.," *ACI Materials Journal*, Vol. 91, No.1, Enero-Febrero, pp. 3-12.

Gu. P.; Beaudoin, J.J.; Zhang, M.H.; y Malhotra, V.M., 2000, "Performance of Reinforcing Steel in Concrete Containing Silica Fume and Blast-Furnace Slag Ponded with Sodium Chloride Solution," *ACI Materials Journal*, Vol. 97, No. 3, Mayo-Junio, pp. 254-262.

McDonald, D.B., 1994, Discusión de "Durability of Concrete Incorporating High Volumes of Fly Ash from Sources in the U.S.," de A. Bilodeau, V. Sivasundaram, K.E. Painter y V.M. Malhotra, *ACI Materials Journal*, Vol. 91, No. 6, Noviembre-Diciembre, pp. 632-633.

Pfeifer, D.W.; McDonald, D.B.; y Krauss, P., 1994, "Rapid Chloride Permeability Test and Its Correlation to the 90-day Chloride Ponding Test," *PCI Journal*, Vol. 39, No. 1, Enero-Febrero, pp. 38- 47.

Whiting, D; y Mitchell, T.M., 1992, "History of the Rapid Chloride Permeability Test," *Transportation Research Record* 1335, Washington, DC.

Respuesta al Comentario 4:

El comentario fue bien recibido ya que, tal como se lo emplea en el comentario, el término "garantía" implica un absoluto. Si se ha de llegar a una "garantía" es necesario realizar ensayos adicionales según lo requerido en ASTM C 1202 y, además, que el diseñador comprenda las limitaciones de ASTM C 1202. Un uso menos riguroso de ASTM C 1202 potencialmente puede constituir una guía útil para el diseñador y en consecuencia debería estar incluido en el comentario. El comité revisó la última oración de R4.4.2 de la siguiente manera:

"El uso de ASTM C 1202 para ensayar las mezclas de hormigón propuestas proporcionará información adicional sobre el comportamiento de las mezclas."

Comentario 5

Autor: William C. Sherman, PE, Camp Dresser & McKee, Inc., Denver, CO

En mi opinión, la manera en que está redactada la Sección 5.3.3.2, requisitos para mezclas de prueba, algunas veces dificulta su aplicación práctica. Esta sección establece que se deben ensayar mezclas de prueba "usando al menos tres diferentes relaciones agua-material cementicio o contenidos de material cementicio." Pero no hay ninguna discusión sobre cuáles son los componentes de la mezcla que se pueden modificar además del cemento y el agua, tal como la relación entre el contenido de agregado grueso y el contenido de agregado fino o la relación entre puzolana y cemento pórtland para materiales cementicios o el empleo de aditivos. He recibido mezclas de prueba en cada una de las cuales se modificaron diferentes componentes, de manera que no fue sencillo determinar cuáles variaciones provocaron las variaciones de la resistencia a la compresión. Recomiendo que se establezcan limitaciones adicionales referidas a las variaciones de los componentes en mezclas de prueba relacionadas. Además, cuestiono el requisito de usar tres contenidos diferentes de material cementicio para producir un rango de resistencias y para desarrollar una curva de resistencia. Si solamente se modifica el contenido de material cementicio, sin variar la relación agua-material cementicio, es posible desarrollar una curva de resistencia adecuada? De acuerdo con la Publicación ACI SP-1, *Concrete Primer*, Pregunta Número 62, "el contenido de cemento en sí mismo no es una medida de la resistencia. Su única relación directa con la resistencia se debe a que un mayor contenido de cemento produce una menor relación agua-cemento con la cantidad de agua necesaria por motivos de trabajabilidad. Entre dos mezclas de trabajabilidad comparable, aquella con menor relación agua-cemento tendrá la mayor resistencia, independientemente de la cantidad de cemento por unidad de volumen de hormigón." Por lo tanto, recomiendo que ACI 318 sólo se refiera a las variaciones de la relación agua-cemento durante el desarrollo de mezclas de prueba.

Respuesta al Comentario 5:

La Sección 5.3.3.2 no fue revisada en 318-02. Los comentarios referidos a las secciones del Capítulo 5 relacionadas con la dosificación y criterios de aceptación del hormigón serán considerados como un asunto nuevo.

Comentario 6

Autor: Joseph J. Messersmith, Jr.

Las Secciones 7.7.2 y 7.7.3 revisadas incluyen una referencia a la nueva Sección 7.7.5.1 debido a que para ciertos miembros de hormigón pretensado esta sección puede requerir más recubrimiento que el requerido por 7.7.2 y 7.7.3. Estoy de acuerdo con la referencia a 7.7.5.1 para reducir la probabilidad de que el usuario inadvertidamente lo pase por alto. Sin embargo, el comité no llamó suficientemente la atención a requisitos especiales que requieren recubrimiento adicional. Las Secciones 7.7.5 y 7.7.7 contienen requisitos que requieren incrementar el recubrimiento de las Secciones 7.7.1, 7.7.2 ó 7.7.3. A fin de correlacionar totalmente estos requisitos especiales con 7.7.1, 7.7.2 y 7.7.3 y para simplificar la aplicación del Código, recomiendo las siguientes revisiones para el texto de estas secciones:

"7.7.1 – Hormigón colado in situ (no pretensado)

Se deberá proveer el siguiente recubrimiento mínimo de hormigón para las armaduras, pero este recubrimiento no deberá ser menor que el requerido por 7.7.5 y 7.7.7."

"7.7.2 – Hormigón colado in situ (pretensado)

Se deberá proveer el siguiente recubrimiento mínimo de hormigón para las armaduras pretensadas y no pretensadas, vainas y accesorios para los extremos, pero este recubrimiento no deberá ser menor que el requerido por 7.7.5, 7.7.5.1 y 7.7.7."

"7.7.3 – Hormigón premoldeado (fabricado en planta bajo condiciones controladas)

Se deberá proveer el siguiente recubrimiento mínimo de hormigón para las armaduras pretensadas y no pretensadas, vainas y accesorios para los extremos, pero este recubrimiento no deberá ser menor que el requerido por 7.7.5, 7.7.5.1 y 7.7.7."

Respuesta al Comentario 6:

El comité aceptó los cambios propuestos.

Comentario 7

Autor: Earl Hartle

El Artículo 7.10.5.5 de ACI 318-99 parece ser un criterio pobremente redactado, poco realista y difícil de poner en práctica que está provocando confusión e interpretaciones erróneas entre los usuarios. Ruego al Comité que para la edición 2002 reconsidere su redacción y la practicidad y necesidad de estos criterios.

Respuesta al Comentario 7:

Para el Código 2002 no se propusieron revisiones referidas a la Sección 7.10.5.5. Nos pondremos en contacto con la persona que presentó el comentario a fin de solicitarle mayor información, y este tema será considerado como un asunto nuevo.

Comentario 8:

Autores: David Darwin y Jun Zuo

Para las secciones controladas por la tracción, según lo definido en 10.3.4, se especifica $\phi = 0,90$. Esto no concuerda con el valor de 0,80 del Apéndice C de ACI 318-99. El Comité 318 justifica el empleo del factor ϕ más elevado indicando que "se basa en análisis de confiabilidad del pasado^{9.2} y del presente, estudios estadísticos de las propiedades de los materiales, así como la opinión del comité en el sentido que el comportamiento histórico de las estructuras de hormigón apoya la adopción de $\phi = 0.9$." El autor de la Referencia 9.2 es MacGregor (1976).

Las ramificaciones de este cambio son numerosas, y desafortunadamente el Comité 318 ha optado por no proporcionar una justificación profunda y detallada de los motivos de un cambio que implicará una reducción de la tensión del acero de aproximadamente 10% con respecto a los diseños actuales. Vale la pena discutir algunas de estas ramificaciones.

En primer término habrá una reducción del margen de seguridad. Tal vez esto se justifica en base a los "análisis de confiabilidad del presente", pero esta información no está disponible. Ciertamente este cambio *no* se justifica en base a la Referencia 9.2 ni en base a los análisis presentados por Ellingwood, Galambos, MacGregor y Cornell (1980) (en que se basan los factores ϕ del Apéndice C de ACI 318-99). Resulta interesante observar la similitud entre el enfoque que adoptó el Comité 318 para el presente cambio del factor ϕ y el que adoptó el Comité para la modificación de los factores de carga de ACI 318-71. De acuerdo con MacGregor (1976), "Los factores básicos de carga del Código 1971 se redujeron 6% con respecto a los del Código 1963. Esta fue una decisión arbitraria del Comité, la cual justificaron de la siguiente manera: 'Observar que, debido a los requisitos más exhaustivos del Código, investigaciones y experiencia adicionales, mejor control de la calidad del hormigón y el acero, los factores de carga se disminuyeron de 1,5 a 1,4 y de 1,8 a 1,7; lo cual indica una reducción media del orden de 6 por ciento.'" Obviamente el cambio actual requiere una mayor justificación.

El segundo impacto del cambio se relaciona con la serviciabilidad. La reducción de la sección de armadura (1) reducirá el momento de inercia efectivo de las vigas, aumentando las deflexiones y (2) aumentará la tensión del acero, aumentando el ancho de las fisuras. Si la sección de armadura se reduce en un 10%, el momento de inercia efectivo disminuye de 6 a 8%, provocando que las deflexiones aumenten de manera similar. El consiguiente aumento de la tensión del acero provocará un aumento de 10 a 12% del ancho de fisura medio. En vista de lo poco que influye el cambio sobre el costo del hormigón armado colado in situ (menos de 1%), no resulta claro si este cambio se justifica.

Referencias

Ellingwood, B.; Galambos, T.V.; MacGregor, J.G.; y Cornell, C.A., 1980, "Development of a Probability Based Criterion for American National Standard A58," NBS Special Publication 577 , U.S. Department of Commerce, Washington, D.C., Junio, 222 pp.

Comentario 9

Autor: S.A. Mirza, Universidad de Lakehead

En la Sección 9.3.2.1 (*Concrete International*, Junio 2001, página 89) el factor ϕ compatible con los factores de carga y combinaciones de cargas de ASCE/ANSI se incrementó de 0,80 a 0,90 para las secciones controladas por la tracción. El Comentario de la Sección R9.3.1 justifica el cambio de la siguiente manera:

"Para la edición 2002 los factores de reducción de la resistencia se ajustaron de manera de ser compatibles con las combinaciones de cargas de ASCE 7-98, las cuales sirvieron de base para las combinaciones de cargas factoreadas requeridas en los códigos de construcción modelo de ese momento. Estos factores son esencialmente los mismos que los publicados en el Apéndice C de la edición de 1995, excepto que el factor para los límites controlados por flexión/tracción se aumentó de 0,80 a 0,90. Este cambio se basa en análisis de confiabilidad del pasado^{9,2} y del presente, estudios estadísticos de las propiedades de los materiales, así como la opinión del comité en el sentido que el comportamiento histórico de las estructuras de hormigón apoya la adopción de $\phi = 0,90$."

Además, se añade la Referencia 9.yy al Capítulo 9 (*Concrete International*, Junio 2001, página 166), aunque ésta no se menciona en el Comentario de la Sección R9.3.1 ni R9.3.2.2. En la Sección R9.3.2.2 se hace mención a la Referencia 9.XX, pero ésta no se incluye en la lista de referencias que figura en la página 166.

La Referencia 9.yy es un informe que no ha sido publicado y aún no está disponible para los participantes de esta discusión. Por lo tanto, esta referencia no puede formar parte de la discusión. Sin embargo, el que suscribe llevó a cabo un estudio comparativo de los criterios de seguridad de ACI 318-95 que concluyó que para los miembros controlados por flexión/tracción el factor ϕ se debería incrementar a 0,85 cuando se utilizan los factores de carga de ASCE/ANSI y conservar igual a 0,90 cuando en las combinaciones de cargas se utilizan los factores de carga de ACI 318-95 (Mirza, 2000). Esto parece lógico, ya que la reducción de los factores de carga debería dar como resultado la reducción de los factores ϕ .

Aparentemente, mantener en las Secciones 9.3.2.1 y C.3.2.1 de ACI 318-02 el mismo factor ϕ (0,90) para miembros controlados por flexión/tracción no tiene sentido, a menos que para miembros diseñados de acuerdo con ACI 318-02 sea aceptable un índice de confiabilidad menor al obtenido de los estudios de calibración de los códigos anteriores. Es esta la intención del Comité? En caso afirmativo, el Comentario de la Sección R9.3.1 ó R.3.2.2 debería especificarlo explícitamente.

El que suscribe cree firmemente que las Secciones 9.3.2.1 y C.3.2.1 de ACI 318-02 deberían proporcionar índices de confiabilidad comparables. Por lo tanto, es mi opinión que el factor ϕ para miembros controlados por flexión/tracción a utilizar con los factores de carga de ASCE/ANSI se deben cambiar a 0,85 según lo documentado por Mirza (2000).

Referencia

Mirza, S.A., 2000, "Study of Structural Safety of Reinforced Concrete Flexural and Compression Members (SP 196-8)," ACI SP-196, American Concrete Institute, pp. 141-173.

Comentario 10

Autor: William L. Gamble, Universidad de Illinois

La reducción propuesta para los factores de carga (Sección 9.2.1) en combinación con la decisión de mantener el factor ϕ para flexión igual a 0,90 (Sección 9.3.2.1) genera una situación potencialmente peligrosa para las estructuras de hormigón armado en las cuales predominan las cargas permanentes o muertas, situación que se da con gran frecuencia. Probablemente el caso más sensible sean las estructuras de múltiples pisos con placas planas, en las cuales en las columnas no hay capiteles ni paneles de refuerzo que mejoren la resistencia al corte y aumenten la rigidez flexional. En el caso habitual en que la carga muerta no factoreada es igual al doble de la sobrecarga viva, de acuerdo con el Código 1999 el factor de

carga medio es 1,5. El Código 2002 propuesto reduce este valor a 1,333 sin acompañar esta reducción con una disminución proporcional del factor ϕ para flexión. Considerando que durante el proceso de construcción muchas de las losas de una estructura de múltiples pisos estarán sometidas a una carga de alrededor de dos veces su peso muerto, es casi seguro que este cambio del factor de carga llevará a un mayor porcentaje de fallas durante la etapa constructiva. La reducción del factor ϕ para corte mantiene la capacidad de corte aproximadamente en los niveles actuales, pero cualquier reducción de uno de los componentes de resistencia hará que este tipo estructural en particular resulte menos seguro. Se podría argumentar que los requisitos de armadura mínima beneficiarán a estas estructuras, pero éste no es el propósito de la armadura mínima, y la armadura mínima no colaborará en las áreas vulnerables ubicadas sobre las columnas.

Los efectos combinados de reducir los factores de carga y mantener el factor ϕ para flexión en su valor anterior lleva a una poco sabia reducción de la seguridad global, y esto no debería ser aceptable.

Aunque los párrafos anteriores se consideren simplemente como el resultado de la historia, hay otros temas que los cambios propuestos para el Código no consideran. Si la resistencia media de un miembro se reduce sin modificar los requisitos de serviciabilidad, seguramente empeorará el comportamiento bajo cargas de servicio. Las flechas y el ancho medio de las fisuras aumentarán, y para demostrar el problema podemos emplear un ejemplo. Consideremos una viga de 24 in. de profundidad simplemente apoyada en un tramo de 32,0 ft, tal como lo permite la Tabla 9.5(a). No se requiere ninguna verificación de la deflexión. La información de la Tabla A compara diferentes aspectos de la diferencia entre los Códigos de 1999 y 2001. La carga permanente no factoreada es igual al doble de la sobrecarga no factoreada, y los detalles son como se indican en la Tabla A.

Las dos vigas consideradas en la Tabla A poseen las mismas longitudes de tramo y cargas, además de la misma sección de hormigón. La armadura requerida por la Propuesta de Código 2002 es igual al 86,8% de la requerida por el Código 1999 para el mismo miembro, siendo ambas secciones de armadura exactamente iguales a la cantidad requerida, sin considerar si existen barras disponibles para proporcionar estas secciones específicas. Luego se calculan las tensiones en las armaduras y las flechas iniciales en la mitad del tramo, usando para las tensiones el enfoque de la sección fisurada transformada como corresponde para niveles de carga de servicio, y usando valores de I_e calculados de acuerdo con el Código 1999.

Se puede observar que la tensión del acero bajo cargas de servicio se ha incrementado en 14,3% y esto se traduce directamente en un aumento de 14,3% en el ancho medio de las fisuras. En la Sección 10.6.4 del Código no se ha introducido ningún cambio que compense esta situación y, por lo tanto, es probable que algunos diseños tengan un ancho de fisura excesivo a pesar de satisfacer la Sección 10.6.4. Como mínimo, en la Sección 10.6.4 se debe eliminar o modificar la frase que se refiere a asumir que la tensión en el acero es $0,6f_y$.

De manera similar, la flecha calculada para la viga que satisface la Propuesta de Código 2002 es 10,1% mayor que la de la viga más armada requerida por el Código 1999. Dejando de lado la cuestión de si las flechas de la viga de acuerdo con el Código 1999 son suficientemente pequeñas, si para el Código 2002 se adoptan las cargas nominales reducidas es necesario ajustar la Tabla 9.5(a).

Mientras preparaba el material para la Tabla A, fue interesante observar que la capacidad de momento nominal, M_n , requerida por el Código 1999 y la Propuesta 2002 serían exactamente iguales si el factor ϕ para flexión volviera al valor de 0,8 indicado en el Apéndice C del Código 1999. Esta igualdad es exclusivamente para el caso de carga permanente igual al doble de la sobrecarga, pero el uso de $\phi = 0,8$ haría que los códigos siempre coincidieran aproximadamente. Con otras relaciones carga permanente/sobrecarga se obtienen aumentos de tensión y deflexión ligeramente diferentes al comparar los diseños según el Código 1999 y la Propuesta de Código 2002, pero las tendencias siempre coinciden con lo observado anteriormente. En caso que la carga permanente y la sobrecarga no factoreadas fueran iguales, recalculado con $\phi = 0,80$ se obtendría en un M requerido que es 1,6% mayor para la Propuesta 2002 que para el Código 1999.

Una conclusión referida al concepto de reducir los factores de carga sin una correspondiente reducción del factor ϕ para flexión es que la probabilidad de falla aumenta considerablemente, particularmente en el caso de estructuras con placas planas durante su etapa constructiva. La experiencia sugiere que esta probabilidad ya es demasiado elevada. Una segunda conclusión es que con certeza habrá un aumento de problemas de serviciabilidad en términos de flechas y fisuración.

Tabla A: Vigas ilustrativas

Datos de carga y geometría de la viga			Código 1999			Propuesta Código 2002		
Tramo =	32	ft	$\phi =$	0,90		$\phi =$	0,90	
DL =	2	k/ft	1,4 DL =	2,8	k/ft	1,2 DL =	2,4	k/ft
LL =	1	k/ft	1,7 LL =	1,7	k/ft	1,6 LL =	1,6	k/ft
w (servicio) =	3	k/ft	w _u =	4,5	k/ft	w _u =	4,0	k/ft
M (servicio) =	384	k-ft	M _u =	576	k-ft	M _u =	512	k-ft
=	4608	k-in.	=	6912	k-in.	=	6144	k-in.
			M _n req. =	7680	k-in.	M _n req. =	6827	k-in.
f _c =	4	k/in. ²						
f _y =	69	k/in. ²	A _s req. =	7,03	in. ²	A _s req. =	6,10	in. ²
b =	18	in.	ρ =	0,0181		ρ =	0,0157	
h =	24	in.	f _s =	35,22	k/in. ²	f _s =	40,25	k/in. ²
d =	21,625	in.	δ _i =	1,431	in.	δ _i =	1,576	in.

Respuesta a los Comentarios 8, 9 y 10:

Reducción de la seguridad en flexión

El comité sí consideró el cambio de nivel de seguridad que resultará al cambiar el $\phi = 0,80$ contenido en el Apéndice C de 318-99 por $\phi = 0,90$ a emplear con las combinaciones de cargas de ASCE 7 en 318-02. A continuación se reproduce la revisión del Comentario en relación con este tema:

"R9.3.1 – La resistencia de diseño de un miembro, se refiere a la resistencia nominal calculada de acuerdo con los requisitos estipulados en este código multiplicada por un factor de reducción de la resistencia ϕ que siempre es menor que la unidad."

Los propósitos del factor de reducción de la resistencia ϕ son (1) considerar la probabilidad de una menor resistencia en los miembros debida a variaciones de la resistencia de los materiales y las dimensiones, (2) considerar la falta de precisión de las ecuaciones de diseño, (3) reflejar el grado de ductilidad y confiabilidad requerida del miembro bajo los efectos de las cargas consideradas y (4) reflejar la importancia del miembro en la estructura. En la edición 2002 los factores de reducción de la resistencia se ajustaron de manera de ser compatibles con las combinaciones de cargas de ASCE 7-98, las cuales sirvieron de base para las combinaciones de cargas factoreadas requeridas en los códigos de construcción modelo de ese momento. Estos factores son esencialmente los mismos que los publicados en el Apéndice C de la edición 1995, excepto que el factor para los límites controlados por flexión/tracción se aumentó de 0,80 a 0,90. Este cambio se basa en análisis de confiabilidad del pasado^{9,7} y del presente^{9,9}, estudios estadísticos de las propiedades de los materiales, así como la opinión del comité en el sentido que el comportamiento histórico de las estructuras de hormigón apoya la adopción de $\phi = 0,90$."

El comité acordó agregar una referencia a los "análisis de confiabilidad presentes" de la siguiente manera:

"Nowak, Andrzej, S. y Maria M. Szerszen, Reliability-Based Calibration for Structural Concrete, Phase 1, Report UMCEE 01-04, University of Michigan, Noviembre 2001."

Esta referencia aclarará en parte las dudas de Mirza y Darwin y Zuo. Observar que la fecha (Noviembre 2001) indica que, como resultado de los comentarios recibidos por el Comité 318 y de las discusiones del propio comité, los autores están añadiendo algunas explicaciones a su informe. No es la intención del comité implicar que dicho informe es la única fuente de las consideraciones que llevaron al cambio.

De hecho, el comité ha estado discutiendo la decisión de modificar el factor ϕ para flexión, así como otros cambios, durante casi dos décadas, y a los fines prácticos ya existía consenso sobre el hecho de introducir algún cambio en relación con la flexión aún antes que este informe estuviera completo. Para llegar a un consenso sobre la decisión de fijar $\phi = 0,90$ para el caso de fallas en flexión controladas por la tracción se consideraron tanto el estudio actual como estudios anteriores, además de calibraciones bajo cargas gravitatorias y laterales y el equilibrio entre resistencia a la flexión y al corte en vigas y losas. Estas últimas fueron consideradas dentro del propio comité.

En realidad, el estudio de Ellingwood, MacGregor, et al., 1980, llevaría a considerar que $\phi = 0,85$ es un factor razonable si se utilizara un único factor para todos los miembros flexionados. Entre los temas que se plantearon al pasar de 0,85 a 0,90 podemos mencionar la nueva transición para ϕ en miembros altamente reforzados (es decir, la transición entre los estados límites controlados por la tracción y aquellos controlados por la compresión), la calibración para combinaciones que incluyen cargas laterales y los tipos de datos sobre resistencia de materiales citados en la investigación actual de Nowak.

La investigación actual de Nowak y Szerszen recomienda aumentar algunos otros factores ϕ , recomendación que será considerada por el comité en el futuro. Además, el autor está programando nuevos estudios.

Con respecto a las preocupaciones del Profesor Gamble específicamente relacionadas con las placas planas y losas armadas en dos direcciones, el comité opina que estas estructuras han demostrado un nivel de seguridad más que adecuado en cuanto a la resistencia a la flexión. Con los cambios propuestos será menos probable que una losa falle por corte antes de presentar señales que evidencien un debilitamiento por flexión.

Con respecto a la comparación de Mirza del nuevo apéndice con el nuevo código, la intención del comité es permitir que la práctica tradicional continúe sin modificaciones tanto como sea posible. Consecuentemente se decidió no recalibrar los factores tradicionales.

Darwin y Zuo también plantearon el tema de la seguridad, y claramente solicitan una explicación más detallada que justifique el cambio. La intención de esta respuesta es aportar más información en ese sentido. La mayor parte del comentario de Darwin y Zuo se refiere al desarrollo de las armaduras, lo cual se discute en una respuesta posterior.

Los datos presentados posteriormente por el Profesor Darwin no se centran en el tema de la longitud de desarrollo, sino más bien en el tema del índice de seguridad. Los datos sobre la resistencia del acero de las armaduras son muy bienvenidos, y serán considerados en estudios futuros. Sin embargo, por los motivos indicados anteriormente en respuesta al comentario de Gamble, el comité no está de acuerdo en que los datos adicionales justifican mantener $\phi = 0,80$.

Aún más, el comité también observó que no tiene intención alguna de fijar el índice de seguridad para flexión y corte en un mismo valor. De hecho, el comité creyó que la nueva separación de los factores ϕ para flexión y corte mejorará el comportamiento.

Temas relacionados con la serviciabilidad (Deflexión y fisuración)

El comité agradece el comentario del Profesor Gamble sobre la serviciabilidad. La principal función de los factores de reducción de carga y capacidad es proporcionar una resistencia adecuada en relación con la seguridad. En la norma existen otros requisitos cuya función primordial es tratar la serviciabilidad. El comité admite que existe cierta relación entre estos requisitos, pero nunca consideró que esta relación fuera fundamental.

El ejemplo presentado por el Profesor Gamble es muy ilustrativo. Se trata de una viga de sección rectangular simplemente apoyada cuya relación longitud de tramo-profundidad es exactamente aquella que según la Tabla 9.5(a) de ACI 318 exigiría que el ingeniero calculara las deflexiones. (Observar que la Tabla 9.5(a) solamente permite la relación longitud-espesor como un sustituto para el cálculo de deflexiones en el caso de "miembros que no soportan ni están unidos a tabiques u otras construcciones que pudieran ser dañadas por grandes deflexiones.").

Además, el momento bajo carga de servicio del ejemplo es casi seis veces el momento de fisuración de la viga. Como resultado del cambio propuesto, la armadura se reduce en más del 13% y por lo tanto disminuye el momento de inercia. El resultado global es que la deflexión calculada aumenta un 10%, tal como él lo señala.

No existen motivos para esperar que haya más problemas de deflexión en los casos en que se requiere el cálculo de deflexiones. El aumento de la deflexión (en casos extremos alrededor del 10%) para miembros que satisfacen los límites sobre espesor mínimo de las Tablas 9.5(a) y 9.5(c) no es suficiente para justificar un cambio en este momento.

El comité ha estado considerando desde hace tiempo las relaciones longitud-espesor de losas armadas en dos direcciones que le permiten al diseñador obviar el cálculo de las deflexiones. El tema sigue bajo consideración, y es posible que en el futuro se introduzcan algunas modificaciones.

Con respecto a los anchos de fisura, ACI 318-99 introdujo un nuevo método para controlar el ancho de fisura a la vez que promovió el aumento de recubrimiento para la protección de las armaduras. En cierta medida el nuevo requisito sobre ancho de fisura limitará las fisuras a anchos un poco más pequeños que el

requisito anterior. Es verdad que el nuevo requisito de resistencia provocará un aumento de tensión en las armaduras y, por lo tanto, puede provocar un aumento del ancho de fisura. El comité cree que con los efectos combinados de estos dos cambios se obtendrán resultados satisfactorios, y que no es necesario introducir modificaciones adicionales. Los niveles de tensión supuestos para el cálculo del ancho de fisura serán estudiados en el futuro.

Comentario 11

Autor: Joseph J. Messersmith, Jr.

Para ser consistente con ASCE 7-98, en la Sección 9.2.1, Ecuación (9-4), el factor de carga aplicado a L debería ser igual a 1,0 y el factor de carga aplicado a (L_r ó S ó R) debería ser igual a 0,5.

Respuesta al Comentario 11:

El Sr. Messersmith señala que la Ecuación (9-4) no concuerda con ASCE 7. Esta observación es correcta. La intención era que las ecuaciones coincidieran y, por lo tanto, el comité aceptó este cambio.

Comentario 12

Autores: David Darwin y Jun Zuo

La resistencia de adherencia es una propiedad estructural, al igual que la resistencia a la flexión, la resistencia al corte y la capacidad de columna. Sin embargo, a menudo esto no resulta evidente debido a que los procedimientos de diseño exigen calcular la longitud de desarrollo o de empalme en vez de la resistencia de adherencia. Al igual que para otras propiedades resistentes, es posible calcular factores ϕ para la adherencia. La hipótesis del Código actual es que el ϕ de la adherencia ya está incorporado en las expresiones que permiten calcular la longitud de desarrollo.

Tal como está el Código actualmente, las longitudes de desarrollo no variarán y las fuerzas de adherencia totales (las cuales dependen de la carga aplicada) permanecerán constantes, no así la sección de armadura. Las que sí variarán son las capacidades de adherencia disponibles, las cuales disminuirán. [Desde hace tiempo la relación entre capacidad de adherencia y sección de armadura ha sido reconocida en ACI 318 (Sección 12.5.3.4) por la habilidad de reducir las longitudes de desarrollo y empalme en base a la relación, A_s requerida/ A_s provista.] Por lo tanto, si se ha de mantener el margen de seguridad actual, una reducción de la sección de armadura A_s debida al valor de ϕ propuesto debe estar acompañada por un aumento de la longitud de desarrollo/ empalme. Este punto merece ser discutido en mayor profundidad, ya que el Comité 318 no dice haber llevado a cabo un análisis de confiabilidad en relación con la adherencia.

El Comité 408 está completando el trabajo de preparar un informe muy actualizado. Como parte de este esfuerzo, los resultados de ensayo de la base de datos del Comité ACI 408 fueron usados para determinar si se debe aplicar un factor ϕ , y en caso afirmativo cuál sería este factor ϕ , con la actual expresión de longitud de desarrollo en tracción de ACI 318-99 y si es necesario aplicar un factor ϕ , y en caso afirmativo cuál sería este factor ϕ , con los cambios propuestos para ACI 318. En la Tabla 1 se resumen los resultados de los análisis de confiabilidad.

Los análisis se llevaron a cabo siguiendo procedimientos descritos por Ellingwood et al. (1980), Mirza y MacGregor (1986), Lundberg (1993) y Darwin et al. (1998). Se realizaron análisis independientes para barras con y sin armadura transversal de confinamiento. En los análisis se utilizaron las siguientes combinaciones de factores de carga permanente, sobrecarga y ϕ para tracción: (a) 1,4; 1,7 y 0,9 (ACI 318-99, Capítulo 9); (b) 1,2; 1,6 y 0,8 (ACI 318-99, Apéndice C); y (c) 1,2; 1,6 y 0,9 (ACI 318-02, propuesta). Se usó un índice de confiabilidad $\beta = 3,5$ con lo cual se obtuvo una probabilidad de falla de adherencia aproximadamente igual a un quinto de la probabilidad de falla en flexión ($\beta = 3,0$). Las comparaciones se limitaron a barras inferiores con longitudes de desarrollo o empalme de al menos 12 in. (300 mm) y miembros con resistencias a la compresión ≤ 10.000 psi (69 MPa). Se hicieron comparaciones con la Ecuación (12-1) de ACI 318-99. Se usaron relaciones carga permanente/ sobrecarga de 0,5; 1,0 y 1,5. En los análisis se usó un factor de modificación de la longitud para barras pequeñas $\gamma = 1,0$ y no 0,8 según lo establece ACI 318. El motivo de la adopción del valor de γ menos conservador se explica en la discusión de la Sección R12.2 del Comentario.

Para cada combinación de variables se calcularon dos factores ϕ . El primero, un factor ϕ básico de adherencia, ϕ_b , representa el factor de reducción de la capacidad que se obtendría estrictamente en base a

la resistencia del desarrollo y del empalme como propiedad estructural. Luego se calculó un factor ϕ efectivo, ϕ_d , dividiendo ϕ_b por el factor ϕ usado para barras traccionadas. El mayor factor ϕ efectivo para adherencia y desarrollo ϕ_d reconoce que la resistencia de adherencia es una propiedad estructural independiente y que la sección de las barras ya se habrá incrementado en base al factor ϕ para tracción.

De manera algo sorprendente, los análisis presentados en la Tabla 1 demuestran que en la Ecuación (12-1) de ACI 318-99 se debería aplicar un factor ϕ igual a $\phi_d \cong 0,85$ para factores de carga permanente y sobrecarga de 1,4 y 1,7 y $\phi_{tracción} = 0,90$. El motivo principal del factor ϕ reducido es la elevada variabilidad (coeficiente de variación $\cong 0,22$) de la relación ensayo/predicción para la Ecuación (12-1) y los ensayos de la base de datos del Comité 408. Para factores de carga permanente y sobrecarga de 1,2 y 1,6 y $\phi_{tracción} = 0,9$ (ACI 318-99, Apéndice C) ϕ_d es aproximadamente igual. Sin embargo, cuando se combinan factores de carga de 1,2 y 1,6 con $\phi_{tracción} = 0,9$ según lo propuesto para 318-02, ϕ_d disminuye a valores comprendidos entre 0,75 y 0,78. [Como comentario al margen, suponiendo como en la actualidad que ϕ_d está incorporado en la Ecuación (12-1), $\beta = 2,8 - 3,0$ para adherencia ya sea en base al Capítulo 9 o al Apéndice C de ACI 318-99. β disminuye a 2,4 - 2,6 en base a los cambios propuestos para ACI 318-02.] Sin ánimo de prolongar la discusión sobre la necesidad de aplicar un factor ϕ a la ecuación (12-1) de ACI-99, queda claro que, al solo efecto de mantener el actual margen de seguridad para adherencia, si se usa $\phi_{tracción} = 0,9$ según lo propuesto también se deben aumentar las longitudes de desarrollo y empalme mediante un factor $\cong \frac{0,85}{0,75} = 1,13$. Esta relación es básicamente igual a la relación entre los factores ϕ para tracción $= \frac{0,90}{0,80} = 1,125$. Sin embargo, si se incrementan las longitudes de desarrollo y empalme, los problemas para el detallado de las armaduras anularán prácticamente todo el ahorro que se obtiene usando el factor ϕ más elevado. Por otra parte, no incrementar la longitud de desarrollo provocará una reducción poco razonable de la resistencia de adherencia.

Considerando las implicancias de utilizar $\phi_{tracción} = 0,9$ juntamente con los nuevos factores de carga, implicaciones que no han sido tratadas por el Comité 318, sería prudente mantener el valor de 0,80 para hormigón colado in situ, tal como figura actualmente en el Apéndice C.

Referencias

Darwin, D., Idun, E.K., Zuo, J., y Tholen, M.L., 1998, "Reliability-Based Strength Reduction Factor for Bond," ACI Structural Journal, Vol. 95, No. 4, Julio-Agosto, pp. 434-443.

Ellingwood, B.; Galambos, T.V.; MacGregor, J.G.; y Cornell, C.A., 1980, "Development of a Probability Based Criterion for American National Standard A58," NBS Special Publication 577, U.S. Department of Commerce, Washington, D.C., Junio, 222 pp.

Lundberg, Jane E., 1993. "The Reliability of Composite Columns and Beam Columns," Structural Engineering Report No. 93-2, University of Minnesota, Minneapolis, Minnesota, Junio, 233 pp.

Mirza, S. A. y MacGregor, J.G., 1986, "Strength Variability of Bond of Reinforcing Bars in Concrete Beams," Civil Engineering Report Series No. CE-86-1, Lakehead University, Thunder Bay, Ontario, Enero, 35 pp.

Tabla 1 - Factores de reducción de la resistencia (ϕ) para adherencia en base a la Ecuación (12-1) de ACI 318						
	Sin armadura transversal de confinamiento			Con armadura transversal de confinamiento		
	(a) $\gamma_D = 1,4$		$\gamma_L = 1,7$	$\phi_{\text{tracción}} = 0,9$		$\beta = 3,5$
\bar{r}	1,191			1,248		
V_r	0,217			0,221		
$(Q_L/Q_D)n$	0,5	1,0	1,5	0,5	1,0	1,5
\bar{q}	0,675	0,647	0,631	0,675	0,647	0,631
$V_{\phi q}$	0,102	0,131	0,152	0,102	0,131	0,152
ϕ_b	0,76	0,76	0,75	0,79	0,79	0,77
ϕ_d	0,85	0,84	0,83	0,88	0,87	0,86
	(b) $\gamma_D = 1,2$		$\gamma_L = 1,6$	$\phi_{\text{tracción}} = 0,8$		$\beta = 3,5$
\bar{r}	1,191			1,248		
V_r	0,217			0,221		
$(Q_L/Q_D)n$	0,5	1,0	1,5	0,5	1,0	1,5
\bar{q}	0,759	0,716	0,693	0,759	0,716	0,693
$V_{\phi q}$	0,102	0,131	0,152	0,102	0,131	0,152
ϕ_b	0,68	0,69	0,68	0,70	0,71	0,71
ϕ_d	0,85	0,86	0,85	0,88	0,89	0,88
	(c) $\gamma_D = 1,2$		$\gamma_L = 1,6$	$\phi_{\text{tracción}} = 0,9$		$\beta = 3,5$
\bar{r}	1,191			1,248		
V_r	0,217			0,221		
$(Q_L/Q_D)n$	0,5	1,0	1,5	0,5	1,0	1,5
\bar{q}	0,759	0,716	0,693	0,759	0,716	0,693
$V_{\phi q}$	0,102	0,131	0,152	0,102	0,131	0,152
ϕ_b	0,68	0,69	0,68	0,70	0,71	0,71
ϕ_d	0,75	0,76	0,76	0,78	0,79	0,78
\bar{r}	= relación media ensayo/predicción comparando la Ecuación (12-1) de ACI-99 con ensayos de barras inferiores de la base de datos del Comité ACI 408					
V_r	= coeficiente de variación de la variable aleatoria resistencia r					
$(Q_L/Q_D)n$	= relación nominal entre sobrecarga y carga permanente					
\bar{q}	= valor medio de la variable aleatoria carga					
$V_{\phi q}$	= coeficiente de variación de la variable aleatoria carga q					
ϕ_b	$= \frac{\bar{r}}{q} e^{-(v_r^2 + v_{\phi q}^2)^{1/2}} \beta$					
ϕ_d	$= \phi_b / \phi_{\text{tracción}}$					

Respuesta al Comentario 12:

Darwin y Zuo sostienen que la confiabilidad respecto a las fallas de adherencia depende de las fuerzas reales en las barras, y que con las longitudes de desarrollo del Capítulo 12 no se logrará la misma confiabilidad si se incrementan las fuerzas en las barras, como sería el caso con lo propuesto para 318-02. También ilustran el cálculo de factores ϕ para longitud de desarrollo de las barras de armadura, considerando diferentes índices de confiabilidad y condiciones de diseño para flexión.

El actual Capítulo 12 no explicita ningún factor ϕ . Se implica que con los requisitos se obtiene una confiabilidad aceptable respecto al desarrollo ya sea de la fluencia especificada o la fluencia real de las barras de armadura.

En el futuro puede resultar deseable expresar el desarrollo de las barras de armadura en un formato "resistencia nominal/resistencia de diseño". Este tema estaría muy por encima del alcance de los cambios propuestos en relación con ϕ para flexión. El comité analizará las longitudes de desarrollo en el futuro.

El efecto del cambio de ϕ para flexión es que la probabilidad de falla por flexión aumentará ligeramente, pero como se explicó en respuesta a las preocupaciones sobre seguridad, el comité está satisfecho con este cambio. Es verdad que en promedio la tensión de las barras de armadura bajo carga de servicio aumentará. Aunque es posible que el efecto de las mayores fuerzas bajo cargas de servicio en las barras aumente la probabilidad de falla en el desarrollo de las barras de armadura, el comité no cree que al modificar ϕ para flexión la probabilidad de falla en el desarrollo de las barras de armadura aumentará más rápidamente que la probabilidad de falla por flexión. En consecuencia, la actual relación entre probabilidad de falla por flexión y falla por desarrollo no cambiará de manera desfavorable.

Comentario 13

Autores: David Darwin y Jun Zuo

En R12.2 el Comentario incluye la justificación del empleo de $\gamma = 0,8$. Esta justificación describe una "comparación con requisitos anteriores y una verificación de una base de datos de resultados experimentales mantenida por el Comité ACI 408" que "indica que para barras conformadas No. 6 y menores, así como para alambre conformado, las longitudes de desarrollo se podrían reducir en 20% usando $\phi = 0,8$." En el momento en que se efectuaron estas comparaciones, la base de datos solamente contenía resultados de barras con longitudes de desarrollo reducidas, la mayoría de las cuales eran de menos de 12 in. (300 mm). La naturaleza de la Ecuación (12-1) es tal que predice de manera conservadora la resistencia de adherencia de las barras con longitudes de desarrollo y empalme reducidas. Sin embargo, la Ecuación (12-1) se vuelve progresivamente menos conservadora a medida que se emplean longitudes de empalme más realistas. En los años transcurridos desde que se efectuó la comparación original, la base de datos de barras No. 6 [No. 19] y menores con longitudes de desarrollo y empalme mayores que 12 in. (300 mm) aumentó hasta llegar a 63 ensayos, 22 de ellos para barras sin armadura transversal de confinamiento y 41 para barras con armadura transversal de confinamiento. Las Figuras 1 y 2 comparan relaciones ensayo/predicción; se comparan resultados de ensayos con los requisitos de ACI 318-99 usando $\gamma = 0,8$ y 1,0 para barras No. 6 [No. 19] y menores sin armadura transversal de confinamiento y con armadura transversal de confinamiento, respectivamente. En las comparaciones no se usó el factor 1,3 para empalmes Clase B. Para $\gamma = 0,8$ siete ensayos, o bien 32% de las barras sin armadura trasversal de confinamiento, poseen relaciones ensayo/predicción menores que 1,0 (Figura 1). Para barras con armadura transversal de confinamiento, 23 ensayos, un imponente 56% de los datos, tienen relaciones ensayo/predicción menores que 1,0 (Figura 2). Al cambiar a $\gamma = 1,0$ disminuye sustancialmente el número de bajas relaciones ensayo/predicción: a 1, ó 4,5%, para barras sin armadura transversal de confinamiento y 4, ó 10%, para barras con armadura transversal de confinamiento. Por lo tanto, en base a barras con longitudes de desarrollo y empalme realistas, resulta claro que no hay justificación para utilizar γ menor que 1,0. El elevado porcentaje de resultados de baja resistencia basados en $\gamma = 0,8$ felizmente no se ha traducido a la ocurrencia de fallas, gracias a la protección proporcionada por los factores de carga y resistencia de ACI 318. Los empalmes Clase B están exentos de estas consideraciones debido al requisito de usar un factor de modificación igual a 1,3 - requisito que no se basa en la resistencia. Sin embargo, las barras desarrolladas y empalmes Clase A diseñados con $\gamma = 0,8$ tienen un margen de seguridad considerablemente menor que las barras de mayor tamaño, para las cuales $\gamma = 1,0$. Los resultados ilustrados en las Figuras 1 y 2 demuestran que γ se debería cambiar a 1,0 para todas las barras.

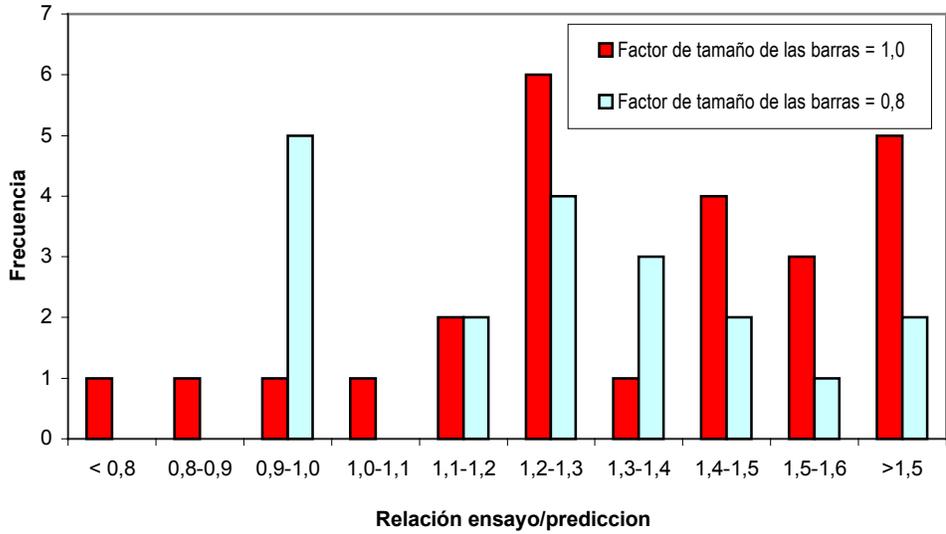


Figura 1. Relaciones ensayo/predicción para barras No. 6 [No. 19] y menores empalmadas y desarrolladas sin armadura transversal de confinamiento para factores de tamaño de barra $\phi = 0,8$ y $1,0$

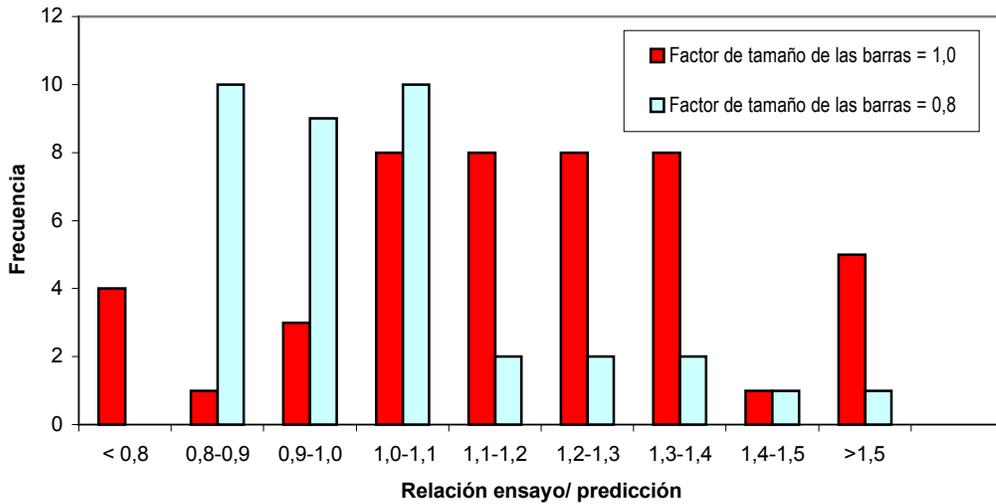


Figura 2. Relaciones ensayo/predicción para barras No. 6 [No. 19] y menores empalmadas y desarrolladas con armadura transversal de confinamiento para factores de tamaño de barra $\phi = 0,8$ y $1,0$

Respuesta al Comentario 13:

Durante los últimos ciclos el comité ha trabajado en estrecha colaboración con el Comité ACI 408, y ha contado con la ayuda del Comité ACI 408 con relación a los cambios propuestos para el Capítulo 12.

Al iniciar el próximo ciclo de trabajo, el comité formalmente solicitará al Comité 408 la presentación de una propuesta sobre revisiones recomendadas para el Capítulo 12, incluyendo el factor γ para tamaño de barra.

Comentario 14

Autor: Joseph J. Messersmith, Jr.

En la Sección 9.3.5 el factor de reducción de la resistencia para hormigón simple se está reduciendo de 0,65 a 0,55 supuestamente para compensar los factores de carga reducidos de ASCE 7-98. Sin embargo, en algunos casos los factores de carga permanecen sustancialmente iguales en las ediciones 1999 y 2002. Esto provocará una reducción de la resistencia de diseño del 15,4%. Por ejemplo, si se compara la Ecuación 9-6 propuesta con la Ecuación 9-3 existente, tomando en consideración el factor de direccionalidad del viento igual a 0,85 ahora incorporado en ASCE 7-98, y si H no está actuando ($H = 0$), con la Ecuación 9-6 propuesta se obtendrán cargas ligeramente *mayores* que con la Ecuación 9-3 existente. Además, si se compara la Ecuación 9-7 propuesta con la Ecuación 9-3 existente reemplazando W por $1,1E$ y con $H = 0$, las cargas resultantes son esencialmente iguales, suponiendo que E en la Ecuación 9-7 propuesta es igual a un factor de carga de 1,4 por el E de nivel de servicio de la Ecuación 9-3 existente (reemplazando W por $1,1E$). Por lo tanto, cuando las Ecuaciones 9-6 ó 9-7 propuestas controlan el diseño, lo cual ocurre frecuentemente en el caso de los muros exteriores por encima del nivel del terreno y poco cargados, el hormigón simple está siendo penalizado de forma no justificada. Para evitar esta situación propongo la siguiente revisión para la Sección 9.3.5:

"El factor de reducción de la resistencia ϕ para flexión, compresión, corte y apoyo del hormigón simple estructural en el Capítulo 22 será 0,55; excepto que cuando la resistencia requerida U es gobernada por las Ecuaciones (9-6) ó (9-7) y no actúa H , estará permitido que el factor de reducción de la resistencia ϕ sea 0,65."

Respuesta al Comentario 14:

Se agradece la preocupación del Sr. Messersmith respecto del efecto del factor ϕ sobre el hormigón simple sujeto a cargas laterales. Para este estado límite no hubo ningún cambio significativo entre el Apéndice C de 318-99 y el Capítulo 9 de 318-02. Lo que es más, para este estado límite tampoco hubo cambios entre el Capítulo 9 de 318-99 y el nuevo apéndice. Por lo tanto, el Código 2002 no debe ser interpretado como un cambio de práctica. Como se dijo anteriormente en la respuesta al comentario sobre seguridad en flexión, en el futuro el comité considerará otros valores para los factores ϕ .

Comentario 15:

Autor: Carlos E. Ospina, Doctorando, Universidad de Alberta

Al revisar el borrador propuesto para ACI 318-02 publicado en *Concrete International* en su edición de junio de 2001 noté que la Referencia 10.XX, la cual servía de base para la modificación de la Sección 10.15.3 (Transmisión de las cargas de las columnas a través de entrepisos), se había omitido de la lista de referencias.

La Referencia 10.XX es un compendio de resultados del proyecto de investigación que realicé para mi maestría en la Universidad de Alberta bajo la supervisión del Dr. Scott Alexander. Estos resultados fueron publicados por nuestro Departamento de Ingeniería Civil en forma de un Informe de Ingeniería Estructural. Los resultados de los ensayos sobre columnas interiores fueron reportados por Ospina y Alexander, y publicados en la edición de junio de 1998 de *ASCE Structural Journal*.

Por último, quisiera felicitar a todos los miembros del Comité ACI 318 por el enorme trabajo realizado para llegar a la tan anticipada actualización del código ACI 318.

La referencia faltante es:

10.xx Ospina, C.E. y Alexander, S.D.B., 1998, "Transmission of Interior Concrete Column Loads Through Floors," *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 124, No. 6.

Respuesta al Comentario 15:

El comité aprobó la adición de la referencia por Ospina y Alexander a la Sección R10.15.3:
"10.39 Ospina, C.E. y Alexander, S.D.B., 1998, "Transmission of Interior Concrete Column Loads Through Floors," ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 124, No. 6."

Comentario 16

Autor: William L. Gamble, FACI, Universidad de Illinois, Urbana-Champaign

Mi oposición a la introducción del nuevo factor ϕ que varía en función de la deformación del acero, del Apéndice B del Código 1999, es bien conocida,¹ ya que aparentemente se trata de un simple cambio y no de una mejoría. Existe una mejor manera de tratar este tema, en términos de factores de seguridad parciales aplicados a los materiales, especialmente para las columnas. Sin embargo, si se ha de adoptar el material propuesto en la Sección 10.3.3, es necesario agregar algún trabajo adicional. En primer lugar, la definición de "deformación neta por tracción" debería estar en el Código y no en el Comentario. En segundo lugar, la Figura R10.3.3 propuesta resulta totalmente inadecuada si esta sección se ha de aplicar a miembros pretensados. Debería haber una Figura R10.3.3(a) tal como la indicada, más una Figura R10.3.3(b) que ilustre la distribución de deformación a capacidad nominal para un miembro pretensado. Esta segunda figura debería indicar que el punto de inicio para el cálculo del cambio de deformación es el estado de tensión y deformación existente en el momento de descompresión, lo cual probablemente está implícito en la Sección R10.3.3 propuesta, pero no se expone de manera explícita. La Figura A adjunta se podría usar como la R10.3.3(b) sugerida, cambiando la notación de ϵ'_{sa} a ϵ_t , donde esta es la componente de deformación más allá de las dos componentes que consisten en las predeformaciones en el acero y el hormigón, o más allá del momento de descompresión.

La actual prohibición de usar cuantías netas superiores a $0,75\rho_b$ es bastante útil, y se debería mantener. El hecho de que el factor ϕ para flexión disminuirá para cuantías elevadas, en el reemplazo propuesto para la Sección 10.3.3, no es una protección adecuada para el caso de los diseñadores que siguen ciegamente los códigos sin comprender el razonamiento detrás de los requisitos. De hecho, las prohibiciones absolutas resultan útiles, y esta se debería mantener.

Referencia:

1. Gamble, W.L., "phi Factors and Other Anomalies," Concrete International, Vol. 20, No. 8, Agosto 1998, pp. 56-58.

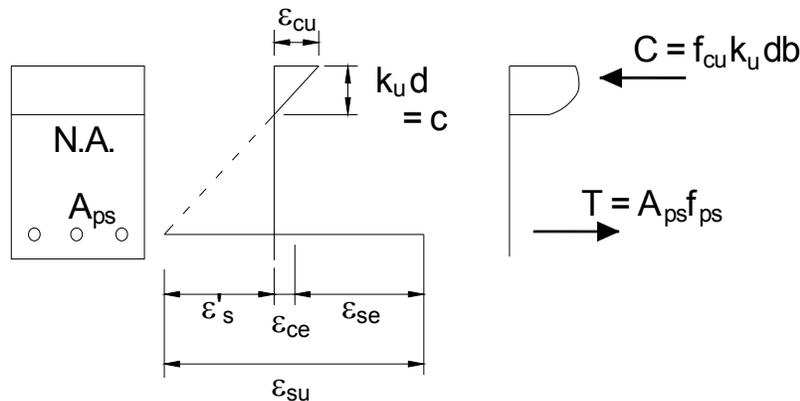


Figura A - Distribución de tensiones y deformaciones en un miembro pretensado con adherencia

Respuesta al Comentario 16:

El comité observa que la definición de "deformación neta por tracción" ya está incluida en el Capítulo 2 del Código, Definiciones. Esta definición establece que se excluyen los efectos de la pretensión efectiva. Por motivos de simplicidad, el comité optó por ignorar la pequeña diferencia entre la pretensión efectiva y

la tensión de descompresión. Una nueva sección, la Sección 10.3.5, que proporciona un límite para la deformación neta por tracción fue excluida inadvertidamente de la edición de junio 2001 de *Concrete International* (pero posteriormente fue puesta a disposición como parte de la discusión pública) y ha sido incluida en el código 2002.

Comentario 17

Autor: William Gamble

Se debería mantener uno de los elementos eliminados de R10.6.7. La frase "en gran medida" se debería reinsertar, ya que he observado un caso en el cual las fisuras próximas al acero traccionado eran muy pequeñas pero a la mitad de la profundidad de una viga con una profundidad total de 2 m, sin armadura de piel, su ancho era del orden de 2 mm. También sugeriría agregar una oración al final de la sección: "Para miembros muy profundos, digamos $d > 6$ ft (2 m), el diseñador debería considerar continuar la armadura de piel hasta el eje neutro de la sección fisurada antes que restringirla a la región que se extiende $d/2$ a partir de la cara traccionada."

Respuesta al Comentario 17:

El comité decidió no insertar la frase "en gran medida" en la Sección R10.6.7, ya que considera que esta frase es demasiado cualitativa. La oración cuya adición se propone será considerada como un asunto nuevo para el próximo código.

Comentario 18

Autor: William L. Gamble

La nueva Sección 7.13.2.3 contiene un requisito, introducido en el Código 1995, que no parece acertado. Los estribos en forma de U, no importa cuan bien anclados, no reemplazan satisfactoriamente los estribos cerrados de una sola pieza debido a que no pueden proporcionar resistencia torsional ni tenacidad a la viga perimetral. Debido a que el objetivo de esta sección es mitigar la ocurrencia de desastres, pareciera que la resistencia torsional también se debería conservar en cuanto sea posible. Se debería eliminar la referencia a los estribos en forma de U y mantener la referencia a los estribos cerrados tal como está escrita.

Respuesta al Comentario 18:

El Dr. Gamble plantea si los estribos que se colocan en una viga perimetral para lograr integridad estructural serían adecuados para impedir un tipo de falla con colapso progresivo si éstos fueran estribos en forma de U y no estribos cerrados de una pieza. Él considera que es posible que una viga perimetral requiera la resistencia torsional o tenacidad que proveerían los estribos cerrados.

Actualmente no existe ningún requisito que establezca que las vigas perimetrales deben poseer resistencia torsional, excepto la resistencia torsional mínima requerida en vigas sometidas a torsión por motivos de compatibilidad. (Ver 11.6.2.2). En el caso de carga normal, 11.6.2.2 requiere que el miembro sea capaz de resistir un momento torsor aproximadamente igual a la carga de torsión de fisuración. El comité considera que exigir este grado de resistencia torsional en una situación de colapso progresivo es algo exagerado. El tipo de falla se puede visualizar como un camión u otro vehículo similar chocando contra una columna exterior. Se permite que las deformaciones resultantes sean muy grandes siempre que la estructura no colapse a punto tal que impida que los ocupantes escapen.

En las vigas perimetrales puede ocurrir fisuración por torsión y se pueden desarrollar fisuras de gran abertura sin llegar al colapso. Esto se debe a que las fisuras por torsión reducen la rigidez torsional de las vigas perimetrales, consecuentemente reduciendo el momento torsional. Por este motivo el comité no introdujo ningún cambio en el código 2002.

Comentario 19

Autor: Richard Orr, Westinghouse Electric Company

La revisión propuesta para 10.7.1 hace referencia a 11.8.1.1, una sección que no está incluida en el código existente ni en las revisiones propuestas.

En 11.1.4, el término "miembros flexionados de gran altura" se debería reemplazar por "vigas de gran altura".

La revisión propuesta para 11.8.1 es incompleta. Se debería usar la misma sintaxis que en 10.7.1 según lo implica R10.7?

Respuesta al Comentario 19:

Los comentarios editoriales de Richard Orr referidos a las Secciones 10.7.1, 11.1.4 y 11.8.1 son correctos y se introdujeron los cambios correspondientes.

Comentario 20

Autor: A. Ghali, Universidad de Calgary

La Revisión de R11.12.3 elimina una oración del comentario existente sin explicitar un motivo. La oración eliminada es:

"Se ha utilizado exitosamente armadura de corte consistente en barras verticales ancladas mecánicamente en ambos extremos por medio de una placa o cabezal capaz de desarrollar la resistencia a fluencia de las barras."

El que suscribe cree que la eliminación de esta oración no fue intencional. De hecho, debido a que en 1989 esta oración se introdujo en el Comentario, el tipo de armadura de corte mencionada se ha utilizado en miles de proyectos tanto en los Estados Unidos como en otros numerosos países. Por lo expuesto se propone mantener la oración en R11.12.3 y añadir una referencia. Esta referencia describe diversas alternativas de armadura de corte anclada mecánicamente. La referencia propuesta y su ubicación en el comentario son:

"...anclados en ambos extremos mediante una placa o cabezal^{11.22}..."

Referencia

11.22 ACI Committee 421, "Shear Reinforcement for Slabs (421.1R-99)," American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 1999, 15 pp.

Comentario 21

Autor: Dave Dechka, Universidad de Calgary

El Profesor Amin Ghali me ha pedido que analice los cambios propuestos para la Sección 11.12.3 a incorporar en la edición 2002 de la Norma ACI 318. Su pedido me resulta halagador, ya que sus años de experiencia el área me superan ampliamente. Por este motivo acepté este reto con gran entusiasmo.

Durante mi análisis comparé las revisiones propuestas con las referencias que dieron origen a los cambios.^{1, 2, 3} Parecen haber algunas inconsistencias respecto al tipo de ganchos y la importancia de las barras longitudinales para el desarrollo de la armadura de corte. Por ejemplo, el informe de Hawkins et al.³ no recomienda el uso de ganchos de 90 grados para desarrollar estribos de losas, mientras que las revisiones propuestas sí lo hacen. Sin embargo, supongo que el trabajo de Yamazaki,⁴ al cual se hace referencia el informe de Hawkins (y que lamentablemente no he tenido oportunidad de leer), sugiere anclaje limitado para estos tipos de ganchos. En cualquier caso, las discrepancias parecen no ser importantes y estoy seguro que serán aclaradas antes de la publicación de la edición 2002.

El tema que resulta algo preocupante es la eliminación de la referencia del comentario (R11.12.3, edición 1999), que brevemente reconocía la capacidad de las barras verticales ancladas mecánicamente de desarrollar la resistencia a fluencia de dichas barras. Supongo que la oración se refiere a pernos de corte con cabeza. Antes que dejar de lado el uso de los pernos, hubiera esperado que el comité incorporara nuevos requisitos de diseño. Las investigaciones^{5, 6, 7, 8} han probado que el uso de pernos de corte para mejorar la capacidad de punzonado de las uniones losa-columna es una manera viable de preservar la ductilidad de los pórticos formados por losas y columnas. Además, instalar pernos de corte es mucho más conveniente que instalar estribos de una sola rama o de ramas múltiples.

Como ya habrán observado, no soy demasiado objetivo cuando se trata de pernos de corte. Mi preferencia surge de mi propio trabajo durante los últimos años, cuando tuve oportunidad de investigar el uso en condiciones sísmicas de pórticos formados por losas y columnas reforzados con pernos de corte.

En un esfuerzo por motivar a Ud. y a sus colegas a incorporar nuevamente este pasaje en el comentario y considerar futuros requisitos de diseño para el empleo de pernos de corte, adjunto un CD que contiene

un breve video clip. Este video enfatiza el comportamiento de las uniones losa-columna reforzadas con pernos de corte. Muestra la respuesta de una unión de borde reforzada con pernos de corte frente a cargas cíclicas invertidas. La unión de borde formaba parte de un pórtico continuo de losas y columnas de dos tramos, a escala real. La secuencia de carga consistió en 39 ciclos. La rotación de la unión aumentaba cada tercer ciclo. La secuencia concluyó con una relación de desplazamiento lateral de 6,7 por ciento. El punzonado estaba impedido y la integridad de la conexión se mantuvo de manera tal que la resistencia lateral de la unión al final del ensayo fue de 89 por ciento de la capacidad máxima (relación de desplazamiento lateral igual a 4,5 por ciento).

Desde la aparición de los pernos de corte a mediados de la década del setenta, este sistema ha sido incorporado en otros códigos de diseño^{9, 10} y estoy seguro que varios miembros de su comité están al tanto de esta situación. Por este motivo, no logro comprender porqué el sistema aún no ha sido adoptado por ACI.

Referencias

Broms, C.E., "Shear Reinforcement for Deflection Ductility of Flat Plates," *ACI Structural Journal*, Vol. 87, No. 6, Noviembre - Diciembre 1990, pp.696-705.

CEB-FIP Model Code MC 90, "Model Code for Concrete Structures," *Comité Euro-International du Béton et Fédédation International de la Précontrainte*, Lausana, Swiza, 1991, 437 pp.

CSA Standard A23.3-94, "Design of Concrete Structures", *Canadian Standards Association*, Ottawa, Ontario, Diciembre 1994, 199 pp.

Dilger, W.H. y Ghali, A., "Shear Reinforcement for Concrete Slabs", *Journal of the Structural Division, American Society of Civil Engineers*, Vol.107, No. ST12, Diciembre 1981, pp.2403-2420.

Elgabry, A.A. y Ghali, A., "Test on Concrete Slab-Column Connections with Stud-Shear Reinforcement Subjected to Shear-Moment Transfer", *ACI Structural Journal*, Vol. 84, No. 5, Setiembre-October 1987, pp. 433-442.

Ghali, A. y Hammil, N., "Effectiveness of Shear Reinforcement in Slabs", *Concrete International: Design & Construction*, V. 14, No. 1, 1992, pp. 60-65.

Hawkins, N.M., Mitchell, D. y Hanna, S.N., "The Effects of Shear Reinforcement on Reversed Cyclic Loading Behavior of Flat Plate Structures," *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 2, 1975, pp. 572-582.

Megally, S. y Ghali, A., "Ductile Seismic Design of Slab-Column Connections", *ACI Spring Convention*, Seattle, Washington, USA, Abril 1997, 9 pp.

Yamada, T., Nanni, A. y Endo K., "Punching Shear Resistance of Flat Slabs: Influence of Reinforcement Type and Ratio," *ACI Structural Journal*, Vol. 88, No. 4, Julio-Agosto 1991, pp 555-563.

Yamazaki, J., "Shear and Moment Transfer Between Reinforcement Concrete Flat Plates and Column Connections," Tesis Doctoral, Universidad de Washington, Seattle, Washington, 1975.

Comentario 22

Autor: Gerd Birkel, Doctorando, Universidad de Calgary

La revisión de 11.12.3 permite el empleo de dos tipos de estribos que no están permitidos en ACI 318-99. La revisión también implica que en losas con $d \geq 6$ in. y $d \geq 16$ veces el diámetro del estribo, la resistencia se puede calcular usando f_y como la tensión en la rama vertical de los estribos. Los dos tipos de estribos que permitirá la revisión de 11.12.3 son los estribos de una sola rama y los estribos no cerrados.

Si se trata de diámetros de barra menores que 5/8 in., el requisito revisado permite que el anclaje de estos estribos adopte una de las configuraciones indicadas en la Figura 1.

Las referencias citadas en la Sección R11.12.3 revisada bajo la denominación 11.50, 11.aa, 11.bb y 11.cc no justifican estos cambios. El que suscribe no ha podido encontrar investigaciones publicadas sobre losas de poco espesor (d cercana a 6 in.) que indiquen que la resistencia a fluencia se puede desarrollar en estribos con este tipo de detalles.

Yamada et al. (Referencia 11.bb) usaron estribos de una sola rama en losas de 8 in. de espesor y estribos abiertos con dos ramas verticales (a los cuales se refieren como "en forma de sombrero"). Los estribos en forma de sombrero satisfacen los requisitos que implica la Figura R11.12.3(b) de la revisión propuesta. Los investigadores concluyeron que la forma de "sombrero" no era efectiva y la tensión sólo podía llegar a la fluencia en estribos de una sola rama anclados de una manera elaborada, no requerida por ninguna de las revisiones de ACI 318. Cada uno de los estribos de una rama se colocó en la intersección

de dos barras ortogonales en la parte superior y dos en la inferior (ver Figura 2). El estribo se ancló mediante ganchos de 180 grados en cada uno de sus extremos. Los dos ganchos de cada estribo estaban en dos planos ortogonales.

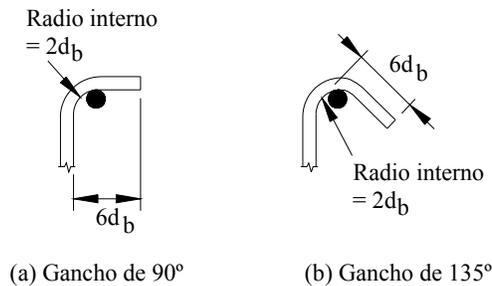


Figura 1 - Tipos de anclaje para estribos

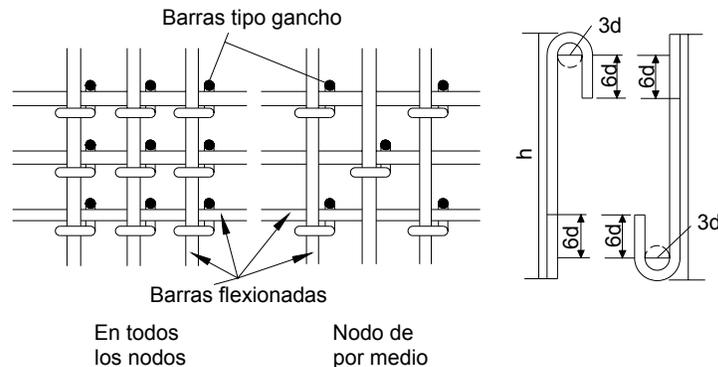


Figura 2 - Armadura de corte tipo ganchos (Yamada et al.)

Los investigadores informaron que este tipo de estribos resultan difíciles de instalar. El que suscribe concuerda con los investigadores y considera que los estribos así detallados no son prácticos para utilizar y controlar en obra. Debido a que los estribos de una rama difieren de lo especificado por ACI 318, esta investigación no puede justificar el cambio propuesto para el código.

Hawkins et al. (Referencia 11.cc) informaron ensayos sobre cinco losas de 6 in. de espesor en las cuales como armadura de corte se usaron estribos cerrados. Su conclusión fue la siguiente: "Se halló que para un correcto anclaje con barras No. 2 (6,35 mm) y No. 3 (9,52 mm) se requieren estribos cerrados, con codos de 135° alrededor de las barras longitudinales de esquina y una extensión de las barras de 2,5 in. (6,35 mm) más allá del codo." Estos investigadores presentaron la Figura 3, donde ilustran detalles adecuados e inadecuados. De acuerdo con Hawkins et al., los ganchos para estribos propuestos (ver Figura 1) deberían ser clasificados como inadecuados.

Broms (Referencia 11.aa) informó ensayos sobre 8 probetas. Las Probetas 2 a 5 tenían estribos en U múltiples, mientras que las Probetas 6 a 8 tenían una combinación de barras dobladas y estribos en U múltiples como armadura de corte. En sus conclusiones el investigador escribió: "Los ensayos realizados por el autor muestran que la armadura de corte ordinaria en forma de estribos que encierran solamente la armadura traccionada no son lo suficientemente efectivos para otorgarles a las placas planas la ductilidad deseada. Por otra parte, las probetas que tenían una combinación de barras dobladas y estribos en U múltiples encerrando la armadura inferior de compresión tuvieron un comportamiento excelente." De hecho, la carga de falla de todas las probetas con estribos en U múltiples fue menor que el valor calculado de acuerdo con ACI 318-83. En una de las figuras el autor compara la fuerza de corte tomada por las barras dobladas, V_i , con la fuerza de corte total, V . Al llegar a la falla, la fuerza V_i calculada a partir de lecturas de la deformación de las barras dobladas era más del 80 por ciento de V . Broms atribuyó la resistencia al corte restante al hormigón, sin imputarle ninguna resistencia a los estribos en U.

De lo expuesto se puede observar que las tres referencias añadidas a la Sección R11.12.3 revisada no justifican la revisión introducida en 11.12.3. La referencia restante, 11.50, mencionada en anteriores versiones de ACI 318, tampoco apoya la revisión.

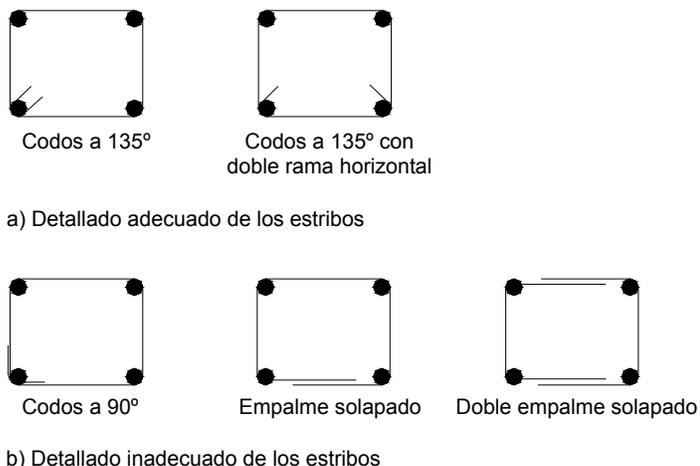


Figura 3 - Detallado adecuado e inadecuado de los estribos (reproducido de Hawkins et al.)

Respuesta a los Comentarios 20, 21 y 22:

El Profesor Amin Ghali y Dave Dechka observaron que se eliminó una oración de la Sección R11.12.3 del Comentario. El comité estaba desarrollando una nueva sección del Capítulo 11 para permitir el uso de refuerzos y pernos con cabeza como armadura de corte en las losas. La oración del comentario mencionada por el Profesor Ghali y el Sr. Dechka iba a ser trasladada a una nueva sección. Debido a que el comité aún no ha llegado a un consenso en relación con esta nueva sección, la oración del comentario se ha reincorporado en su ubicación original y se ha añadido la referencia sugerida por el Profesor Ghali.

Dave Dechka y Gerd Birkle presentan objeciones técnicas referidas a las revisiones de la Sección 11.12.3 del Código, la cual se refiere al uso de estribos de una rama y de múltiples ramas como armadura de corte en las losas. Sostienen que las modificaciones propuestas no están justificadas por las referencias citadas. Por el contrario, Yamada et al. sostienen que para estribos de una rama adecuadamente anclados "la ecuación propuesta en ACI 318-89 (igual a la ecuación actual) es justificablemente conservadora para relaciones de armadura (de corte) de hasta 0,6 por ciento." Para porcentajes de armadura de corte más elevados, sus probetas de ensayo fallaron en flexión. Los autores también usaron armadura de corte "tipo sombrero" que no satisfizo las revisiones propuestas debido a que no había barras longitudinales en los codos. El Sr. Birkle sostiene incorrectamente que esta armadura no satisface los requisitos propuestos. El Sr. Birkle también cuestiona el uso de los resultados de las investigaciones de Broms, los cuales incluyen una combinación de barras longitudinales dobladas y estribos en U múltiples. Sin embargo, Broms concluyó que las probetas que tenían una combinación de barras dobladas y estribos en U múltiples, los cuales encerraban tanto la armadura superior de tracción como la armadura inferior de compresión tal como se requiere en las revisiones propuestas, tuvieron un "comportamiento excelente." Finalmente, el Sr. Birkle sostiene que la investigación realizada por Hawkins et al. muestra que el detallado de los estribos propuesto resulta "inadecuado", sin embargo esos ensayos fueron realizados en losas que no satisfacían los requisitos de profundidad efectiva mínima de las revisiones propuestas. En ACI 318-02 se introdujeron cambios para mejorar los requisitos de colocación y detallado de la armadura de corte tipo estribos en las losas. El comité cree que estos cambios son suficientes y que no se requieren acciones adicionales.

Comentario 23

Autores: Michael P. Collins y Evan Bentz, Universidad de Toronto

Aunque los cambios sugeridos para los requisitos sobre mínima armadura de corte son bienvenidos ya que mejorarán el comportamiento de los miembros de hormigón de alta resistencia diseñados de acuerdo con el nuevo código, nos preocupa que los cambios introducidos no sean suficientes. La creciente

disponibilidad de hormigón de alta resistencia y las reducciones en los costos permiten pensar que en el futuro cercano cada vez más vigas de hormigón de alta resistencia serán diseñadas usando los requisitos de corte de ACI. Desafortunadamente, investigaciones recientes¹⁻⁶ han demostrado claramente que la tradicional ecuación ACI para la resistencia al corte provista por el hormigón, V_c , puede ser seriamente no conservadora. La Tabla 1 compara los corte de falla observados, V_{EXP} , para 17 grandes vigas con los cortes de falla predichos de acuerdo con las Secciones 11.1.2 y 11.3.1.1 de ACI, V_{ACI} . Se puede observar que la relación V_{EXP}/V_{ACI} disminuye a medida que aumenta la profundidad de la viga, a medida que disminuye el porcentaje de armadura longitudinal, ρ_1 , y a medida que aumenta la resistencia del hormigón. Para siete de estas vigas la relación es menor o igual que un medio.

La Sección 11.5.5 requiere proveer una sección mínima de armadura de corte en la mayoría de los miembros flexionados cuando la fuerza de corte factoreada V_u es mayor que la mitad de la resistencia al corte provista por el hormigón, ϕV_c . Este requisito reduce en gran medida la posibilidad de falla por corte en aquellos casos en los cuales la expresión actual de ACI para V_c es seriamente no conservadora. Sin embargo, la redacción actual de la Sección 11.5.5 permite que las vigas cuyo ancho es al menos el doble de su profundidad sean exceptuadas de este requisito. Los experimentos realizados por Kani^{1,7} demostraron claramente que la tensión de corte en falla no cambia significativamente a medida que aumenta el ancho de la viga. Observar que en la Tabla 1 no se evidencia ningún efecto significativo de la relación entre la profundidad de la viga y su ancho (por ejemplo, comparar BN100 y WM100C). Por lo tanto, creemos que una viga de hormigón de alta resistencia de grandes dimensiones y escasamente armada cuyo ancho es igual al doble de su profundidad puede estar en serio riesgo de colapso si se la diseña de acuerdo con el Código de Construcción ACI 318-02 propuesto.

Actualmente se está construyendo un nuevo edificio cerca de la Universidad de Toronto. En este edificio hay grandes vigas de transferencia en el segundo piso que soportan cargas de columna muy elevadas sobre las salas de lectura de la planta baja. Estas vigas tienen aproximadamente 6 pies de profundidad, aproximadamente 9 pies de ancho, contienen alrededor de 1% de armadura longitudinal y se extienden en tramos de aproximadamente 50 pies. La relación longitud de corte-profundidad (a/d) es aproximadamente igual a 3,5. En realidad las vigas tienen más armadura que la armadura de corte mínima, pero usando ACI 318-02 se las podría haber diseñado con un ancho adicional de 3 pies, con un hormigón de mayor resistencia y sin estribos. Creemos que no hubiera sido seguro ocupar las salas de lectura ni las habitaciones soportadas por las vigas de transferencia si éstas hubieran sido diseñadas de esta manera.

A fin de reducir el riesgo a la seguridad pública, proponemos que el inciso (c) de la Sección 11.5.5.1 sea eliminado y reemplazado por:

- c) Vigas con una profundidad total no mayor que 10 pulgadas.
- d) Vigas coladas de manera integral con las losas donde la profundidad total no es mayor que la mitad del ancho de alma ni 24 pulgadas.

En un trabajo reciente² también expresamos nuestra preocupación por los reducidos factores de seguridad que pueden ocurrir en losas de grandes dimensiones poco armadas en una sola dirección y sin armadura de corte. Desafortunadamente en este momento no estamos en condiciones de sugerir una corrección sencilla cuya introducción en la Sección 11.5.5.1(a) aliviaría esta preocupación. En vista del comentario existente en la Sección R11.5.5.1, sugerimos que sería apropiado advertir a los ingenieros que las losas armadas en una dirección muy profundas y con poca armadura, particularmente si se construyen con hormigón de alta resistencia, podrían fallar con cargas de corte menores que V_c .

Otra área del diseño al corte en la cual se ha cuestionado^{8,9} la seguridad de los requisitos existentes es el caso de los miembros de hormigón de alta resistencia sometidos a elevadas cargas de compresión axial y diseñados al corte usando los procedimientos más complejos de la Sección 11.3.2.2. En algunas situaciones los requisitos detallados dan por resultado relaciones V_{EXP}/V_{ACI} tan bajos como 0,58. Cuando en 1962¹⁰ se derivó la Ecuación 11-7 de la Sección 11.3.2.2, a fin de simplificar la expresión se asumió un límite superior para la resistencia del hormigón aproximadamente igual a 4500 psi. Con los actuales hormigones de alta resistencia esta simplificación puede provocar que de V_c se sobreestime hasta un 20%. Para miembros sometidos a corte y compresión axial, con el procedimiento simple de la Sección 11.3.1.2 se obtienen estimaciones más precisas y consistentes de la resistencia al corte. Por este motivo, se recomienda eliminar la Sección 11.3.2.2 del Código de Construcción ACI 318-02.

Referencias:

ACI-ASCE Committee 326, "Shear and Diagonal Tension", *ACI Journal Proceedings*, Vol.59, No.1, Enero 1962, pp.1-30, No. 2, Febrero 1962, pp. 277-334, y No. 3, Marzo 1962, pp. 352-396.

Angelakos, D., Bentz, E.C., Collins, M.P., "Effect of Concrete Strength and Minimum Stirrups on Shear Strength of Large Members," *ACI Structural Journal*, Vol. 98, No.3, Mayo-Junio 2001, pp.290-300.

Collins, M.P., Kuchma, D., "How Safe Are Our Large, Lightly Reinforced, Concrete Beams Slabs and Footings," *ACI Structural Journal*, Vol. 96, No.4, Julio-Agosto 1999, pp. 482-490.

Collins, M.P., Vecchio, F.J., Selby, R.G., Gupta, P.R., "The Failure of an Offshore Platform," *Concrete International*, Vol. 19, No. 8, Agosto 1997, pp.29-35.

Grimm, R., "Einfluss bruchmechanischer Kenngrößen auf das Biege und Schubverhalten hochfester Betone (Influence of fracture mechanical properties on bending and shear behavior of high-strength concrete structures), Darmstadt Deutscher Ausschuss für Stahlbeton No. 477, 1997, (en alemán).

Gupta, P.R., Collins, M.P., "Evaluation of Reinforced Concrete Members Under Axial Compression," *ACI Structural Journal*, Vol. 98, No. 4, Julio-Agosto 2001, pp.537-547.

Kani, G.N.J., "How Safe Are Our Large Concrete Beams," *ACI Journal*, Vol. 64, No. 3, Marzo 1967, pp. 128-141, y Discusión.

Kawano, H., Watanabe, H., "Shear Strength of Reinforced Concrete Columns – Effect of Specimen Size and Load Reversal," Proceedings of the Second Italy-Japan Workshop on Seismic Design and Retrofit of Bridges, Febrero 1997, Roma, Italia.

Podgorniak-Stanik, B.A., "The Influence of Concrete Strength, Distribution of Longitudinal Reinforcement, Amount of Transverse Reinforcement and Member Size on Shear Strength of Reinforced Concrete Members," M.A.Sc. Thesis, Department of Civil Engineering, University of Toronto, 1998, 711 pp.

Yoshida, Y., "Shear Reinforcement of Large Lightly Reinforced Concrete Members," M.A.Sc. Thesis, Department of Civil Engineering University of Toronto, 2000, 150 pp.

Probeta	Ref.	d (mm)	b _w (mm)	ρ _l (%)	f' _c (MPa)	ρ _v f _y (MPa)	a/d	V _{EXP} (kN)	V _{ACI} (kN)	V _{EXP} /V _{ACI}
B100H	1	925	300	1,01	98	0	2,92	193	384	0,50
B100HE		925	300	1,01	98	0	2,92	217	384	0,57
BN100		925	300	0,76	37	0	2,92	182	282	0,65
BH100		925	300	0,76	99	0	2,92	193	384	0,50
BH50		450	300	0,81	98	0	3,00	132	187	0,71
BRL100		925	300	0,5	94	0	2,92	163	384	0,42
DB120	2	925	300	1,01	21	0	2,92	179	211	0,85
DB130		925	300	1,01	32	0	2,92	185	262	0,71
DB140		925	300	1,01	38	0	2,92	180	285	0,63
DB165		925	300	1,01	65	0	2,92	185	373	0,50
DB180		925	300	1,01	80	0	2,92	172	383	0,45
WM1100C	3	900	1000	0,78	41	0,193	3,00	699	1153	0,61
YB2000/0	4	1890	300	0,74	35	0	2,86	255	559	0,46
S3.1	5	800	300	0,42	91	0	3,50	137	331	0,41
S3.3		800	300	0,83	94	0	3,50	201	331	0,61
A-4A	6	2000	600	1,2	22	0	3,00	611	939	0,65
A-4B		2000	600	1,2	23	0	3,00	560	957	0,59
									Promedio	0,58
									C.V.	20.4%

Tabla 1: Cargas de falla por corte de vigas de hormigón de grandes dimensiones poco armadas

Respuesta al Comentario 23:

Los Profesores Collins y Bentz han tratado un problema altamente complejo. El comité agradece los comentarios de ambos autores respecto a la influencia del tamaño, porcentaje de armadura longitudinal, resistencia de compresión uniaxial del hormigón y fuerza axial sobre la resistencia al corte de miembros ya sea sin armadura de corte o con menos armadura de corte que el mínimo establecido.

Evidentemente, en el pasado esta compleja interacción ha llamado la atención de numerosos investigadores. Más recientemente, el Comité ACI 445 (Corte y Torsión) en su informe "Recent Approaches to Shear Design of Structural Concrete" /Enfoques Recientes para el Diseño al Corte del

Hormigón Estructural/ (ACI-ASCE 445, 1998) dedicó el Capítulo 4 a este tema y discutió las bajas resistencias al corte observadas en miembros sin armadura de corte en combinación con una de las siguientes condiciones: (a) poca cantidad de armadura longitudinal y (b) grandes profundidades. En cualquiera de estos casos la presencia de armadura de corte reduciría considerablemente los efectos negativos, restringiendo el crecimiento del ancho de las fisuras diagonales, tal como observan Collins y Bentz.

Los Profesores Collins y Bentz también sugieren que las vigas de hormigón cuyo ancho es al menos el doble de su profundidad pueden estar en considerable riesgo de colapso, de acuerdo con los hallazgos de Kani (Kani, 1967) y la comparación de dos ensayos (BN100 y WM100C) de la Tabla 1 presentada en su discusión. Es oportuno observar que ninguna de las probetas informadas en el trabajo de Kani falló por debajo de la capacidad calculada usando la Ecuación (11-3) del código ACI. Aunque se puede observar una reducción de la tensión de corte en falla a medida que aumenta la profundidad, ninguna de las vigas ensayadas tenía estribos ni armadura de piel bien distribuida. Taylor (1972) señaló que la resistencia observada por Kani era el 60% de la resistencia correspondiente a una viga pequeña, y atribuyó esta reducción principalmente a los siguientes factores: (a) la falta de escala del tamaño de los agregados y (b) la mayor relación profundidad-ancho usada por Kani (8,0) en comparación con los valores de hasta 2,0 usados en sus propios ensayos. Además, Taylor sostuvo que en una viga con una relación profundidad-ancho igual a 8,0 la contribución de la resistencia "de pasador" sería menor que en una viga de proporciones normales. Considerando que la acción de pasador puede representar entre 15 y 25% de la resistencia al corte total del miembro, es dable esperar una reducción de la resistencia al 75% de la correspondiente a una viga pequeña. De hecho, la reducción en los ensayos de Kani para relaciones a/d mayores que 2,5 fue hasta aproximadamente el 60% de la resistencia correspondiente a una viga pequeña (viga de 6 in. de profundidad), que refleja otra reducción del 15% debido a la incorrecta escala del agregado grueso.

También se debe observar que en el trabajo realizado por Kani para estudiar los efectos del ancho de la viga, series W3.8-2.80-12P, el ancho, b, de las secciones ensayadas se mantuvo igual a 24 pulgadas, la profundidad efectiva era de aproximadamente 10,6 pulgadas ($d/b = 0,44$) y la profundidad total de 12 pulgadas ($h/b = 0,5$). Para las probetas de esta serie en ningún caso la relación entre la resistencia de ensayo y la resistencia al corte calculada de acuerdo con la Ecuación (11-3) fue menor que 1,40. En la probeta WM100C ($d/b = 0,90$; $d \cong 35$ in.) mencionada por Collins y Bentz, el corte en la falla fue casi 90% de ϕV_c de la Ecuación (11-3). La probeta sí tenía algo de armadura de corte, pero apenas más de la mitad de la cantidad mínima requerida por la Sección 11.5.5.3. Por lo tanto, la probeta no permite comparar claramente la resistencia al corte de una viga ancha con la de una viga angosta si se la compara con la probeta BN100 ($d/b = 3,1$ y $d \cong 36$ in.) sin armadura de corte, y no constituye una prueba de los requisitos del Código ACI sobre armadura de corte.

El comité concuerda con los Profesores Collins y Bentz sobre el tema de la fragilidad de los miembros poco armados y de grandes dimensiones, hecho que se vuelve más crítico en el caso de los hormigones de resistencia más elevada, y sobre la necesidad de advertir a los diseñadores de esta situación potencialmente peligrosa. Aunque este tema se tratará posteriormente como un asunto nuevo, el comité acordó añadir la siguiente oración al final del primer párrafo de R11.5.5.1:

"Sin embargo, resultados de ensayo^{11,23} han mostrado que las losas armadas en una sola dirección de grandes dimensiones y con poca armadura, particularmente si se construyen con hormigón de alta resistencia, pueden fallar con cargas de corte menores que el valor V_c calculado de acuerdo con la Ecuación (11-3)."

El comité acordó añadir la siguiente referencia en la sección de referencias del comentario:

"11.23 – Angelakos, D.; Bentz, E.C. y Collins, M.P., 2001, 'Effect of Concrete Strength and Minimum Stirrups on Shear Strength of Large Members,' ACI Structural Journal, Vol. 099, No. 3, Mayo-Junio, pp. 290-300."

Los Profesores Collins y Bentz también expresan su preocupación con respecto a la validez de los procedimientos para estimar la contribución del hormigón a la resistencia al corte de la Sección 11.3.1.1 y recomiendan su eliminación. El comité discutió la posible simplificación del Capítulo 11 y uno de los puntos considerados fue la eliminación de las Ecuaciones (11-5) y (11-7), lo cual a su vez podría llevar a la eliminación de la Sección 11.3.2.2. Este punto formará parte de la agenda del comité durante el próximo ciclo del código.

Referencias:

1. ACI-ASCE Committee 445 (Shear and Torsion) 1998, "Recent Approaches to Shear Design of Structural Concrete," ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 124, No. 12, Diciembre, pp. 1375-1417.
2. Kani, G.N.J., 1967, "How Safe Are Our Large Reinforced Concrete Beams?," ACI Journal, Proceedings Vol. 64, No. 3, Marzo, pp.128-141.
3. Taylor, H.P.J., 1972, "Shear Strength of Large Beams," Proceedings of ASCE, Noviembre, pp. 2473-2490.

Comentario 24

Autor: Richard Orr

Se deberían aclarar los requisitos de diseño para losas de gran altura. Pareciera que son aplicables los modelos de bielas y tirantes del Apéndice A. Esto requeriría armadura de corte, lo cual dificultaría la construcción de las carpetas de fundación. El código debería proporcionar lineamientos sobre el diseño de losas de gran profundidad con acción unidireccional o bidireccional sin armadura de corte según lo permitido en 11.5.5.

Respuesta al Comentario 24:

Tal como expresáramos en nuestra respuesta al Comentario 23, el comité piensa reevaluar los métodos para calcular la resistencia nominal al corte de miembros de hormigón de gran profundidad con armadura longitudinal y acero transversal. Las losas de gran altura usadas para las fundaciones serán incluidas en este estudio. Los modelos de bielas y tirantes, tal como se definen en el Apéndice A, se podrían utilizar para este tipo de losas y no siempre exigirán el uso de armadura transversal.

Comentario 25

Autor: William L. Gamble

La terminología usada en 11.6.1 parece contradecir el uso habitual del idioma inglés. Luego de cambiar la definición de A_g , el término A_{cp} se aproxima más al uso habitual de "gross area" /área bruta/ y el término A_g se aproxima mucho más al uso habitual de "net area" /área neta/. Estos términos se deberían analizar cuidadosamente, y modificar de manera que se aproximen más al uso habitual del idioma inglés, ya que su empleo podría provocar confusión. Sustituyendo A_{net} por A_g revisada se podría mejorar esta sección.

Respuesta al Comentario 25:

El comité no está de acuerdo con el cambio propuesto por el Profesor Gamble (cambiar A_g por A_{net}). La definición de A_g dada en la notación correspondiente al Capítulo 11 resulta clara y es habitual calcular una tensión axial usando el término A_g , como ocurre en las Secciones 11.6.1(c) y 11.6.2.2(c) del Código.

Comentario 26

Autor: Teodoro E. Harmsen, Grañay Montero Corporation Lima, Perú

En la página 97 de la edición de junio de 2001 de la revista *Concrete International* el ítem 11.6.5.2 dice:

"pero no será menor que $\frac{50b_w s}{f_y}$ "

Pienso que debería decir: $\frac{0,75\sqrt{f'_c} b_w s}{f_y}$ a fin de concordar con 11.5.5.3.

Comentario 27

Autor: William L. Gamble

En la Sección 11.6.6.2 aparentemente la Ecuación 11-23 fue reemplazada (ver lista de ecuaciones equivalentes del SI), sin embargo, no se da el reemplazo. El reemplazo debía terminar de la misma manera

que la Ecuación 11-13? Tal como está escrita la modificación de la Sección 11.8.1 carece de sentido. Puede que esté incompleta o bien que sea una revisión de una revisión que no se incluye aquí, ya que no concuerda con el Código actual ni parece tener cabida en el mismo.

Respuesta a los Comentarios 26 y 27:

El Profesor Gamble y el Profesor Harmsen observan que la versión modificada de la Ecuación (11-23) propuesta para la Sección 11.6.5.2 del Código no fue impresa en la edición de junio de 2001 de *Concrete International*. En su discusión el Profesor Harmsen reproduce la forma correcta de dicha ecuación. El Profesor Gamble también señala un error tipográfico en la Sección 11.8.1 del Código.

Comentario 28

Autor: William L. Gamble

En la Sección 12.0, a fin de ser consistente con el "MOTIVO...", el símbolo correspondiente a la definición de longitud de desarrollo de un gancho normal o estándar no debería ser ℓ_d . Por motivos de consistencia con el caso de compresión, probablemente este símbolo debería ser ℓ_{dh} (ver Sección 12.5.1), y también se debería eliminar ℓ_{hb} junto con su definición.

Respuesta al Comentario 28:

El Profesor Gamble señala un error en 12.0. El símbolo correspondiente a la longitud de desarrollo de un gancho normal debería ser ℓ_{dh} , como se indica en 12.5.1, 12.5.2 y 12.5.3, y no ℓ_d .

Comentario 29

Autor: Kenneth E. Buttry, Universidad de Wisconsin – Platteville

Soy profesor de ingeniería civil en la Universidad de Wisconsin – Platteville y durante muchos años he dictado un curso introductorio al cálculo del hormigón. Desde la publicación de ACI 318-95 me preocupan las inconsistencias en las ecuaciones para longitud de desarrollo, preocupación que puse en conocimiento del Dr. David Gustafson. Las revisiones propuestas tratan algunas de estas inconsistencias, pero es posible introducir algunas otras mejoras. No estoy sugiriendo ningún cambio técnico, sino modificaciones de las ecuaciones para que resulten consistentes y más sencillas de aprender.

Introducir el término de gama de la Sección 12.2.3 en la Sección 12.2.2. Esto eliminaría la mitad de las matriz de ecuaciones 2 x 2 que aparece en 12.2.2. Expresar todas las ecuaciones del mismo modo, por ejemplo 0,02 ó 1/50. Esto puede no parece demasiado importante, pero para los alumnos que se enfrentan con el Código por primera vez puede significar una gran diferencia. Usar símbolos que sugieran un significado. Alfa, beta, gama y lambda no se relacionan de manera alguna con el significado del término. Una sugerencia: α_p para α , p de posición, α_e para β , e de epoxi, α_l para λ , l de liviano, y α_s para γ , s de tamaño de barra /size/. Agregar otro factor de modificación para considerar si las barras están confinadas por hormigón o por medio de zunchos o estribos, así las ecuaciones de la Sección 12.2.2 se transforman en una sola ecuación:

$$\ell_d = \frac{f_y d_b}{20 \sqrt{f'_c}} \alpha_p \alpha_e \alpha_l \alpha_s \alpha_c \quad \text{donde } \alpha_c = 1,5 \text{ si la barra no está confinada por hormigón o por medio de zunchos o estribos, o bien}$$

$$\alpha_c = \frac{1,5 d_b}{c + K_{tr}}$$
 si se usa la Sección 12.2.3. Las expresiones para compresión y ganchos serían similares. El 20 se transformaría en 50 y habría que redefinir los términos alfa.

Respuesta al Comentario 29:

Como señala el Profesor Buttry, para la edición 2002 en las Secciones 12.2.2. y 12.2.3 se introdujeron revisiones de tipo editorial o de forma. Actualmente se están considerando cambios editoriales o de forma adicionales, junto con otros cambios técnicos, incluyendo el factor α para armadura horizontal en muros y el factor γ para tamaño de barra. Estos temas junto con las sugerencias del Profesor Buttry serán incorporadas como asuntos nuevos para el nuevo ciclo del código.

Comentario 30

Autor: Earl Hartle

El Artículo 13.3.7 de ACI 318-99 parece ser excesivamente restrictivo al prohibir el uso del espesor del panel de refuerzo al determinar la armadura de momento negativo cuando las dimensiones del panel de refuerzo son menores que un sexto de la longitud de tramo. Qué pasa si solamente falta 1 in. para satisfacer el criterio de $L/6$? Esto modifica la teoría? Pido por favor que el comité examine nuevamente este criterio e incluya los paneles de menores dimensiones. Me gustaría agradecer a todos los miembros del comité por su notable trabajo. Mi intención no es criticarlo, sino simplemente sugerir algunas posibles mejoras.

Respuesta al Comentario 30:

El comité está de acuerdo en que es necesario examinar nuevamente este criterio de diseño en relación con las dimensiones de los paneles de refuerzo. Éste será considerado como un asunto nuevo.

Comentario 31

Autor: Kent Lion

Revisando la copia de junio de 2001 de Concrete International observé que en ACI 318-02 se están reemplazando las referencias a "tendones" (de pretensado) por referencias a "acero".

Pienso que lo hacen en reconocimiento del hecho que el pretensado se puede realizar usando algún elemento que no necesariamente responde al nombre de tendón. Aún así, al eliminar la limitación implícita en la palabra "tendón" y optando por usar el término "acero", me parece que están introduciendo una nueva limitación que tampoco es justificable. Es verdad que en la actualidad el material preferido para el pretensado es el acero, pero en algunos miembros de hormigón ya estamos usando refuerzos no pretensados que no son de acero, y puedo imaginar un futuro en el cual el uso de materiales exóticos para el pretensado será una práctica habitual (por ejemplo, algún tipo de fibra de carbono).

Mientras repasaba las diferentes instancias en las cuales han reemplazado "tendón" por "acero" se me ocurrió que una opción sería emplear el término "material", con lo cual no habría pérdida de significado ni se introducirían las limitaciones implícitas en el término "acero".

Respuesta al Comentario 31

Por motivos de consistencia con la terminología habitual, el término "tendón" se reemplazó por el término "acero" a fin de diferenciar el elemento de pretensado del conjunto total del tendón. No es la intención del comité desalentar el desarrollo de nuevos materiales. Sin embargo, los requisitos de ACI 318 solamente se relacionan con armadura de acero pretensada y no pretensada. Los requisitos para otros tipos de materiales deberán ser desarrollados en el futuro.

Comentario 32

Autor: Antoine E. Naaman, Universidad de Michigan

La nueva Sección 18.3.3 y la Tabla R18.3.3, Fisurado-No fisurado y Transición, establece que "Los miembros flexionados pretensados se clasificarán como Clase U, Clase T o Clase C, en base a la tensión calculada en la fibra extrema f_t bajo cargas de servicio en la zona traccionada precomprimida, de la siguiente manera:

a. Clase U: $f_t \leq 7,5 \sqrt{f'_c}$

b. Clase T: $7,5 \sqrt{f'_c} \leq f_t \leq 12 \sqrt{f'_c}$

c. Clase C: $f_t \geq 12 \sqrt{f'_c}$

Los sistemas de losas armadas en dos direcciones pretensadas se diseñarán como Clase U."

El uso de una tensión de tracción ficticia mayor que la resistencia de fisuración del hormigón o el módulo de rotura (que se supone igual a $7,5 \sqrt{f'_c}$) es conveniente, ya que permite usar el mismo procedimiento y ecuaciones correspondientes a la sección no fisurada sin necesidad de modificaciones.

Sin embargo, esta limitación puede ser malinterpretada, y el problema se magnifica para el rango comprendido entre $7,5\sqrt{f'_c}$ y $12\sqrt{f'_c}$. El resultado puede ser una estructura no aceptable desde el punto de vista de la serviciabilidad [4, 5].

El estado actual de la técnica y los conocimientos en el campo de la ingeniería nos llevan a pensar que si en el hormigón pretensado o parcialmente pretensado se permite o imagina una sección fisurada, limitar la tensión de tracción en servicio es simplemente un aviso de precaución. Es más, la Clase T (Transición) da la impresión de que no es necesario hacer nada respecto de los estados límites críticos (a no ser las tensiones admisibles) tales como ancho de fisura, fatiga y corrosión. En consecuencia, se debería introducir una aclaración importante en relación con el requisito mencionado. Cuanto más próxima esté la tensión de tracción de la resistencia a la tracción (módulo de rotura) del hormigón, mayor será la probabilidad de fisuración. De hecho, es muy probable que ocurra fisuración debido a una sobrecarga aún cuando la tensión de tracción de diseño sea menor que la tensión permitida por el código ($6\sqrt{f'_c}$). Sin embargo, una vez que se produce la primera fisuración, es imposible contar con una sección no fisurada; $6\sqrt{f'_c}$ se reduce prácticamente a cero; el ancho de fisura aumentará en descompresión y las tensiones y variaciones de las tensiones en los materiales componentes, acero y hormigón, aumentarán a mayor velocidad con la carga aplicada. Los efectos de una carga cíclica sobre la fatiga se pueden volver significativos.

Un exhaustivo análisis computarizado sobre vigas de hormigón parcialmente pretensado ha confirmado que la limitación de la tensión de tracción ficticia no se puede usar como un criterio de diseño racional. De hecho, se demostró que mientras que algunas vigas diseñadas para una tensión de tracción ficticia de hasta $46\sqrt{f'_c}$ fueron adecuadas para satisfacer los criterios de resistencia y serviciabilidad, muchas otras vigas (supuestas prefisuradas) diseñadas para tensiones tan bajas como $5\sqrt{f'_c}$ no fueron adecuadas [6].

En pocas palabras, si por diseño permitimos que se produzca fisuración, se debería considerar seriamente el uso de un análisis de sección fisurada o miembro fisurado y la verificación de diversos estados límites de serviciabilidad tales como fatiga, ancho de fisura, deflexión a largo plazo y corrosión. Esta es la compensación que debemos considerar si pasamos al rango de fisuración.

El límite para la tensión de tracción dado en el código ($7,5\sqrt{f'_c}$) se debería usar fundamentalmente como advertencia o parámetro para decidir si es necesario efectuar un análisis de sección fisurada. El empleo de cualquier valor superior a este límite puede llevar, en algunos casos, al diseño de una estructura poco segura y/o sin un nivel suficiente de serviciabilidad. Para convencerse de esto, simplemente se puede diseñar una viga estándar PCI de hormigón pretensado en forma de T invertida o doble T como no fisurada para una tensión de tracción admisible en servicio comprendida entre $7,5\sqrt{f'_c}$ y $12\sqrt{f'_c}$ y luego verificar nuevamente el diseño suponiendo que la sección se ha fisurado.

En resumen, la región "T" de transición entre $7,5\sqrt{f'_c}$ y $12\sqrt{f'_c}$ puede ser aceptable para algunos elementos estructurales pero podría ser peligrosa para otros, particularmente vigas T invertidas y vigas doble T con su ala inferior mayor que su ala superior. Sorprendentemente, el código especifica que "los sistemas de losas armadas en dos direcciones pretensadas se deben diseñar como Clase U (no fisurada)," sin embargo, las losas son probablemente las estructuras que tienen mayor probabilidad de mantener la serviciabilidad en el rango de transición, es decir, como Clase T.

En las Secciones 10.3 y 18.8, Armadura Máxima, los requisitos para límite de armadura máxima entre una sección subarmada y sobreamada dados en el código ACI para secciones rectangulares y en forma de T de hormigón armado, pretensado y parcialmente pretensado se resumen en la primera columna de la Figura 1. Se puede observar que: (1) se dan requisitos diferentes para hormigón armado (HA), hormigón pretensado (HP) y hormigón parcialmente pretensado (HPP), y (2) las secciones rectangulares y en forma de T reciben tratamientos diferentes. Las limitaciones del código se dan en términos de las cuantías de armadura (para hormigón armado) y en términos de los índices de armadura (para hormigón pretensado y parcialmente pretensado). Para el comportamiento de secciones T, los índices de armadura son aquellos correspondientes al alma de la sección. Además, la Sección 18.8.1 del Comentario sugiere que las

expresiones de la primera columna de la Figura 1 se pueden reemplazar por la verificación de la relación $0,85a/d_p$ como se ilustra en la columna (2) de la Figura 1. De hecho, se puede demostrar que este resultado es correcto.

Se presentan dos comentarios para su discusión:

1. Si basta con verificar $0,85a/d_p$, porqué conservar en el código las expresiones más complicadas indicadas en la primera columna de la Figura 1? Es necesario simplificar.

2. Aunque se puede demostrar que la relación $0,85a/d$ para hormigón totalmente armado, o bien $0,85a/d_p$ para hormigón totalmente pretensado, representan el mismo límite, ninguna de las dos expresiones es apropiada para las secciones de hormigón parcialmente pretensado (las cuales contienen tanto armadura de acero como acero de pretensado) y, si fueran utilizadas, conducirían a resultados equivocados. El ejemplo contenido en el Apéndice A constituye una prueba de esta afirmación.

Surge una pregunta final: cuánto difiere realmente el requisito del código para hormigón armado (HA) de los requisitos para hormigón pretensado (HP) y parcialmente pretensado (HPP) (columna 1 de la Figura 1)? A pesar de lo que pudiera parecer a primera vista, la respuesta es: no demasiado. En realidad se puede demostrar que $0,75\omega_b$ es respectivamente igual a $0,38\beta_1$; $0,365\beta_1$ y $0,35\beta_1$ para f_y respectivamente igual a 60 ksi, 65 ksi y 70 ksi. Debido a que para hormigón pretensado y parcialmente pretensado se utiliza un límite de $0,36\beta_1$, este límite también se debería poder aplicar para el hormigón totalmente armado sin demasiada pérdida de precisión. Finalmente, usando c/d en vez de a/d en la segunda columna de la Figura 1, se elimina el término β_1 y el límite se transforma en 0,42.

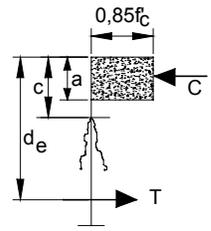
Código ACI [10.3 y 18.8] (1)	Código ACI Comentario R 18.8.1 (2)	Propuesta para el futuro Código ACI (igual a AASHTO - LRFD* [5.7.3.3.1]) (3)
<p><u>Hormigón Armado (HA):</u> $\rho_s \leq \rho_{s\text{máx}} = 0,75\rho_b$ que se puede expresar como: $\rho \leq 0,75\rho_b$</p> <p><u>Hormigón pretensado (HP) y parcialmente pretensado (HPP):</u></p> <ul style="list-style-type: none"> Sección rectangular $\omega_p + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \leq 0,36 \beta_1$ Sección en forma de T: $\omega_{pw} + \frac{d}{d_p} (\omega_w - \omega'_w) \leq 0,36 \beta_1$ 	<p><u>HA:</u> Se puede demostrar que $\omega = 0,85 \frac{a}{d}$</p> <p><u>HP y HPP:</u> $0,85 \frac{a}{d_p} \leq 0,36 \beta_1$ que es lo mismo que: $\frac{c}{d_p} \leq 0,42$</p>	<p><u>Todos los casos: HA, HP, HPP,</u> <u>Sección rectangular o en forma de T:</u> $\frac{c}{d_e} \leq 0,42$</p> 

Figura 1 - Limitaciones para máxima armadura en miembros flexionados

Naaman [2,3] ha demostrado que simplemente cambiar d_p por d_e , definida como la profundidad desde la fibra extrema comprimida hasta el baricentro de la fuerza de tracción en la totalidad de la armadura solucionarían cualquier posible inconsistencia (incluyendo la decripta en el Apéndice A) y llevaría a un requisito unificado para todos los casos de hormigón armado, pretensado y parcialmente pretensado. Este resultado ha sido discutido y comprobado en el pasado y adoptado en el código AASHTO LRFD [1]. Se espera que el Comité ACI aproveche este enfoque sencillo y general para las futuras versiones del código.

En la primera columna de la Figura 2 se resumen los requisitos indicados en 8.4 y 18.10.4, Redistribución de Momentos en Miembros Continuos. Los requisitos para hormigón armado se dan en términos de la cuantía de armadura, mientras que para hormigón pretensado y parcialmente pretensado se usa el índice de armadura; además, el comportamiento de las secciones rectangulares y en forma de T se considera separadamente. Si se emplea la Sección R18.8.1 para reemplazar las expresiones con índices de armadura por $0,85a/d_p$, y si a se reemplaza por su valor $a = \beta_1 c$, los requisitos de 10.4.1 y 10.4.3 se pueden reemplazar por la siguiente relación, indicada en la segunda columna de la Figura 2:

$$20 \left[1 - 2,36 \frac{c}{d_p} \right], \text{ porcentaje, siempre que: } \frac{c}{d_p} \leq 0,28 \quad \text{Ecuación (1)}$$

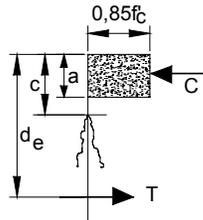
Código ACI [sección] *	Derivado del comentario ACI R18.18.1	Propuesta para futuro Código ACI (igual a AASHTO - LRFD 5.7.3.5)
(1)	(2)	(3)
<p><u>Hormigón armado [8.4]:</u></p> $20 \left(1 - \frac{\rho - \rho'}{\rho_b} \right), \text{ porcentaje}$ <p>siempre que:</p> $(\rho - \rho') \leq 0,50 \rho_b$	<p><u>HA:</u></p> <p>Expresado en términos del índice de armadura en vez de la cuantía de armadura, se puede demostrar que el requisito para HA es igual a lo siguiente siempre que se use d en vez de d_p. (Ver también Figura 1.)</p>	<p><u>Todos los casos - HA, HP, HPP</u></p> <p><u>Sección rectangular o en forma de T:</u></p> $20 \left(1 - 2,36 \frac{c}{d_e} \right), \text{ porcentaje,}$ <p>siempre que:</p> $\frac{c}{d_e} \leq 0,28$
<p><u>Hormigón pretensado y parcialmente pretensado [18.10.4]</u></p> $20 \left[1 - \frac{\omega_p + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega')}{0,36\beta_1} \right], \text{ porcentaje}$ <p>siempre que, para secciones rectangulares:</p> $\omega_p + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \leq 0,24\omega_1$ <p>y para comportamiento de sección-T:</p> $\omega_{pw} + \frac{d}{d_p} (\omega_w - \omega_w') \leq 0,24\beta_1$	<p><u>Hormigón pretensado y parcialmente pretensado:</u></p> $20 \left[1 - 2,36 \frac{c}{d_p} \right], \text{ porcentaje,}$ <p>siempre que: $\frac{c}{d_p} \leq 0,28$</p>	

Figura 2 - Porcentaje admisible de redistribución de momento negativo en miembros continuos

La Ecuación (1) también serviría para hormigón totalmente armado siempre que d_p se reemplace por d . Esta discusión relacionada con el límite de armadura máxima en secciones de hormigón parcialmente pretensado y el Apéndice A también es válida, es decir, se pueden obtener resultados incorrectos, si se usa d_p cuando hay tanto armaduras de acero como acero de pretensado. Sin embargo, reemplazando d_p en la Ecuación 1 por d_e definida al baricentro de la fuerza de tracción en la totalidad de la armadura se obtendrán resultados correctos en todos los casos (HA, HP, HPP). Esto ha sido demostrado en las Referencias [2, 3] y adoptado en el código AASHTO LRFD [1]. Reemplazar los requisitos de la primera columna de la Figura 2 por el único requisito de la columna 3 resulta atractivo tanto por motivos de simplicidad como para unificar el tratamiento del HA, HP y HPP.

Para aprovechar las enormes simplificaciones de los requisitos descritos en la tercera columna de las Figuras 1 y 2, el código ACI podría simplemente introducir una nueva variable, d_e , definida como la profundidad desde la fibra extrema comprimida hasta el baricentro de la fuerza de tracción en la armadura de tracción.

En las nuevas Secciones 10.3.3, 10.3.4 y la Figura R9.3.2, Transición entre Sección controlada por la Tracción y Sección controlada por la Compresión y Factores ϕ , el código establece: "Las secciones son controladas por la tracción cuando la deformación neta por tracción en el acero más traccionado es mayor o igual que 0,005 en el mismo momento en que el hormigón comprimido alcanza su límite de deformación supuesto de 0,003." De la Sección 10.3.3 se puede observar que, para el acero Grado 60 y para toda la armadura pretensada, las secciones son controladas por la compresión cuando el límite de deformación por tracción es igual a 0,002. La Figura R9.3.2 muestra una representación gráfica de lo expuesto y la definición de d_t hasta el acero más traccionado.

La intención del nuevo requisito del código ACI es ofrecer una transición para el valor del factor ϕ entre una sección controlada por la tracción y una sección controlada por la compresión. Para las secciones controladas por la tracción el factor ϕ es 0,90 (flexión), mientras que para las secciones controladas por la compresión es 0,75 si se usa armadura en espiral y 0,70 para otros tipos de armadura.

Sin embargo, existe un problema en la definición de d_t que podría llevar a resultados equivocados.

El problema es que d_t se define como la profundidad hasta la capa extrema de acero traccionado. Esto implica que una viga de hormigón estructural, tal como una viga de hormigón parcialmente pretensado, que tiene la mayor parte de su armadura a una profundidad d_p y algo de armadura (de poca importancia en términos de resistencia) a una profundidad d_t será controlada por la armadura secundaria. Consideremos por ejemplo la viga de la Figura A2. Si suponemos la sección de barras de armaduras $A_s = 0$, de acuerdo con el código ACI actual se obtendrá a una sección sobreamada ($\omega_p = 0,30 > 0,36\omega_1 = 0,29$). En este caso $d_t = d_p$ y todo parece funcionar correctamente. Sin embargo, si usamos $A_s = 0,62 \text{ in}^2$ (por ejemplo, 2 barras # 5), nuevamente la sección resultará extremadamente sobreamada según el código ACI actual y se obtendrá un valor de $c = 7,55 \text{ in}$. Pero usando el nuevo requisito del código ACI con $d_t = d_s = 28 \text{ in}$ se llega a una sección controlada por la tracción (deformación neta por tracción = 0,0081) para la cual el factor ϕ sigue siendo igual a 0,90. El problema se agudiza si se usa una mayor sección de barras de armadura. Evidentemente en este caso el uso de d_t tal como se define en el nuevo código lleva a una conclusión equivocada. Un ejemplo similar en el que se usaran barras de armadura para reemplazar los cables de pretensado llevaría al mismo resultado.

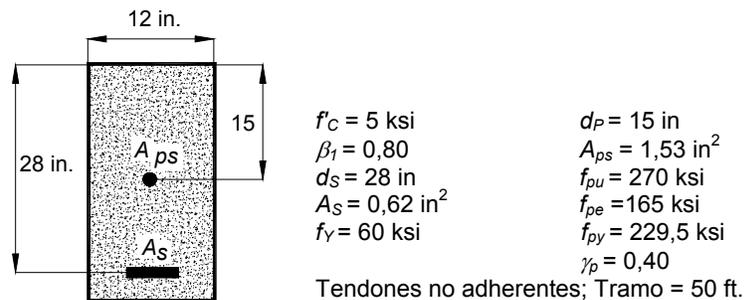


Figura A2

Debido a que se supone un diagrama lineal de deformaciones y se sigue el criterio de compatibilidad de las deformaciones, los triángulos similares sugieren que el rango comprendido entre las secciones controladas por la tracción y las secciones controladas por la compresión se puede expresar en términos de la curvatura en estado último ($0,003/c$ donde c es la profundidad al eje neutro) o en términos de c/d_e donde d_e es la profundidad al baricentro de la fuerza de la tracción según lo definido anteriormente. En ambos casos estos valores se habrían calculado previamente como parte del cálculo de la resistencia nominal a la flexión. Otra forma sería definir la deformación neta por tracción al nivel de d_e .

Usando las hipótesis del código sobre máxima deformación por compresión y deformación neta por tracción, usando triángulos semejante, se puede demostrar que la relación c/d es igual a $3/5 = 0,60$ ó $3/8 =$

0,375 para los límites correspondientes a secciones controladas por compresión y tracción, respectivamente.

Esto nos lleva a la Ecuación 2, que satisface la intención del código de proveer una transición entre secciones controladas por la tracción y secciones controladas por la compresión. Elimina el uso de d_t y se relaciona adecuadamente con las recomendaciones anteriores sobre máxima armadura y redistribución de momentos mediante el uso de c/d_e .

Propuesta para futuro Código ACI: Secciones controladas por la tracción y secciones controladas por la compresión		
Para $c/d_e \leq 0,42$	Sección controlada por la tracción; usar $\phi = 0,90$	Ecuación (2)
Para $c/d_e \geq 0,60$	Sección controlada por la compresión; usar $\phi = 0,75$ (espirales) o $0,70$ (otras armaduras)	
Para $0,42 < c/d_e < 0,60$	Transición;	
Usar	$\phi = 0,90 - \left(\frac{c}{d_e} - 0,42 \right) \frac{0,15}{0,18} = 0,90 - 0,83 \left(\frac{c}{d_e} - 0,42 \right)$ (espirales)	
y	$\phi = 0,90 - \left(\frac{c}{d_e} - 0,42 \right) \frac{0,20}{0,18} = 0,90 - 1,11 \left(\frac{c}{d_e} - 0,42 \right)$ (otras armaduras)	

La ventaja de este enfoque es que los valores c y d_e ya habrían sido calculados como parte de las ecuaciones de equilibrio de fuerzas y momentos, y no es necesario que el diseñador vuelva a la compatibilidad de deformaciones para determinar el factor ϕ . Tampoco habría necesidad de definir una nueva variable, d_t , es decir la distancia a la capa extrema de acero de tracción. El límite de 0,42 que coincide con el código ACI en las ecuaciones anteriores (y también la recomendación de la Figura 1) se podría modificar arbitrariamente cambiando a 0,375 para que coincidiera con el límite propuesto para secciones "controladas por la tracción" en el código 2002; sin embargo, el que suscribe no recomienda este límite, simplemente para evitar cambiar por el solo hecho de cambiar. Como se sugirió anteriormente, la Ecuación 2 también se puede expresar en términos de la curvatura de la sección en estado último, es decir $0,003/c$ en lugar de c/d_e .

Los requisitos antes recomendados en las Figuras 1 y 2 son atractivos debido a que simplificarían el código y permitirían un tratamiento unificado para miembros de hormigón armado, pretensado y parcialmente pretensado, sin correr el riesgo de cometer errores. Esperamos que el Comité ACI considere seriamente estas recomendaciones para su inclusión en futuras versiones del código.

Referencias:

AASHTO LRFD Specification for Highway Bridge Design, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C., 1994 y 1998.

Naaman, A.E., "Unified Design Recommendations for Reinforced, Prestressed, and Partially Prestressed Concrete Bending and Compression Members," *ACI Structural Journal*, Vol. 89, No. 2, Marzo-Abril 1992, pp. 200-210.

Naaman, A.E., "Unified Bending Strength Design of Members: AASHTO LRFD Code," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 121, No. 6, Junio 1995, pp. 964-970.

Naaman, A.E., "Partially Prestressed Concrete: Review and Recommendations," *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, Vol. 30, No. 6, Noviembre-Diciembre 1982, pp. 30-71.

Naaman, A.E. y A. Siriakorn, "Reliability of Partially Prestressed Beams at Serviceability Limit States," *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, Vol. 27, No. 6, Noviembre-Diciembre 1982, pp. 66-85.

Siriaksorn, A. y Naaman, A.E, "Serviceability Based Design of Partially Prestressed Beams: Part II: Computerized Design and Parametric Evaluation," *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, Vol. 24, No. 3, Mayo-Junio 1979, pp. 40-60.

Apéndice A: Ejemplo - Limite de armadura para una sección parcialmente pretensada

Este ejemplo se desarrolla para ilustrar porqué el limite dado en el Código ACI (Figs. 1) mediante la expresión $[\omega_p + d_s/d_p (\bar{\omega}_s - \omega')]$ puede conducir a resultados erróneos.

Consideremos la sección de viga con las propiedades indicadas en la Figura A1. Verifiquemos el criterio de armadura máxima de acuerdo con el Código ACI.

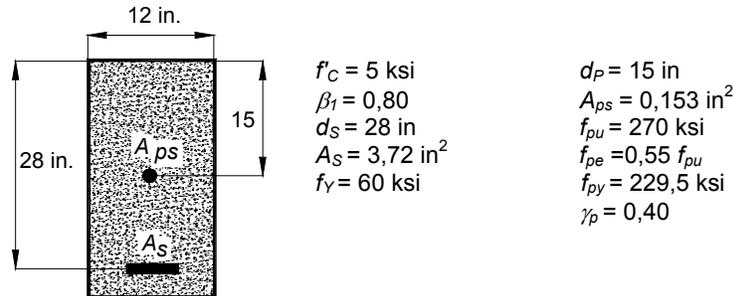


Figura A1

1. Calculemos la tensión en el acero de pretensado en estado último según ACI:

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{bd_p} = \frac{0,153}{12 \times 15} = 0,00085$$

$$\omega_s = \frac{A_s f_y}{bd_s f'_c} = \frac{3,72 \times 60}{12 \times 28 \times 5} = 0,1329$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left[1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left(\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d_s}{d_p} (\omega_s - \omega') \right) \right]$$

$$f_{ps} = 270 \left[1 - \frac{0,4}{0,8} \left(0,00085 \frac{270}{5} + \frac{28}{15} 0,1329 \right) \right] = 230,31 \text{ ksi}$$

2. Verifiquemos el equilibrio de fuerzas:

$$A_{ps} f_{ps} + A_s f_y = 0,85 f'_c b \beta_1 c$$

$$0,153 \times 230,31 + 3,72 \times 60 = 0,85 \times 5 \times 12 \times 0,8c$$

$$c = 6,33 \text{ in.}$$

$$d_e = \frac{A_{ps} f_{ps} d_p + A_s f_y d_s}{A_{ps} f_{ps} + A_s f_y} = \frac{0,153 \times 230,31 \times 15 + 3,72 \times 60 \times 28}{0,153 \times 230,31 + 3,72 \times 60} = 26,23 \text{ in}$$

3. Verifiquemos el criterio de armadura máxima:

Código ACI (Columna 1 de la Figura 1):

$$\omega_p = \frac{A_{ps} f_{ps}}{bd_p f'_c} = \frac{0,153 \times 230,31}{15 \times 12 \times 5} = 0,0392$$

$$[\omega_p + d_s/d_p (\bar{\omega}_s - \omega')] = 0,0392 + 28 \times 0,1329/15 = 0,287 < 0,36\beta_1 = 0,288$$

Para todos los fines prácticos, la sección tiene la armadura máxima, es decir:

$$\frac{0,287}{0,288} = 100\% \text{ del límite entre sección subarmada y sobreamada}$$

Propuesta: Columna 3 de la Figura 1, y Código AASHTO LRFD:

$$\frac{c}{d_e} = \frac{6,33}{26,23} = 0,2413 < 0,42 \quad \text{Verifica}$$

$$\frac{0,2413}{0,42} = 57\% \text{ del límite}$$

Cómo sabemos cuál de los dos resultados es más creíble?

Supongamos que el acero de pretensado se reemplaza por una sección de acero de armadura, A_{s2} , que lleva a la misma fuerza de tracción en estado último, es decir:

$$A_{s2}f_y = A_{s2}60 = A_{ps}f_{ps} = 0,153 \times 230,31 = 35,24 \text{ kips}$$

$$A_{s2} = 0,59 \text{ in}^2$$

La sección conserva la misma resistencia nominal a la flexión en estado último y los mismos valores de c y d_e . Verifiquemos el criterio de armadura máxima para la nueva sección:

$$\rho_{\text{máx}} = 0,75\rho_b = 0,75 \times 0,0335 = 0,0251$$

$$\rho_1 + \rho_2 = \frac{3,72}{12 \times 28} + \frac{0,59}{12 \times 15} = 0,01435 < 0,0251 \quad \text{Verifica}$$

$$\frac{0,01435}{0,0251} = 57\% \text{ del límite}$$

Propuesta (Columna 3 de la Figura 1 y Código AASHTO LRFD:

Como $d_e = d_s$ hasta el baricentro de la fuerza de tracción en la armadura:

$$\frac{c}{d_e} = \frac{6,33}{26,23} = 0,2413 < 0,42 \quad \text{Verifica}$$

$$\frac{0,2413}{0,42} = 57\% \text{ del límite}$$

Por lo tanto, para el hormigón armado límite, tanto con ACI como con el requisito propuesto (o AASHTO) se obtiene el mismo resultado, es decir, 57% del límite. Pero para el caso del hormigón parcialmente pretensado anterior sólo con la condición propuesta (o AASHTO) se obtiene el 57% del límite, mientras que con ACI se obtiene el 100% del límite. Pero las fuerzas en la sección son las mismas, la resistencia nominal a la flexión es la misma y la profundidad del eje neutro es la misma. Esto explica la preocupación del autor que lo lleva a recomendar el uso de la expresión de ACI $[\omega_p + d_s/d_p (\bar{\omega} - \omega')]$.

En el ejemplo anterior las secciones de armadura se seleccionaron de manera de obtener una sección subarmada en todos los casos. Sin embargo, si en vez de un cable de pretensado se usaran dos, la expresión de ACI hubiera indicado que se ha superado el límite de $0,36\beta_1$ y que existe una sección sobreamada. Esto automáticamente penaliza la sección reduciendo el factor ϕ de 0,90 a 0,70 y el correspondiente momento nominal se reduce considerablemente.

Respuesta al Comentario 32:

Se agradecen los comentarios del Profesor Naaman sobre pretensado parcial (definido aquí como el uso de armadura pretensada y no pretensada en una misma sección). Los cambios en la Sección 18.4, que reconocen de manera más efectiva el hecho de permitir tensiones en el rango de fisuración y definen las precauciones adicionales requeridas, son un paso hacia el uso generalizado del pretensado parcial. Otros pasos tales como los sugeridos serán tratados como asuntos nuevos.

Los comentarios sobre las Secciones 10.3.3 y 10.3.4 serán tratados como un asunto nuevo.

Comentario 33

Autor: William L. Gamble

Algunos de los cambios del Capítulo 18 requieren comentarios y explicaciones adicionales. Debería haber un "Motivo del Cambio" acerca de los cambios que hacen que esta sección sólo sea aplicable a miembros reforzados con acero. Sugiero que la Sección 18.1 se modifique de la siguiente manera: "Los requisitos del Capítulo 18 se deberán aplicar a miembros pretensados con alambre, cables o barras de acero..." Se debería agregar una oración a R18.1.1 que diga: "Los requisitos de este capítulo no se aplican a miembros pretensados con materiales diferentes al acero, tales como cables o tendones de FRP." (Fiberglass Reinforced Plastic / Plástico reforzado con fibra de vidrio/.)

En la Sección 18.0 el uso de los términos "tendón" y "elemento" en las definiciones de K y l_x no parece consistente. En la última definición modificada para γ parece haberse utilizado un símbolo o una fuente incorrecta. Probablemente tendría que ser una gama griega minúscula, aunque el símbolo usado resulta difícil de identificar.

Las nuevas Secciones 18.4.4 y 18.4.4.1 parecen ser idénticas. De la nueva Sección 18.4.4 deduzco que 18.4.4 se aplica exclusivamente a miembros Clase C. Tanto 18.4.4 como 18.4.4.1 carecen de sentido, ya que en la primera oración no hay ninguna referencia a una sección que contenga los requisitos de separación. La Sección 10.6.4 es para hormigón armado, y no es aplicable a un miembro que solamente tenga acero pretensado sin una importante modificación o adición. El segundo párrafo de la sección tiene problemas gramaticales, y probablemente debería decir: "...la separación entre barras y tendones no debe ser mayor que..." Tal como está no es correcto. La nueva Sección R18.4.4 no tiene relación con 18.4.4, de manera que aparentemente la versión correcta de 18.4.4 no forma parte de los cambios propuestos para el código. La discusión en la Sección R18.4.4 tampoco parece relacionarse con los límites de separación. La nueva Sección R18.4.4.1 parece tener conexión con 18.4.4.1, pero deja sin respuesta las preguntas acerca de los requisitos de separación.

La Sección 18.4.4.4 se podría simplificar de la siguiente manera: "Si la profundidad efectiva de un miembro es mayor que 36 in., se proveerá armadura en las caras consistente en armadura no pretensada o tendones adherentes, o una combinación de ambos, según lo requerido por 10.6.7." De este modo se podría eliminar R18.4.4.4; si se decide mantenerla, esta sección debe ser reformulada. En caso de mantenerla sugiero: "La armadura requerida en las caras puede ser provista por armadura no pretensada o tendones adherentes, o una combinación de ambos."

Las nuevas Secciones 18.8.3 y R18.8.3 parecen ser mucho más adecuadas para la Sección 18.4 que para la Sección 18.8. La Sección R18.10.4 habla de una nueva Referencia 18.XX, pero este documento o trabajo no está listado.

La primera frase de 18.12.4, antes de la coma, no ha sido modificada y sin embargo no resulta adecuada. El término "sobrecargas normales" carece de sentido, ya que una "sobrecarga normal" para un diseñador de estructuras de ocupación residencial difiere de una "sobrecarga normal" para un diseñador de estructuras industriales; esta diferencia puede llegar a un factor de 10. Tal vez se debería modificar la última oración de la sección de manera que diga: "Se deberá considerar especialmente la separación de los tendones para losas con cargas concentradas o sobrecargas uniformemente distribuidas mayores que 100 lb/ft²."

Respuesta al Comentario 33:

El título de la Sección 3.5 es "Armadura de acero;" además, todas las especificaciones ASTM citadas se refieren a materiales de acero. Por lo tanto, no es necesario introducir aclaraciones adicionales.

El comité cree que el uso de los términos "tendón" y "elemento" en las definiciones de K y l_x es correcto. El comentario sobre el formato de γ es correcto y ha sido corregido.

Los problemas señalados por el Dr. Gamble en relación con las Secciones 18.4.4 y 18.4.4.1 fueron provocados por errores de imprenta en la edición de junio de *Concrete International*. Estos errores ya han sido corregidos.

En la Sección 18.4.4.4 se optó por el término "viga" para evitar exigir armadura en las caras de las zapatas. Se introdujo un cambio de términos en R18.4.4.1.

La sugerencia de que la información de 18.8.3 y R18.8.3 es más adecuada para la Sección 18.4 que para 18.8 será considerada como un asunto nuevo. El comité también considerará la reubicación de la información dada en 18.8.2. Los comentarios referidos a las Secciones 18.12.4, 18.8.3, R18.8.3 y 18.12.4 serán considerados como asuntos nuevos.

Comentario 34

Autor: William L. Gamble

En la Sección 21.1, es correcta la nueva definición de "Conexión"? Parecería más lógico que fuera la siguiente: "Conexión – Región que une dos o más miembros, uno o más de los cuales son premoldeados." Tal como figura pareciera prohibir una conexión entre una viga colada in situ y dos columnas premoldeadas, lo cual probablemente no era la intención del comité.

Respuesta al Comentario 34:

El comité está de acuerdo con este comentario y modificó la definición de Conexión de la Sección 21.1 de la siguiente manera:

"Conexión – Región que une dos o más miembros, uno o más de los cuales son premoldeados."

Comentario 35

Autor: Joseph J. Messersmith, Jr.

En la Sección 21.11.2 es necesario cambiar la primera combinación de cargas de la última oración para reflejar la nueva combinación de cargas de ASCE 7 de la Ecuación (9-5) en la Sección 9.2.1. La oración debería decir:

"...Se deberá usar la combinación de cargas con carga gravitatoria de $(1,2D + 1,0L + 0,2S)$ ó $0,9D$, cualquiera sea el valor que resulte crítico."

Respuesta al Comentario 35:

El Sr. Messersmith tiene razón; además se añadió otra oración:

"...Se deberán usar las combinaciones de carga con carga gravitatoria de $(1,2D + 1,0L + 0,2S)$ ó $0,9D$, cualquiera sea el valor que resulte crítico. Estará permitido reducir el factor de carga para L a $0,5$ excepto en el caso de garages, áreas ocupadas como lugares para reuniones públicas y todas las áreas en las cuales la sobrecarga L sea mayor que 100 lb/ft^2 ."

Comentario 36

Autor: Joseph J. Messersmith, Jr.

En la Sección R21.12 es necesario cambiar la combinación de cargas que aparece en la parte superior de la página 332 de ACI 318-99 para reflejar la nueva combinación de cargas de ASCE 7 de la Ecuación (9-5) en la Sección 9.2.1. Debería decir:

$$U = 1,2D + 2,0E + 1,0L + 0,2S$$

Respuesta al Comentario 36:

El comité aceptó el cambio.

Comentario 37

Autor: William L. Gamble

En la Sección 21.0 la definición existente de V_c sería más simple si dijera que se trata de una fuerza de corte en un miembro, diferenciándola de una fuerza de corte en una unión.

Respuesta al Comentario 37:

La discusión referente a la definición de V_e llevó al comité a aclarar su aplicación a la construcción premoldeada. La Sección 21.6.1(a) existente fue reemplazada por lo siguiente:

"La resistencia nominal al corte para conexiones, V_n , calculada de acuerdo con 11.7.4, deberá ser mayor o igual que $2V_e$, donde V_e se calcula conforme a 21.3.4.1 ó 21.4.5.1;"

Además, al final del segundo párrafo de R21.6 se agregó lo siguiente:

"Los pórticos premoldeados compuestos por elementos con conexiones dúctiles se pueden diseñar de manera de promover fluencia en ubicaciones no adyacentes a las uniones. Por lo tanto, el corte de diseño, V_e , calculado de acuerdo con 21.3.4.1 ó 21.4.5.1 puede resultar conservador."

Comentario 38

Autor: Edward G. Nawy, Universidad de Rutgers

La adición de un nuevo Apéndice A, Modelos de Bielas y Tirantes, es significativa. Siguiendo la práctica habitual, un apéndice se convierte en parte del Código luego de transcurridos uno o dos ciclos de revisión del código. En consecuencia, es importante reconocer en esta etapa porqué es prematuro sustituir por el enfoque del Apéndice las actuales prácticas de la ingeniería, y es necesario insertar algunas aclaraciones y modificaciones en los cambios propuestos para ACI 318-02 que resaltarían de manera significativa las debilidades inherentes al uso de este método en la mayoría de los diseños que se presentan en la práctica. Tal vez esta discusión provocará dudas respecto a lo sabio que resulta la decisión de mover el Apéndice A al cuerpo principal del código en un futuro cercano durante alguna de las revisiones subsiguientes, antes que dejarlo como un Apéndice.

El modelado por bielas y tirantes es un método plástico que permite tratar adecuadamente ciertas condiciones de concentración de tensiones y concentraciones de cargas de compresión tales como las fuerzas en los bloques de anclaje de vigas postensadas. Sin embargo, no abarca los requisitos de serviciabilidad inherentes a los otros enfoques semi-plásticos que generalmente se usan en el análisis y diseño. Por lo tanto, luego de deformaciones y fisuración excesivas, y las severas idealizaciones que debe realizar el ingeniero al seleccionar los recorridos de las cargas para que los cálculos resulten significativos, el método de bielas y tirantes pierde precisión y resulta más costoso a los fines del diseño. En consecuencia se requiere un sobre-diseño significativo. Es necesario realizar exhaustivos ensayos a escala real para verificar los recorridos supuestos para las cargas, tal como se hicieron en el caso de los bloques de anclaje en vigas postensadas. En realidad, este método es un arte y no una ciencia, un hecho que no hay que perder de vista al usarlo en el diseño [1].

El método es efectivo fundamentalmente para corte en regiones de discontinuidad (regiones D), tales como las regiones de apoyo de una viga, puntos de aplicación de cargas transversales concentradas y cambios abruptos de sección tales como ménsulas, entalladuras en vigas, cabezales de pilotes y pórticos. En las figuras del Apéndice A de ACI 318-02 se ilustra la enorme variedad de alternativas entre las cuales debe elegir el diseñador. Con fuerzas de corte y tensiones de corte elevadas es factible el uso simplificado del modelo de bielas y tirantes en comportamiento tridimensional, como en el caso de las vigas de gran altura. Pero esto no es posible cuando se presentan cargas distribuidas en vigas de dimensiones normales y estados de tensión flexionales. El método se basa exclusivamente en la selección de fuerzas aisladas para reemplazar la carga real uniformemente distribuida y la distribución real de las tensiones en una estructura. Es un método de diseño que puede permitir el análisis de regiones no flexionales, particularmente desde los puntos de vista del corte y la torsión, con un número infinito de posibles configuraciones para identificar los recorridos de las cargas en los sistemas estructurales. (Ver las figuras del Apéndice A de ACI 318-02.) En comparación con los métodos semi-plásticos actualmente empleados en Estados Unidos, no permite verificar la serviciabilidad, ya que fundamentalmente trata con condiciones de sobrecarga elevada y capacidades de carga.

Por lo tanto, no sería realista diseñar por este método los estribos de corte para una viga normal uniformemente cargada (relación longitud/ profundidad mayor o igual a 10) sin invertir un tiempo considerable en la modelación de la carga distribuida mediante cargas concentradas separadas, digamos, cada 2 ft. sobre una viga de 30 ft. de longitud de tramo, con la esperanza de simular la carga uniformemente distribuida real. Aún así el resultado neto es un exceso de estribos y armadura longitudinal. Tanto en Estados Unidos como en el extranjero abundan ejemplos que ilustran el esfuerzo adicional requerido para emplear este método en los casos discutidos, junto con la elevada cantidad de armadura que sería necesaria.

Se recomienda lo siguiente:

Cambiar la nueva Sección 10.7.1 propuesta añadiendo a continuación de "o según el Apéndice A" la siguiente frase:

"...para vigas de gran altura que soportan cargas concentradas."

Lo que establece 11.8.2 es inconsistente con lo que establece 10.7.1, que dice "Las vigas de gran altura se deberán diseñar ya sea tomando en cuenta la distribución no lineal de la deformación o según el Apéndice A." Se debería enmendar 11.8.2 para reflejar el hecho que también es posible usar otros métodos diferentes al de bielas y tirantes, tal como se establece en la Sección 10.7.1.

Modificar la primera oración de la Sección A.2.1 del Apéndice de la siguiente manera:

"Estará permitido diseñar para corte y torsión en las regiones D de miembros estructurales, idealizando el hormigón estructural como una cantidad adecuada de bielas y tirantes cargados axialmente... o adyacentes a regiones B."

Sin estos cambios el ingeniero tiene la falsa impresión de que el método de bielas y tirantes es un método ideal y sencillo para diseñar miembros estructurales de hormigón tanto para cargas concentradas como para cargas distribuidas, y también para flexión, y no fundamentalmente para casos particulares de corte y torsión. También daría una falsa sensación de seguridad implicando que no es necesario que el ingeniero tome importantes decisiones de ingeniería con respecto a cuáles constituyen los mejores recorridos de las cargas, más económicos y seguros, en el modelo de diseño seleccionado. En definitiva, no es posible implementar soluciones de diseño esencialmente únicas o muy similares en términos del tamaño del miembro ni del área total de armadura longitudinal y transversal.

Referencia

Nawy, E.G., "Prestressed Concrete – A Fundamental Approach," 3ra. Edición, Prentice Hall, Upper Saddle River, NJ, 2000, 966 pp.

Respuesta al Comentario 38:

El Profesor Nawy observa que el método de bielas y tirantes es un método plástico que permite tratar problemas relacionados con concentraciones de tensiones en las regiones D pero que no incluye requisitos de serviciabilidad. El procedimiento del modelo de bielas y tirantes es un diseño plástico de límite inferior. Aunque el Apéndice A no lo requiere específicamente, es posible realizar dos verificaciones referentes a la serviciabilidad.

Para estimar las deflexiones de vigas de gran altura o miembros similares se usan programas de análisis elástico. En estos análisis las bielas se representan como miembros prismáticos con áreas iguales a las usadas para calcular las tensiones en las bielas, con longitudes iguales a las distancias entre nodos y usando el módulo de elasticidad del hormigón. Ignoran la rigidización de las bielas provocada por la acción de la "forma de botella" y los efectos de las deformaciones en las zonas nodales. Los tirantes se representan como miembros con áreas iguales a las de la armadura en los tirantes correspondientes, longitudes iguales a las distancias entre nodos y usando el módulo de elasticidad del acero. La sobreestimación se reduce si el módulo de elasticidad del tirante refleja la rigidización por tracción que se produciría en las barras encerradas en un prisma de hormigón con un área igual a la del tirante de RA.4.2.^{A.2, A.4}

Los anchos de fisura en un tirante se pueden verificar usando 10.6.4 para el caso de tirante encerrado en un prisma de hormigón con un área correspondiente a la sección del tirante de RA.4.2. La intención de la armadura de confinamiento requerida en las bielas es restringir los anchos de fisura.

El comité añadió las siguientes oraciones al final del último párrafo de RA.2.1:

"Las deflexiones de las vigas de gran altura o miembros similares se pueden estimar usando análisis elásticos a fin de analizar el modelo de bielas y tirantes. Además, los anchos de fisura en un tirante se pueden verificar usando 10.6.4 suponiendo que el tirante está encerrado en un prisma de hormigón con un área correspondiente a la sección de tirante de RA.4.2."

El Profesor Nawy especula que las idealizaciones necesarias para seleccionar los recorridos de las cargas hacen que el método de bielas y tirantes sea menos preciso y que los diseños resultantes sean más costosos. Un importante beneficio del método de bielas y tirantes es que proporciona un enfoque de diseño que se puede aplicar a un amplio rango de problemas de diseño para los cuales el código no especifica métodos de solución. Actualmente estos problemas se tratan en base a prácticas habituales o usando detalles estándares. El enfoque del diseño por bielas y tirantes requiere que el diseñador proporcione

concientemente un recorrido desde la carga hasta la reacción y que detalle la armadura requerida para sostener este recorrido.

El Profesor Nawy sostiene que, aunque los modelos de bielas y tirantes se pueden usar para diseñar regiones D, estos modelos no constituyen el método preferido para diseñar vigas esbeltas uniformemente cargadas. Esta era la intención del comité, tal como se expone en las Secciones A.1 y RA.1.

Al Profesor Nawy le preocupa que los diseños en base a modelos de bielas y tirantes le den a los diseñadores la falsa impresión de que estos modelos constituyen un método ideal y sencillo para diseñar miembros de hormigón estructural. Le preocupa que el diseñador se sienta injustificadamente seguro, y que al utilizarlo pueda obviar las importantes decisiones necesarias para seleccionar los mejores y más seguros recorridos de las cargas. Una de las fortalezas del método de bielas y tirantes es que obliga al diseñador a considerar los posibles recorridos de las cargas necesarios para el equilibrio.

El Profesor Nawy recomienda añadir la frase "que soportan cargas concentradas" a la última oración de la Sección 10.7.1. El Comité no está de acuerdo con esta sugerencia, ya que las cargas concentradas no son un requisito necesario para el uso de los modelos de bielas y tirantes.

El Profesor Nawy sostiene que 11.8.2 no concuerda con 10.7.1. La intención del Comité fue que concordaran, de manera que la Sección 11.8.2 se revisó de la siguiente manera:

"Las vigas de gran altura se deberán diseñar utilizando ya sea análisis no lineales según lo permitido en 10.7.1, o bien el Apéndice A."

El Comité no está de acuerdo con la sugerencia del Profesor Nawy de limitar el uso de modelos de bielas y tirantes exclusivamente al diseño para corte y torsión en la Sección A.2.1. El método de bielas y tirantes es potencialmente aplicable a un amplio rango de problemas. Las propuestas del Profesor Nawy referidas a otros cambios editoriales en la Sección A.2.1 fueron aceptadas, y la sección se revisó de la siguiente manera:

"Estará permitido diseñar miembros de hormigón estructural, o regiones D de estos miembros, modelando el miembro o la región D como un reticulado ideal. El modelo de reticulado deberá contener bielas, tirantes y nodos, según lo definido en A.1. El modelo de reticulado deberá ser capaz de transferir las cargas factoreadas a los apoyos o a las regiones B adyacentes."

Comentario 39

Autor: Anthony Gravagne, PE, BKS Engineers, Inc.

Acabo de leer el artículo publicado en la página 10 de la edición de julio de 2001 de *Structural Engineer*, donde se discuten diversos cambios propuestos para ACI 318. Lo que me desespera es la sensación de que el diseño por tensiones de trabajo (WSD / Working Stress Design) parece ser un cáncer que debe ser eliminado del código. Aún el IBC 2000 está "obligando" a los ingenieros a abandonar el diseño por tensiones de trabajo. Yo, por mi parte, nunca dejaré de usarlo.

Sé que ustedes, los que trabajan en ACI, están impacientes por "obligar" a todos los ingenieros estructurales a abandonar el diseño por tensiones de trabajo para hormigón armado. Debe ser la actitud políticamente correcta!! Si hablaran con los ingenieros que usan este método de diseño una y otra vez, tal como lo hacemos aquí en BKS Engineers, Inc., verían lo valioso que continúa siendo. Nosotros lo empleamos en todos nuestros trabajos. No diseñamos secciones fisuradas porque la mayor parte de nuestro trabajo involucra estructuras para tratamiento de residuos y retención de agua tales como reservorios. Hasta diseñamos puentes usando el WSD. Muy mal hecho, verdad?!

Intentar eliminar el WSD del código ACI puede que los haga sentirse bien y hasta piensan que están transmitiendo su propio "pensamiento con visión de futuro" a ingenieros y diseñadores. El sentido común indica que se debe mantener el WSD como una valiosa opción de diseño, aún cuando ustedes no estén de acuerdo con este enfoque. Yo continuaré usándolo a pesar de su "eliminación quirúrgica" del código como si se tratara de una enfermedad mortal para la raza humana.

Mi voto es por mantener el WSD. Y si le preguntan a otros ingenieros recibirían la misma opinión.

Comentario 40

Autor: Frederick C. Navarre, Hubbel, Roth & Clark, Inc.

Me he enterado que ACI está considerando eliminar el método de Diseño por Tensiones de Trabajo de ACI 318-02 y otros futuros códigos. Deseo exponer mi preocupación ante las personas involucradas en esta decisión. Durante mis treinta años de trabajo como ingeniero estructural he tenido gran respeto por el

Código ACI 318 y su comité. Ciertamente no presumo de tener mayores conocimientos que los miembros del comité; sin embargo, es necesario realizar un análisis cuidadoso antes de tomar esta decisión.

Existen numerosos motivos legítimos no sólo para reconocer sino también para brindar total apoyo al método WSD. Consideremos lo siguiente.

El actual código 318 permite que los diseñadores usen ambos métodos. Si consideramos a cada método como una herramienta, consideremos en términos más generales lo aconsejable que resultaría quitarle a cualquier trabajador una de sus herramientas.

No significaría su eliminación de ACI 318 una pérdida de estatus legal con respecto al IBC 2000: 1604.1?

El diseño de infraestructura a menudo requiere construcciones de durabilidad a largo plazo / bajas tensiones. En nuestra oficina usamos el Método Alternativo del Apéndice A para los proyectos de esta categoría, en los cuales la combinación de contención de líquidos, presupuestos de cero mantenimiento y elevados costos de reemplazo exigen bajas tensiones y longevidad. Los códigos proporcionan los "mínimos" para el diseño; si solamente estuviera disponible el Método por Tensiones Últimas (USD / Ultimate Stress Design) se perderían lineamientos, suponiendo que la pérdida de estatus legal del WSD inhibiría o hasta prohibiría su aplicación.

Ciertamente existen presiones económicas para mantener las construcciones de hormigón competitivas dentro del mercado, y gran parte de este mercado es un mercado comercial a menor plazo en el cual el costo inicial constituye el interés dominante. El método USD está disponible para los diseñadores cuyas necesidades satisface. La eliminación del "método alternativo" no mejora la capacidad de marketing de las construcciones de hormigón.

Algunos elementos del WSD son integrales al diseño de hormigón pretensado y al control de fisuración.

Finalmente, si es eliminado, no constituye esta acción prácticamente una imposición del criterio mayoritario del comité sobre el de los diseñadores de cada proyecto?

Se me ocurre una analogía que puede describir en parte la relación de trabajo (e histórica) entre el WSD y el USD. Es decir, se podría considerar al USD como la superestructura altamente visible, grácil y esbelta para la cual el WSD oficia como la subestructura debajo del nivel del terreno. Cada uno satisface necesidades particulares; ambos son esenciales.

Estas consideraciones se presentan para su análisis por parte del Comité 318 y de ACI en general. Estoy convencido que tanto el Comité como ACI evaluarán adecuadamente las ramificaciones de esta decisión y llegarán a una conclusión que beneficie los intereses a largo plazo del Instituto en su totalidad.

Comentario 41

Autor: Kenneth E. Buttry

Me preocupa la eliminación del enfoque de diseño alternativo. No sugiero diseñar con un enfoque basado en las tensiones; pero, sin alguna referencia al enfoque basado en las tensiones, los términos I_{cr} de la Sección 9.5 y f_s de la Sección 10.4.6 deben ser definidos mucho más detalladamente.

Comentario 42

Autor: Terry Chen, Hubbell, Roth and Clark, Inc.

Veó que el "Método de Diseño por Tensiones de Trabajo" será eliminado del nuevo código. No creo que esto sea una buena idea. Es posible que usando el WSD se desperdicie algo de material, pero ciertamente ahorra tiempo de diseño y cubre muchos errores de construcción. Por favor mantengan el WSD en el nuevo código.

Comentario 43

Autor: William Sherman

Me opongo a la eliminación del Método de Diseño Alternativo, tal como se designa al diseño por tensiones admisibles / diseño por tensiones de trabajo / análisis de tensiones bajo cargas de servicio. En mi opinión, los requisitos para diseño a nivel de cargas de servicio siempre se deberían incluir a modo de opción. Esto es especialmente válido en el caso del hormigón, ya que numerosas fundaciones se construyen de hormigón. Con frecuencia es más sencillo diseñar las fundaciones usando diseño por cargas

de servicio, ya que las presiones admisibles del suelo se deben determinar a niveles de cargas de servicio y es deseable obtener miembros relativamente rígidos. Además, la estabilidad de las fundaciones y muros de contención (al vuelco y al deslizamiento) se deberían realizar a niveles de cargas de servicio. También existen otros casos en los cuales resulta mejor realizar los análisis a niveles de cargas de servicio, como por ejemplo en el caso del análisis de vibraciones, para verificar los límites de deflexión, cuando se desean conocer las tensiones reales en un miembro, etc. Aún cuando el Método de Diseño Alternativo sea un poco más conservador que el Método de Diseño por Resistencia, es útil contar con el primero como una herramienta para los ingenieros. Por lo tanto, recomiendo mantener el Método de Diseño Alternativo en un Apéndice de ACI 318.

Respuesta a los Comentarios 39, 40, 41, 42 y 43:

El comité agradece los comentarios de los Sres. Gravagne, Navarre, Chen y Sherman y del Profesor Buttry respecto a la eliminación del Método de Diseño Alternativo, Apéndice A de ACI 318-99. El comité responde a estos comentarios de la siguiente manera:

- Los diseños en los cuales se usan requisitos más restrictivos para mejorar la serviciabilidad no están en conflicto con ACI 318.
- Los diseños en los cuales se usa el Método de Diseño por Resistencia no requieren secciones fisuradas en servicio.
- ACI 318 no prohíbe el empleo de análisis bajo cargas de servicio.
- El Método de Diseño Alternativo no es necesariamente más conservador que el Método de Diseño por Resistencia.
- El comité no ha actualizado el Método de Diseño Alternativo desde que fuera trasladado al Apéndice.
- R1.1 establece que aún se puede usar el Método de Diseño Alternativo.

Comentario 44

Autor: J. Bret Turley, Simpson Strong-Tie Anchor Systems

Me gustaría aprovechar esta oportunidad para expresar mi oposición a la adopción del Apéndice D, Anclaje en Hormigón, de ACI 318-02 y los procedimientos de ensayo para la calificación del comportamiento de los anclajes (ACI 355.2-00). Mi fundamentación es la siguiente:

No existe evidencia de la "realidad" que demuestre la necesidad de contar con un diseño y procedimientos de ensayo para anclajes (adhesivos o mecánicos) colados in situ e instalados en hormigón endurecido cuando están instalados en "hormigón fisurado". La única información disponible sobre este tema se originó en Europa y se basa en ensayos realizados en laboratorio. Existen literalmente millones de anclajes instalados en hormigón endurecido actualmente en servicio en toda la nación instalados en una amplia variedad de estructuras de hormigón. Estas conexiones fueron diseñadas usando valores de carga desarrollados a partir de trabajos en las cuales no se investigaron los efectos del "hormigón fisurado". Dada la naturaleza de nuestra sociedad y su afinidad por las demandas judiciales, es inconcebible que ninguno de los principales productores de anclajes (Hilti, ITW, Power, Simpson, et al.) haya sido objeto de una demanda por fallas de anclajes que hayan provocado pérdidas o daños materiales y/o accidentes o pérdidas de vidas humanas, en aquellos casos en los cuales los productos fueron instalados en "hormigón fisurado".

El Apéndice D propuesto para ACI 318 y ACI 355.2-00 fueron desarrollados independientemente uno de otro. Cuáles son los orígenes o las bases del Apéndice D? Ningún miembro representante de los productores de anclajes (profesionales de la ingeniería u otros) del subcomité ACI 355 participó en el desarrollo del Apéndice D de ACI 318. Resulta interesante observar que, sin embargo, el subcomité ACI 355 fue responsable por el desarrollo de ACI 355.2-00.

El Apéndice D propuesto para ACI 318 y ACI 355.2-00 no tratan los anclajes adhesivos instalados en hormigón endurecido. Sin duda esto confundirá a los diseñadores, ya que habrá diferentes normas de diseño y ensayo, los Criterios de Aceptación ICBO ES AC58 (*Allowable Stress Design with installations in uncracked concrete*) y ACI 355.2-00 (*Ultimate Strength Design and cracked / uncracked concrete*). En general, para transferir cargas de elementos estructurales y no estructurales a los miembros de hormigón estructural que los soportan se especifican y utilizan más los anclajes adhesivos instalados en hormigón endurecido que los anclajes mecánicos instalados en hormigón endurecido.

El Apéndice D propuesto para ACI 318 y ACI 355.2-00 no son aplicables cuando $f'_c < 2500$ psi. Esto resulta de particular interés en el caso de la reparación o rehabilitación de estructuras existentes de hormigón en las cuales $f'_c = 2000$ psi. En estos casos para las conexiones se usan casi exclusivamente anclajes instalados en hormigón endurecido. En estas situaciones, habrá que aplicar aún otra norma?

El Apéndice D propuesto para ACI 318 y ACI 355.2-00 no son aplicables cuando el material de base está compuesto por un relleno de hormigón sobre un tablero metálico de perfiles livianos. Este es un conjunto estructural de uso común para entrepisos y cubiertas de construcciones de edificios de marco metálico.

En conclusión, creo que ACI debería rechazar la adopción de los requisitos de diseño para anclajes en "hormigón fisurado" (Apéndice D propuesto para ACI 318) y los procedimientos de ensayo relacionados para la calificación del comportamiento de los anclajes (ACI 355.2-00).

Comentario 45

Autor: Jeffrey J. Dunagan, Simpson Strong Tie Anchor Systems

La Sección 6.2.3.3 de la Norma Provisoria ACI 318-02 trata la "Asentamiento de Anclajes de Expansión de Desplazamiento Controlado". Esta sección define tres grados diferentes de expansión: "Parcial, de Referencia y Total". Estos grados de expansión se obtienen usando herramientas de asentamiento que se basan en el número de caídas (especificadas en la Tabla 6.5) por instalación de la herramienta de la Figura 6.1.

La Tabla 6.4 indica el número de ensayos requerido tanto para condición no fisurada (Tabla 5.1) como para condición no fisurada y fisurada (Tabla 5.2) para expansión "Parcial, de Referencia y Total."

Para cada diámetro de anclaje la expansión parcial se determina usando una pesa predefinida que se deja caer un número de veces predefinido desde una altura predefinida. La expansión de referencia también se determina usando una pesa predefinida que se deja caer un número de veces predefinido desde una altura predefinida.

El problema inherente a este procedimiento es que asume que cada tipo de anclaje de expansión de desplazamiento controlado se expande hasta las expansiones Parcial y de Referencia de manera similar. La Sección 8.1 establece que "El propósito de los ensayos de confiabilidad es establecer que el anclaje es capaz de comportarse de manera segura y efectiva bajo condiciones normales y adversas, tanto durante su instalación como mientras está en servicio." Si un anclaje no se comporta tan bien a las expansiones Parcial y de Referencia como lo hace a expansión Total, este anclaje no se considera seguro.

El diseño de los anclajes de desplazamiento controlado está patentado. La energía requerida para asentar totalmente los anclajes de desplazamiento controlado no es constante. Por ejemplo, el anclaje de desplazamiento controlado "A" puede requerir 10 caídas de la pesa de la herramienta ilustrada en la Figura 6.1 para llegar a la expansión Total, mientras que el anclaje de desplazamiento controlado "B" puede requerir 14 caídas de la pesa de la herramienta de instalación ilustrada en la Figura 6.1 para llegar a la expansión Total. En consecuencia, se puede concluir que los grados de expansión Parcial y de Referencia (según lo definido por la Tabla 6.5) asentarán el anclaje "A" de manera diferente que el anclaje "B". Puede que el anclaje "A" no tenga ninguna reducción en su comportamiento para los grados de expansión Parcial y de Referencia respecto de la expansión Total. Por el contrario, es posible que el comportamiento del anclaje "B" se reduzca para los grados de expansión Parcial y de Referencia respecto de la expansión Total y por lo tanto sea considerado inseguro.

Los criterios que califican subjetivamente a los anclajes como seguros o inseguros en base a la cantidad de energía requerida para llevar el anclaje a expansión Parcial o de Referencia dan preferencia a los anclajes que requieren menos energía. Los criterios no deberían penalizar a un diseño más que a otro en base a su facilidad de instalación.

Comentario 46

Autor: Michael J. Lynch, Illinois Tool Works, Inc.

Illinois Tool Works Inc. (ITW) es un "fabricante para fabricantes" global. Es decir, ITW desarrolla y fabrica componentes, productos y sistemas usados por sus clientes para elaborar productos acabados. ITW opera más de 600 fábricas a nivel mundial. Nuestros productos van desde aros para latas de bebidas hasta equipos de laminación y soldadura, componentes plásticos y metálicos, bulones de anclaje y equipos de frío industriales. Construction Products Group es uno de los sectores dentro de ITW. Este sector está

compuesto por varias compañías independientes que operan casi ochenta plantas en veinte países. Entre las unidades que componen Construction Products Group se encuentran Ramset/Red Head, SPI, Ramset Australia, Buildex, Paslode y Duo Fast.

Las normas consensuadas por la industria son importantes para casi todas las empresas de ITW. Por este motivo ITW apoya el desarrollo de normas en una amplia gama de organizaciones a través de la participación y comentarios de sus empleados. ITW también cree que las normas consensuadas deben ser "permissivas". Es decir, las normas deberían ser mercados abiertos a las nuevas tecnologías y productos, a la vez que proteger la salud y seguridad de las personas. A menos que se encuentren fallas serias en el diseño de un producto, en su aplicación o en el propio código o norma que representen daños o riesgos severos para la vida y la seguridad humanas, o graves daños materiales, creemos que las normas no deberían excluir del mercado a ningún producto.

ITW reconoce que existe un vacío en el IBC con relación a los bulones de anclaje; y estamos dispuestos a participar plenamente en el esfuerzo por eliminar este vacío con una norma o método de ensayo global y pertinente para estos productos. Sin embargo, creemos que si la industria y otras normas u códigos confían en ACI 318-02[D] y los criterios de ensayos de ACI 355.2 a los cuales hace referencia se impondrán cargas costosas e innecesarias a numerosos sectores de la industria y consumidores, con mejoras mínimas o nulas con respecto a la seguridad. En nuestra opinión, ACI 318-02[D] excluye algunos productos debido a que confía en ACI 355.2 como metodología de ensayo para determinar el cumplimiento de ACI 318-02[D]. Tanto ACI 318-02[D] como 355.2 muestran prejuicios contra la nueva familia de anclajes originados en Europa, diseñados específicamente para operar en hormigón fisurado.

Es decir, según la información que tenemos disponible, la norma provisoria ACI 355.2, específicamente su "ensayo de asentamiento", prohibirá continuar usando productos que hasta ahora han demostrado ser efectivos y que no han contribuido a fallas resultantes en graves daños a personas ni graves daños materiales. Excluir del mercado los anclajes de camisa y tipo "drop-in" habituales constituye una barrera no tarifaria y una clara violación del *World Trade Agreement*, el cual fue suscripto por Estados Unidos. De manera similar, estas exclusiones parecen violar el documento *Office of Management and Budget Guideline A-119*, que implica consecuencias negativas para los diseñadores que especifican anclajes y contratistas que los usan en proyectos realizados con fondos federales.

No existe ninguna evidencia que apoye la adopción de un criterio de ensayo centrado en el hormigón fisurado.

"ACI 318, el Comité del Código para Hormigón Estructural, ha estado involucrado con el uso de anclajes mecánicos instalados en hormigón endurecido al menos desde principios de la década del ochenta." [[Concrete International](#), febrero, 2001]

La oración precedente es la introducción al artículo titulado "*ACI 355.2/ACI 355.2R, Evaluating the Performance of Post-Installed Mechanical Anchors in Concrete and Commentary*." A pesar de esta referencia a "principios de la década del ochenta", no fue hasta muchos años después, en su publicación de 1991, "*State of the Art Report on Anchorage to Concrete*," que ACI informó sobre el estado de la tecnología de los anclajes; y dicho informe no solicitó ni proporcionó ninguna evidencia que apoyara criterios de ensayo centrados en la fisuración. Por el contrario, el párrafo 3.3.1 dice, "...se debe asumir (enfaticado) que en el hormigón ocurrirán fisuras" y más adelante, "...la experiencia (enfaticado) ha demostrado que existe una alta probabilidad (enfaticado) de que la fisura se propagará a través de la ubicación del anclaje." No se presentan datos que apoyen estas suposiciones, ni se presentan informes de consumidores, contratistas o autoridades de la construcción citados como evidencia. En realidad, la única experiencia usada para desarrollar estos criterios fue obtenida bajo condiciones especiales en laboratorio, no in situ.

Sin embargo, como se mencionó anteriormente, nos oponemos enérgicamente a que 318-02[D] se centre en la fisuración. No se ha presentado ninguna evidencia que sustancie la necesidad de un nuevo criterio de ensayo centrado en la fisuración del hormigón o relacionado con la misma. De hecho, nuestras consultas a Factory Mutual Global (un importante reasegurador comercial), la Comisión Estadounidense de Seguridad de Productos, el Consejo Nacional de Seguridad, el Consejo de Seguridad en la Construcción, la Administración de Salud y Seguridad Ocupacional y la Comisión de Regulación Nuclear no lograron dar con ningún informe de muertes, heridas graves o daños materiales importantes resultantes de la falla de anclajes instalados en hormigón fisurado.

Si los escritores y editores del Informe de 1991 hubieran argumentado a favor de una nueva norma y criterios de ensayo para anclajes instalados en hormigón endurecido y decidido que esta norma y criterios eran necesarios, ACI 355 debería haber convocado a los miembros en 1992 y encargado la promulgación

de estos criterios. En vez de esto parece que ACI esperó a que la Oficina Europea de Evaluación Técnica estuviera a punto de adoptar sus primeros Lineamientos Europeos de Aprobación Técnica, ETAG-001, a fines de los noventa. Sólo entonces el Comité ACI 355 tomó la jurisdicción sobre este tema de ASTM E06-13 y comenzó sus propios esfuerzos por llenar el vacío del IBC referente a los anclajes, seleccionando "partes interesadas" [en algunos casos excluyendo a los individuos ya involucrados en ASTM E06-13] para limar las asperezas de lo que ahora nosotros (incluyendo la Comisión Europea) consideramos un documento fallado. Creemos que ETAG 001 y ACI 355.2 fueron creados exclusivamente para brindarles una ventaja comercial a los productos patentados, no para tratar supuestas preocupaciones referentes a los anclajes existentes instalados en hormigón endurecido.

En agosto de 2002, en una discusión con la gerencia de ITW y Ramset/Red Head, el Vicepresidente Ejecutivo de ACI, James Toscas, sostuvo que ACI 355 se basaba directamente en ETAG 001. Sin embargo, en ese momento él parecía no conocer la revisión de ETAG 001 que a solicitud de la Comisión Europea estaba realizando la Unidad de Construcción de DG Enterprise. Al publicarse la totalidad del documento ETAG, especialmente el Anexo C de la Parte 1-4, varios productores de anclajes para instalación en hormigón endurecido del Reino Unido, Italia, España, Francia y supuestamente Alemania se quejaron que ETAG imponía a la industria en general costos elevados y prohibía la presencia en el mercado de ciertos productos – lo cual contradice la Directiva de la Unión Europea sobre Productos de la Construcción.

En vista de estos informes y quejas, DG-Enterprise comisionó a la consultora WS Atkins para que revisara las ETAG. El informe y las conclusiones de WS Atkins se pueden encontrar en:

www.europa.eu.int/comm/enterprise/construction/events/atkins/wsatkins.htm

Luego de estos informes y posteriores investigaciones, DC-Enterprise se dirigió a la Oficina Europea de Aprobaciones Técnicas (EOTA) para determinar un mecanismo para tratar estas quejas y para informar el método propuesto para satisfacer esta directiva. Hasta agosto de 2001 en Bruselas se produjeron informes que indicaban que DG-Enterprise aún estaba esperando que esta directiva se cumpliera antes de la aprobación final de ETAG 001.

ACI 355.2 se desarrolló fuera de contexto

Hace muchos años el comité ACI 318 promulgó y adoptó ACI 318, estableciendo códigos y requisitos de construcción para hormigón estructural. Creemos que en 1998 ACI 318 continuó sus esfuerzos por tratar el vacío referente a los anclajes promulgando la publicación que constituye el objeto de estos comentarios, el Apéndice D – Anclaje en Hormigón.

En 1997 el Sr. Richard Ernst, empleado de ITW Ramset/Red Head fue invitado a participar como miembro pleno del Comité ACI 355. Su observación inicial, sin conocimiento previo de ETAG, fue que el Comité ya había completado una cantidad significativa de trabajo en el desarrollo del documento. Sin embargo, no le resultaba claro cómo se usaría el documento una vez aprobado. Aunque solamente en dos oportunidades se distribuyeron copias de un documento, titulado CB 30, a los miembros del Comité 355, en ningún momento durante los dos años de votos por correspondencia y reuniones del comité hubo una discusión específica acerca de cómo funcionarían los documentos 355.2 y el Apéndice D de ACI 318 en forma conjunta. Tampoco ha habido ninguna discusión específica sobre el contenido del Apéndice D de ACI 318 ni de cómo se utilizaría una vez transformado en código. Considerando que el documento 355.2 es un procedimiento de ensayo para calificar los anclajes y establecer ciertos factores de comportamiento, los cuales son utilizados dentro del contexto del Apéndice D de ACI 318, el cual eventualmente se transformará en requisitos codificados para el uso de anclajes instalados en hormigón endurecido, pensamos que los miembros votantes del comité 355 no han tenido acceso a información crítica y necesaria para guiarlos al decidir sus votos.

A modo de ejemplo de la falta de acceso que prácticamente todos los miembros votantes del Comité 355 hemos experimentado en relación con la última versión del documento del Apéndice D de ACI 318, el Sr. Richard Ernst, empleado de ITW Ramset/Red Head y en ese momento miembro del Comité 355, contactó las oficinas centrales de ACI en octubre de 2002 para solicitar una copia del Apéndice D, a lo cual Todd Watson respondió que debía ver el Manual del Comité Técnico; pero que él creía que en ese momento sólo los miembros del comité 318 tenían acceso a dicho documento. También dijo que no estaba disponible en el sitio web de ACI. El Sr. Ernst informa, "Posteriormente me puse en contacto con el entonces presidente del comité 355, Sr. Ron Cook, también miembro del Comité 318B. Él me avisó que este documento aún estaba bajo el control del Comité y que, por lo tanto, no podría tener acceso al mismo." Además, en el comité 318B no hay representantes de los productores de anclajes. Sin embargo, tenemos conocimiento que dos miembros tuvieron acceso a las deliberaciones del Comité 318. Como se

dijo anteriormente, Ron Cook, miembro del Comité 355, participó como miembro del Comité 318. Además, nos resulta evidente que al menos otro miembro del Comité 355 tuvo acceso a los documentos que contenían la propuesta para 318. En la edición de abril de 2001 de la publicación *Concrete Construction*, el Dr. Richard Klinger, en la columna titulada Perspectivas del Hormigón, demuestra un profundo conocimiento del contenido del Documento 318 (el cual a la fecha en que escribo aún no ha sido publicado): sin embargo él nunca transmitió ninguno de sus conocimientos al Comité 355.

Sin la necesaria "interrelación" entre los dos comités y los dos documentos asociados, nos es imposible comprender cómo se pudo haber desarrollado el Comité 355 ni cómo se podría haber esperado que 318 resultara en criterios de ensayo adecuados y significativos.

En resumen, el comité 355 ha desarrollado un documento sobre procedimientos de ensayo en apoyo de un código, del cual tenían poco conocimiento, y al cual el Sr. Ernst y otros miembros del comité se les negó acceso una y otra vez, aún cuando el documento del Apéndice D de 318 se estaba desarrollando paralelamente al desarrollo del documento 355.2. Creemos que ACI debería retirar 355.2 de circulación y, una vez vetado y en caso de ser necesario enmendado el 318, al Comité 355 se le debería asignar el reto de desarrollar / adoptar criterios de ensayo adecuados para los anclajes mecánicos instalados en hormigón endurecido, independientes de las condiciones de reemplazo – fisurado o no fisurado.

318-D es redundante

El prefacio del ACI 318-02 propuesto dice: "hasta ahora los mejores consejos [para los diseñadores e ingenieros] provenía de ... literatura de cada uno de los fabricantes [de anclajes]. De hecho, lo que ACI espera lograr con 318-02[D] y 355.2 ya existe, y ha existido durante muchos años, como "AC-01 Criterios de Aceptación para Anclajes de Expansión, desarrollado por el International Conference of Building Officials' Evaluation Service, Inc. (ICBO ES)."

A modo de ejemplo de la redundancia de 318-02[D], el actual Método Sísmico #2 (Sección 5.6.2) de AC-01 simula la relajación previa a la carga dependiente del tiempo y simula la carga sísmica de los anclajes, tal como ocurriría en un evento sísmico real. Los anclajes a ensayar se instalan en hormigón, se relaja el torque para simular los efectos del tiempo y luego se realiza un ensayo de carga bajo ciclos pulsantes sinusoidales de cargas sísmicas, a fin de simular el evento sísmico. Una vez completados los ciclos sísmicos, el anclaje se carga hasta su falla para determinar si el anclaje posee alguna capacidad residual. El criterio acepta el anclaje si éste sobrevive los ciclos de carga, mantiene al menos el 80% de su capacidad última original después del ensayo cíclico y durante todos los ciclos el movimiento del anclaje está limitado a un valor especificado.

Este ensayo, tal como existe en este momento, no impide que ocurran daños en los materiales de base. Cualquier daño sufrido por el material de base durante este ensayo sísmico simulado que pudiera afectar el comportamiento de los anclajes ya está incluido en esta sección de los criterios. Suponer automáticamente que el material de base resultará dañado (fisurado), tal como lo requiere ACI 355.2, y exigir que se lleven a cabo ensayos del material de base dañado, carece totalmente de fundamento. Los criterios actuales no hacen suposiciones; simulan condiciones reales y definen resultados aceptables en base a los resultados de los ensayos. Los Criterios de Aceptación AC 01 han sido usados y continúan siendo usados por ICBO ES para aprobar el uso de anclajes para instalación en hormigón endurecido en ausencia de códigos de construcción locales, estatales, regionales y nacionales – a total satisfacción de las autoridades responsables de los códigos locales.

En Europa podemos encontrar una visión de las futuras consecuencias de 318-02[D]

Creemos que sólo unos pocos miembros del Comité han estado al tanto de la actividad llevada a cabo en Europa para crear ETAG 001. En tanto que ETAG 001 existía durante los esfuerzos del Comité por crear un símil americano, los miembros del comité deberían haberse informado acerca de la experiencia Europea, incluyendo los datos que identifican las características de pérdida de carga en aplicaciones no fisuradas, de manera de considerar cómo evitar y/o mejorar secciones problemáticas. En vez de ello, los miembros fueron conducidos por un camino exclusivamente en base a una premisa errónea y datos recogidos en laboratorio. De hecho, el Sr. Ernst informa que a otro miembro del Comité 355 se le pidió que proporcionara datos reales sobre anclajes en hormigón fisurado a un miembro del Comité 318 que estuvo presente en una reunión del Comité 318 realizada el 17 de octubre de 2000; y este miembro proporcionó la información solicitada. Estos datos obtenidos in situ mostraron claramente que los anclajes actuales trabajaban al 150% de la carga en condiciones muy fisuradas. Además, el Comité 355 parece haber sido mal guiado con respecto al estatus de las ETAG y la directiva de la Comisión ante EOTA. También, si el desarrollo de estas normas resulta tan vital para proteger la seguridad, porqué no se ha

presentado ningún informe relacionado con la potencial falla de los anclajes ante la Comisión de Regulación Nuclear bajo la Sección 21?

Además de los puntos señalados por el Sr. Ernst en su apelación ante la Oficina de Normas de ACI y su Dirección, ITW cree que es necesario presentar algunos puntos adicionales para su consideración por parte de ACI. Estos puntos son los siguientes:

En todo el mundo sólo existen unos pocos fabricantes de anclajes que están en condiciones de abastecer al mercado durante un período de tiempo significativo y que pueden satisfacer los criterios de 355.2. La adopción por parte de ACI de 318-02[D] con su referencia a 355.2 provocará la creación de un mercado cerrado para los productos patentados de un pequeño número de productores, reduciendo significativamente la competencia y provocando un aumento de precios.

En nuestra opinión y en opinión de la mayoría de los fabricantes de anclajes norteamericanos, la publicación de ACI 355.2 en forma de norma "provisoria" se precipitó sin debidos motivos. A pesar del alto grado de controversia, ACI no publicó ACI 355.2 como un documento "borrador" que la industria de la construcción podría haber revisado y comentado antes de su publicación como norma provisoria que serviría de base para revisar sus criterios de aceptación antes de haber llegado a una determinación final respecto al alcance y contenido de ACI 355.2. Además, los potenciales beneficiarios de esta política de exclusión también han presionado al NEHRP (National Earthquake Hazard Reduction Program) para que inserte, por referencia, a ACI 355.2 en su código sísmico 2002, con lo cual su aplicación será obligatoria para toda la comunidad de ingenieros, particularmente en las zonas sísmicas, a pesar de la falta de evidencia recogida in situ que apoye su aplicación y antes de la finalización del período de ACI abierto a los comentarios del público sobre la norma final.

A excepción de unos pocos miembros del comité que realizaron simulaciones en laboratorio, no se invitó al Comité ACI 355 a participar en ensayos tipo "round robin" de los criterios propuestos en 355.2. Si lo hubieran hecho, los miembros habrían descubierto una falla crucial en ACI 355.2 y su contraparte de EOTA: los anclajes que satisfacen ETAG 001 trabajan sólo al 70% de la carga cuando están instalados en hormigón no fisurado. Lo que es más, cuando un miembro del comité presentó datos de un proyecto con fisuras pero en los cuales se demostraba que los anclajes tradicionales trabajaban a 150% de la carga, un Directivo del Comité ACI dejó de lado estos hallazgos sin compartirlos con los miembros del Comité. Recientemente, este miembro del comité, empleado de una empresa global de diseño y construcción, presentó ante ACI y distribuyó una carta donde manifiesta su oposición a la norma provisoria. De este modo la suposición de que todos los hormigones se fisuran no es la hipótesis "segura"; cuando resulta equivocada, provoca el empleo de anclajes menos competentes, no de anclajes más competentes. Por lo tanto, si se adoptan estas Revisiones, los consumidores se verán obligados a usar anclajes sustancialmente más costosos que los productos convencionales y potencialmente más anclajes a fin de lograr el mismo nivel de comportamiento. Esto representa una clara carga monetaria, innecesaria para el mercado.

ITW también se opone a ACI 318-D con su referencia 355.2 debido a sus potenciales impactos negativos tanto sobre la industria de la construcción como sobre los fabricantes de anclajes para instalación en hormigón endurecido.

Como se dijo anteriormente, EOTA desarrolló ETAG 001, la cual constituye la base de ACI 355.2. La Comisión Europea tomó la decisión de revisar ETAG 001 hace casi un año. Anticipando una fecha original de implementación de la ETAG en el año 2001, algunos de los mayores productores europeos desarrollaron e hicieron certificar al menos un producto que satisficiera ETAG cada uno. A nuestro entender, ninguno de ellos ha sido introducido en el mercado a nivel significativo debido a que, sin la obligatoriedad de ETAG 001, los diseñadores y contratistas están contentos con usar los anclajes eficaces y menos costosos que ya están en el mercado. Además, algunos ingenieros independientes han comenzado a calcular el costo de reemplazar los anclajes tradicionales por los nuevos anclajes – para trabajos futuros.

La división francesa de ITW, ITW SPIT, con un costo de varios millones de dólares y luego de varios años de trabajo, desarrolló un anclaje métrico para instalación en hormigón endurecido que satisface ETAG y que satisface los criterios del hormigón fisurado. Sólo los ensayos costaron aproximadamente \$250.000. Reacondicionar las plantas para producir estos nuevos anclajes en cantidades significativas requeriría gastos aún más significativos. Debemos preguntarnos cuántos productores de anclajes con sede en Estados Unidos estarán en condiciones de invertir tanto dinero en este tipo de productos? Si se los obliga a hacerlo, en parte debido a las acciones de ACI, cuánto tiempo llevarán las etapas de desarrollo y ensayo, y cuánto más hasta tener las fábricas necesarias reacondicionadas y operando? Soportar estas dificultades de índole práctica podría valer la pena si se demostrara que los anclajes existentes no son

satisfactorios en su uso real, pero no existe ni se ha presentado ninguna evidencia que apoye esta afirmación.

Con respecto a los efectos sobre el trabajo de los ingenieros diseñadores, ofrecemos la experiencia de Cliff Billington de la Trent Concrete Company, con sede en el Reino Unido. Luego de analizar cuidadosamente el impacto de ETAG 001 sobre los costos de los proyectos de su compañía, el Sr. Billington informa que el costo de un anclaje en conformidad instalado aumentará al menos un 200%. Estos factores de costos se podrían incrementar aún más debido al pobre comportamiento que se anticipa para estos anclajes en el hormigón no fisurado, lo cual exigirá el uso de múltiples anclajes, aumentando aún más los costos.

ACI 318-02[D] crea un nuevo umbral de confiabilidad

Las normas le proporcionan a las cortes umbrales de confiabilidad. Es decir, si un producto satisface una norma consensuada, su falla se juzga con menor severidad que si se ha demostrado que el producto no satisface la norma. 318-02-[D] y los criterios de ensayo de 355.2 a los cuales hace referencia crean un nuevo umbral de confiabilidad que los productores deberán satisfacer y según el cual serán juzgados por los jueces en las cortes. Creemos que los argumentos que hemos presentado en relación con la norma propuesta y los criterios de ensayo a los cuales hace referencia, incluyendo la falla en hormigón no fisurado de los productos que satisfacen estos documentos, son suficientes para hacer que ACI considere cuidadosamente el umbral que creará con la adopción de esta norma y su incorporación al IBC.

Conclusión

La propuesta de ACI 318-02[D] tiene numerosas fallas. Aunque felicitamos a ACI por tomar la iniciativa de llenar el vacío identificado en el IBC con respecto a los anclajes para instalar en hormigón endurecido, ACI falló en sus esfuerzos por adoptar una norma que fuera creada mediante un proceso transparente y justa para el mercado. ACI 318-02[D] se creó en medio de un vacío y confía en un criterio de ensayo que a su vez se basa en lo que se ha demostrado es un documento europeo con fallas, creado exclusivamente para satisfacer intereses particulares.

ACI 318-02[D] ignora el trabajo que estaba realizando ASTM E06.13, así como los Criterios de Aceptación de ICBO (AC01), los cuales durante años han sido empleados exitosamente tanto por la comunidad de diseñadores como por la comunidad de fabricantes. Al copiar los errores ajenos, ACI corre el riesgo de crear una barrera comercial no tarifaria y una norma que es posible que el gobierno federal no pueda incorporar en sus propias especificaciones de diseño, llevando a la creación de una norma específica de la General Services Administration. Además, las fallas procedimentales que condujeron a ACI 355.2 crean un nuevo umbral legal de confiabilidad que probablemente se convertirá en un fantasma para fabricantes, importadores y usuarios.

En resumen, es necesario que ACI elimine el Apéndice D de su documento 02 propuesto y genere un mecanismo más transparente mediante el cual desarrollar una norma acompañada por un criterio de ensayo razonable basado en evidencia obtenida in situ.

Comentario 47

Autor: Peter Carrato, Bechtel

Mis comentarios se relacionan con el Apéndice D y la relación entre este apéndice y la Norma Provisoria ACI 355.2 para la evaluación del comportamiento de los anclajes mecánicos para instalación en hormigón endurecido. Mi principal preocupación es que esta combinación de documentos excluirá el empleo de ciertos sujetadores que se han comportado satisfactoriamente durante muchos años en literalmente millones de instalaciones. Como tema secundario, cuestiono la referencia a una "norma provisoria" que, como su nombre implica, define métodos de evaluación que aún no han sido plenamente establecidos en la industria. A continuación se discute cada una de estas preocupaciones.

Las Secciones RD.4.4 y D.4.5 avalan las Categorías 1, 2 y 3 para anclajes instalados en hormigón endurecido. Estas categorías de anclajes se establecen en base a la "relación de capacidades características" según lo indicado en la Tabla 10.1 de ACI 355.2. Esta relación cuantifica la sensibilidad de un estilo particular de sujetador frente a diferentes ensayos de confiabilidad indicados en 355.2. Dependiendo de cómo se comporta en estos ensayos, un anclaje puede ser asignado a las categorías 1, 2 ó 3 como se menciona en el Apéndice D de ACI 318-02, o bien se le puede asignar la frase "El anclaje no está calificado." El efecto combinado de la Tabla 10.1 de ACI 355.2 y el Apéndice D de ACI 318-02 esencialmente será que ciertos anclajes de uso habitual resultarán inaceptables desde el punto de vista

técnico. Creo que sería en interés de ACI establecer criterios de aceptación razonables antes que excluir el uso de estos productos bien conocidos.

Los sujetadores a los cuales me refiero específicamente son los anclajes de expansión controlados por desplazamiento como se ilustran en la Figura 2.1 de ACI 355.2. De acuerdo con numerosas discusiones públicas llevadas a cabo en las reuniones del Comité ACI 355, este tipo de sujetador no "pasará" el ensayo de confiabilidad realizado en hormigón fisurado. Dicho de manera más precisa, la relación de la capacidad característica en hormigón fisurado hará que este tipo de anclaje sea clasificado como "no calificado". Anualmente un típico fabricante de anclajes produce y vende aproximadamente doce millones de este tipo de anclajes.

ACI 355.2 es una norma provisoria que prescribe requisitos para el ensayo y evaluación de anclajes mecánicos instalados en hormigón endurecido. Esencialmente la evaluación consiste en una comparación de resultados de ensayos "de referencia" con los resultados de ensayos de "confiabilidad" y "condiciones de servicio." Los ensayos de referencia se realizan siguiendo los métodos de ASTM E488 y están bien establecidos en la industria. Los ensayos de confiabilidad y condición de servicio definen las desviaciones respecto al ensayo de referencia en términos de técnica de instalación, régimen de carga o calidad del hormigón. No tengo conocimiento que en la industria haya una cantidad de experiencia significativa con respecto a las series de ensayos prescritos en ACI 355.2, ni tampoco existen publicaciones de colegas que documenten los procedimientos de ensayo específicos descritos. Pienso que ACI debería requerir evidencia de que con la aplicación de una norma de ensayo provisoria se obtendrán resultados utilizables.

En el ejemplo adjunto de un ensayo en hormigón fisurado se ilustra el nivel de madurez y aceptación de los métodos de ensayo dados en ACI 355.2. En mi carácter de ingeniero en ejercicio que habitualmente no realiza ensayos estructurales, le pregunté al Profesor Richard Klingner cómo se materializa en laboratorio la relación de armadura de 1% (ver Apéndice Obligatorio A3.2 de ACI 355.3) para los ensayos en hormigón fisurado. El Profesor Klingner me remitió a un documento de publicación reciente que describe ensayos de anclajes en hormigón fisurado¹. De esta publicación se deduce que en las actuales prácticas de laboratorio se emplea considerablemente menos armadura que lo establecido por el requisito obligatorio. En base a las figuras adjuntas, las cuales fueron tomadas de la Referencia 1, obtengo relaciones de armadura bajas, de 0,44% (Figura 4) a 0,59% (Figura 5). Le pregunté al Profesor Klingner si sabía de algún ensayo en hormigón fisurado realizado en Estados Unidos en el que se hubiera empleado la armadura obligatoria de 1%. Dijo que no sabía de ningún ensayo de estas características.

Tengo dudas similares respecto a la madurez de otros ensayos dados en ACI 355.2, específicamente Verificación de capacidad plena en esquina con bordes ubicados a $1,5h_{ef}$ y Sensibilidad al esfuerzo de instalación para anclajes de desplazamiento controlado.

En su estado actual ACI 355.2 es un excelente esfuerzo inicial en el camino hacia el establecimiento de una norma para la evaluación de anclajes instalados en hormigón endurecido. Se basa en un consenso de opiniones y experiencias con una variedad de ensayos individuales. Sin embargo, no tengo conocimiento de ninguna serie completa y documentada de los ensayos prescritos específicamente, para ninguno de los tipos de anclajes (de desplazamiento controlado, de torque controlado o rebajados) abarcados por el alcance de este documento. En vez de que ACI confíe en métodos de ensayos provisorios para establecer categorías de anclajes y por lo tanto factores ϕ , sugiero que estos ensayos sean documentados en publicaciones revisadas por nuestros colegas o avalados por un sector de la industria tal como la Asociación de Fabricantes de Anclajes para Hormigón.

Referencia

1. Rodríguez, Lotze, Gross, Zhang, Klingner, Graves, Dynamic Behavior of Tensile Anchors to Concrete, ACI Structural Journal, Vol. 98, No. 4, Julio-Agosto 2001.

Anexo 1

Este es un cálculo conservador de la "relación de armadura" para algunas de las losas de ensayo informadas en la Referencia.

Figura 4 $12(0,2) \{6 \text{ No. 4 superior e inferior} / 10 (54) = 0,0044$

Figura 5 $16(0,2) \{8 \text{ No. 4 superior e inferior} / 10 (54) = 0,0059$

La probeta de ensayo típica, ilustrada en la Figura 3, era un bloque de hormigón de 39,5 in. (1,00 m) de ancho, 24 in. (0,60 m) de profundidad y 87,5 in. (2,20 m) de longitud. Se colocaron siete barras #6 (32 mm) como armadura longitudinal en la parte central de cada bloque para proveer seguridad al mover el bloque. Esta armadura se colocó a la mitad de la altura del bloque para permitir el ensayo de anclajes tanto

en la superficie superior como en la superficie inferior, simultáneamente impidiendo su interferencia con el comportamiento de los anclajes. A la mitad de la altura de los bloques se ubicaron cuatro aros para alzar a fin de permitir el transporte por medio de un puente grúa.

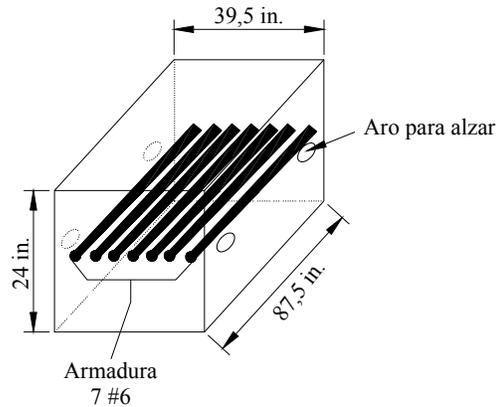


Figura 3 Probeta típica para la Tarea 1

La mayoría de las probetas fueron diseñadas sin armadura en el área que sería afectada por el cono de arrancamiento de hormigón. Las probetas que se iban a usar en ensayos cuyo objetivo era investigar los efectos de la armadura tenían una cortina de barras #8 (25 mm) con una separación de 8 in. (203 mm) en cada dirección, colocadas con un recubrimiento de 1-1/2 in. a fin de simular la armadura de un muro altamente reforzado.

En las Figuras 4 y 5 se ilustra la probeta usada para los ensayos en hormigón fisurado de la Tarea 1. Se realizaron ensayos de tracción en un solo anclaje en losas de hormigón de 54 in. (1372 mm) de ancho por 74 in. (1880 mm) de longitud por 10 in. (254 mm) de espesor. Las configuraciones de las barras de armadura en las probetas se diseñaron de forma diferente para los ensayos en los dos tamaños de anclaje, de manera de usar las probetas de la manera más eficiente posible.

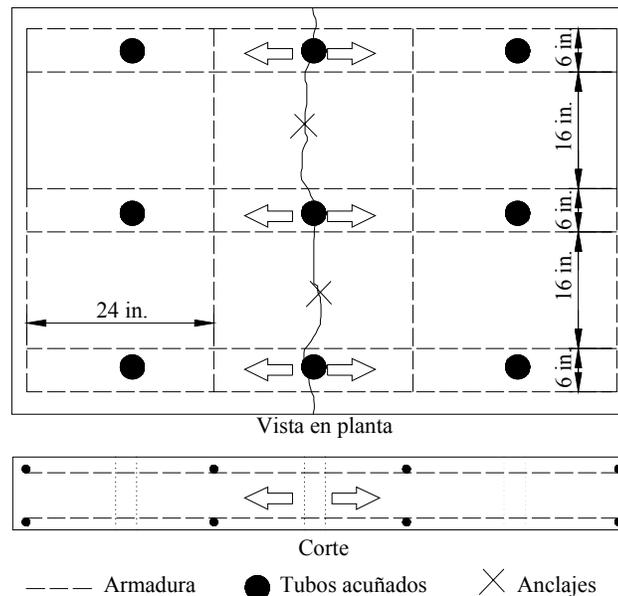


Figura 4 Probetas de hormigón para ensayo de tracción en anclajes simples de 3/4 in. (19 mm) de diámetro)

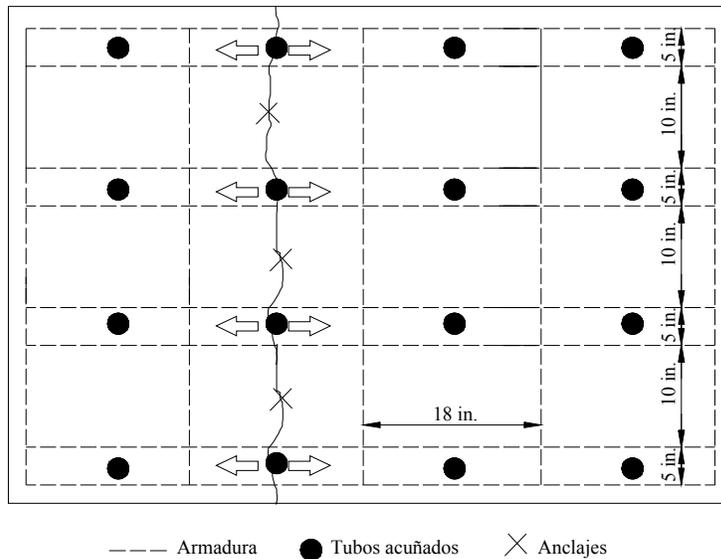


Figura 5 Probetas de hormigón para ensayo de tracción en anclajes simples de 3/8 in. (10 mm) de diámetro)

Para los ensayos de anclajes de 3/4 in. (19 mm) de diámetro las probetas se armaron longitudinalmente con seis barras #4 (12,5 mm) en la parte inferior y superior, con un recubrimiento de hormigón de 1-1/2 in. Estas probetas fueron diseñadas de manera de soportar la fuerza de expansión producida por los anclajes bajo carga de tracción, para mantener constante el ancho de las fisuras durante los ensayos. También se usaron ocho barras transversales #4 (12,5 mm) para satisfacer en las probetas el requisitos de armadura mínima a fin de impedir fisuración no deseada (Figura 4). Para evitar que las barras interfirieran con los potenciales conos de arrancamiento, las barras de armadura se colocaron a una distancia de al menos 8 in. (200 mm) de los anclajes (dos veces la longitud de empotramiento).

En los ensayos de anclajes de 3/8 in. (10 mm) de diámetro la profundidad de empotramiento de los anclajes fue menor, y también fue menor el área de los conos de arrancamiento de hormigón, permitiendo realizar un mayor número de ensayos en cada probeta. Las probetas del mismo tamaño se modificaron de manera de permitir doce ensayos en una única losa. Se colocaron diez barras de armadura transversal y dieciséis barras longitudinales. La distancia de los anclajes a la barra más próxima era de 5 in. (127 mm). La Figura 5 ilustra una vista en planta de estas probetas.

Comentario 48

Autor: Richard Orr

Agregar el Apéndice D, Anclaje en Hormigón, entre las revisiones propuestas para ACI 318 representa un importante paso hacia adelante. Me gustaría comenzar felicitando a las numerosas personas responsables por el desarrollo de este apéndice. Como presidente del subcomité ACI 349 me gustaría agradecer la importante contribución del personal de ACI 318 y 355 a los requisitos similares que fueron publicados en ACI 349-2001.

El Apéndice B de ACI 349-2001 es paralelo al Apéndice D propuesto para ACI 318-2002. Existen varias diferencias debidas a la aplicación al caso particular de plantas nucleares y a los requisitos incluidos en las ediciones previas del Apéndice B de ACI 349.

En general, ACI 318 debería incluir un párrafo o algunas frases para excluir los anclajes para instalación en hormigón endurecido de las áreas en las cuales en caso de sismo se anticipa la formación de rótulas plásticas. El párrafo 3.1 de ACI 355.2 excluye específicamente estas zonas.

En RD.3.3 es necesario agregar un comentario sobre el desarrollo de las cargas sísmicas. Es importante explicar las hipótesis sobre las cargas sísmicas implícitas en los requisitos de diseño por resistencia del Apéndice D. Las cargas se deberían obtener mediante un análisis elástico de la totalidad de la estructura y

no se deberían reducir mediante la aplicación de factores de modificación de respuesta. Esto se diferencia de los requisitos del Capítulo 21, que son adecuados para cargas sísmicas reducidas.

El comentario propuesto debe ser revisado. Tal como está actualmente no es consistente con los requisitos del código propuesto y es probable que provoquen confusiones. La tercer oración, "Alternativamente, se puede utilizar un valor de resistencia de anclaje más elevado si el dispositivo de fijación siendo sujetado está diseñado de manera de asegurar la fluencia dúctil del dispositivo de fijación a una carga bien por debajo de la mínima resistencia probable del anclaje," puede ser incorrecta dependiendo de la intención de D.3.3.4 (ver comentario correspondiente). La sexta oración, "Si el anclaje no puede satisfacer estos requisitos se requiere que el dispositivo de fijación esté diseñado de manera de llegar a la fluencia a una carga bien por debajo de la capacidad del anclaje," es incorrecta debido a que, aún con el dispositivo de fijación diseñado para llegar a la fluencia, el anclaje debe satisfacer los requisitos de calificación sísmica de ACI 355.2

En D.3.3.2, el párrafo aplica un factor de 0,75 a la resistencia de todos los anclajes usados para resistir cargas sísmicas, es decir, la resistencia sísmica de diseño es igual a $0,75 \times \phi \times$ resistencia nominal del acero (D.3.3.3 requiere que el diseño esté determinado por la resistencia del acero). Por lo tanto, 318 penaliza los anclajes colados in situ en relación con las barras soldadas a placas y usadas para transferir cargas desde un dispositivo de fijación. Los bulones colados in situ, los pernos con cabeza profundos o los anclajes instalados en hormigón endurecido con falla del acero deberían ser tan confiables como las barras de armadura. Los ensayos de anclajes bajo cargas sísmicas no evidencian diferencias significativas entre carga dinámica y estática para los anclajes colados in situ e instalados en hormigón endurecido que satisfacen 355.2. Hay un margen adecuado inherente a la resistencia nominal y el factor de reducción de la resistencia tanto para cargas estáticas como para cargas dinámicas. El factor 0,75 se debería eliminar de ACI 318. Observar que ACI 349 no especifica este factor de 0,75 para ningún tipo de anclaje.

En D.3.3.3 y D.4.6 los párrafos requieren que el diseñador determine el modo de falla del anclaje. El código debería definir los requisitos para determinar este modo de falla. Se debería asumir que la falla es una falla frágil del hormigón, a menos que la profundidad de empotramiento sea suficiente para impedir una falla inicial del hormigón. ACI 349 incluye el siguiente párrafo:

"La resistencia del acero es determinante cuando la resistencia de diseño al desprendimiento por tracción del hormigón del empotramiento, la resistencia de diseño al descascaramiento del recubrimiento lateral del empotramiento y la resistencia al arrancamiento de los anclajes es mayor que la resistencia a la tracción última especificada del acero empotrado o elemento de fijación y cuando la resistencia al desprendimiento por corte del hormigón es mayor que 65 por ciento de la resistencia a la tracción última especificada del acero empotrado o elemento de fijación."

Con respecto a D.3.3.3, ACI 355.2 se ha esforzado considerablemente para definir un procedimiento de calificación para los anclajes que no están diseñados para ser gobernados por la resistencia a la tracción o al corte de un elemento de acero dúctil. Se debería modificar ACI 318 a fin de definir las condiciones en las cuales se pueden utilizar este tipo de anclajes. Con el texto propuesto estos anclajes sólo estarían permitidos cuando se satisface 3.3.4.

Ciertos anclajes calificados de acuerdo con ACI 355.2 pueden tener una menor resistencia nominal bajo cargas sísmicas que bajo cargas estáticas. ACI 318 debería considerar este caso.

En D.3.3.4 no se define cuál es la "mínima resistencia de diseño del anclaje." Esta resistencia podría ser la resistencia de diseño de D.4.1.2 o bien el menor valor para aplicaciones sísmicas dado en D.3.3.2. Es necesario aclarar este punto y posteriormente rescribir el párrafo RD.3.3. El párrafo D.3.3.4 se podría revisar de la siguiente manera:

"En reemplazo de D.3.3.3, el dispositivo de fijación que el anclaje está conectando a la estructura se deberá diseñar de manera que el dispositivo de fijación experimente fluencia dúctil a un nivel de carga correspondiente a fuerzas en los anclajes no mayores que la resistencia de diseño de los anclajes especificada en D.3.3.2."

En D.4.1.2, revisar este párrafo y los párrafos relacionados con el mismo que cubran los grupos de anclajes. Actualmente N_{pn} y V_{cp} son las resistencias de un único anclaje y es necesario multiplicar estos valores por el número de anclajes.

En D.5.2.9, agregar un nuevo párrafo D.5.2.9 de la siguiente manera:

"Para los anclajes instalados en hormigón endurecido, en la ecuación D-6a estará permitido usar un coeficiente, k , basado en ensayos específicos del producto realizados conforme a ACI 355.2. Para estos casos, el factor de modificación, ψ_3 , que toma en cuenta la presencia o ausencia de fisuración se deberá basar en la misma serie de ensayos específicos del producto."

Esto se basa en la revisión de los ensayos realizados llevada a cabo por ACI 349, donde se muestra que un anclaje rebajado con un área de cabeza proyectada de al menos 2,3 veces el área efectiva de tensión de tracción se puede calcular con el mismo factor k usado para los pernos con cabeza. Se debería permitir un valor de k mayor en base a ensayos específicos del producto.

En D.5.4.2 revisar la ecuación D-12 para que permita obtener la capacidad de un grupo de anclajes. Actualmente permite calcular la capacidad de la fila más cercana al borde. En ACI 349 la capacidad se multiplica por el número de filas (como se indica a continuación). Esto puede resultar excesivamente conservador ya que supone que todas las filas están igualmente próximas a un borde.

ACI 349 - Sección D.5.4.2 – Para múltiples anclajes con cabeza con empotramiento profundo próximos a un borde y separación entre anclajes menor que 6c, a menos que se determine de acuerdo con D.4.2, la resistencia nominal de los anclajes exteriores del grupo a lo largo del borde para una falla por descascamiento lateral N_{sbg} no deberá ser mayor que:

$$N_{sbg} = \left(1 + \frac{s_o}{6c}\right) N_{sb} \quad (B-12)$$

donde s_o = separación de los anclajes exteriores del grupo a lo largo del borde y N_{sb} se obtiene de la Ec. (B-11) sin modificación por distancia perpendicular al borde. La resistencia nominal del grupo de anclajes no deberá ser mayor que la resistencia nominal de los anclajes exteriores a lo largo del borde multiplicada por el número de filas paralelas al borde.

Respuesta a los Comentarios 44, 45, 46, 47 y 48

Respuesta a Peter Carrato

El Sr. Carrato plantea comentarios importantes con respecto al Apéndice D. Su primera preocupación es que la relación entre el Apéndice D de ACI 318 y la norma ACI 355.2 excluirá una gran cantidad de sujetadores que durante años se han comportado exitosamente. No hubo intención de excluir ningún producto cuyo comportamiento sea confiable. En D.2.1 el alcance del Apéndice se limitó a "...requisitos de diseño para anclajes en hormigón usados para transmitir cargas estructurales entre elementos conectados por medio de..." En el Comentario RD.2.1 se intentó aclarar aún más el alcance especificando que "...se restringe a los anclajes estructurales que transmiten cargas estructurales desde los dispositivos de fijación a los miembros de hormigón."

El Comité 318 reconoce que, si los diseñadores altamente experimentados como el Sr. Carrato prevén que prácticamente la totalidad de los millones de anclajes que se venden actualmente estarán comprendidos bajo estos requisitos, es necesario aclarar la intención del alcance.

El comité realizó las siguientes enmiendas en D.2.1 y RD.2.1 a fin de aclarar que la intención del comité fue que estos requisitos se apliquen a las aplicaciones importantes desde el punto de vista de la seguridad de las personas. El Apéndice D se aplica al diseño de anclajes en aplicaciones en las cuales una falla de los anclajes podría provocar el colapso total o parcial de una estructura o componente, o bien podría poner en riesgo las vidas humanas. Estas aplicaciones podrían ser tanto construcciones nuevas como construcciones existentes. En estos casos, la protección del público exige anclajes confiables, y la industria debería estar dispuesta a demostrar la adecuabilidad de sus productos.

Adición al Código

"D2 Alcance

D.2.1 – Este apéndice proporciona requisitos de diseño para anclajes en hormigón usados para transmitir cargas estructurales por medio de tracción, corte, o una combinación de tracción y corte entre: (a) elementos estructurales conectados, o (b) dispositivos de fijación relacionados con la seguridad y elementos estructurales. Los niveles de seguridad especificados son para condiciones de servicio, y no para condiciones temporarias de manipuleo y montaje."

Adición al Comentario RD.2.1

"RD.2.1 – El alcance del Apéndice D se restringe a los anclajes estructurales que transmiten cargas estructurales relacionados con la resistencia, estabilidad o seguridad de la vida humana. Se prevén dos

tipos de aplicaciones. La primera consiste en conexiones entre elementos estructurales donde la falla de un anclaje o de un grupo de anclajes podría provocar la pérdida de equilibrio o estabilidad de alguna porción de la estructura. La segunda consiste en aquellos casos en los cuales un dispositivo de fijación relacionado con la seguridad que no forma parte de la estructura (es decir, sistemas de rociadores, tuberías pesadas suspendidas, rieles, etc.) está fijado a elementos estructurales. Los niveles de seguridad definidos por las combinaciones de factores de carga y factores ϕ son adecuados para las aplicaciones estructurales. Es posible que otras normas requieran niveles de seguridad más estrictos para las condiciones temporarias que se dan durante el manipuleo."

El ejemplo específico del Sr. Carrato fue el de los anclajes de expansión de desplazamiento controlado en hormigón fisurado. Menciona que el efecto combinado de la Tabla 10.1 de ACI 355.2 y el Apéndice D "esencialmente será que ciertos anclajes de uso habitual resulten inaceptables desde el punto de vista técnico." La única intención del Comité fue proporcionarle a los profesionales del diseño una manera de diseñar anclajes confiables y una especificación de referencia que garantice que los productos usados satisfagan la intención del diseñador. La Tabla 10.1 citada por el Sr. Carrato dice que el anclaje debe desarrollar al menos 60% de su capacidad nominal al ser sometido a ensayos de confiabilidad que simulan condiciones de construcción creíbles tales como expansión parcial, orificios sobredimensionados o subdimensionados y cargas repetitivas. El Comité 355, del cual el Sr. Carrato es miembro, determinó que estos requisitos eran adecuados. Al Comité 318 le parecieron requisitos razonables, ya que el deseo del comité es contar con productos confiables para el caso de aplicaciones que involucren la seguridad de las vidas humanas. La discusión del Sr. Carrato se centra fuertemente en los anclajes y el ensayo de los anclajes en hormigón fisurado. El Apéndice D otorga al diseñador la responsabilidad y autoridad de decidir si un anclaje se diseña para hormigón fisurado o para hormigón no fisurado. El diseñador es quien está en mejores condiciones de conocer las solicitaciones sobre el anclaje propuesto y el ambiente donde será colocado. Muchos anclajes del tipo de los que preocupan al Sr. Carrato probablemente pueden pasar los ensayos y ser empleados en aplicaciones no fisuradas. Si un determinado producto o clase de productos no puede comportarse adecuadamente en presencia de fisuras de tamaño normal, en las aplicaciones en hormigón fisurado se deberían usar otros tipos de anclajes más adecuados. El Comité reconoce que una nueva norma de diseño y una nueva norma de ensayo son un cambio significativo en un área en la cual ACI 318 anteriormente ha guardado silencio. Este es un motivo por el cual los nuevos requisitos de diseño para anclajes fueron adoptados en forma de Apéndice, y seguramente serán refinados en posteriores ediciones a medida que los diseñadores, constructores, laboratorios de ensayo y fabricantes implementen los nuevos requisitos. Sin embargo, han transcurrido veinte años desde que Cannon, en su trabajo publicado en el *ACI Journal* de Noviembre-Diciembre de 1981, señalara que la "intersección de fisuración flexional con anclajes de expansión traccionados eliminará cualquier precarga de instalación en los anclajes de expansión" y que "cuando la carga que produce la fisuración flexional se transfiere a la viga a través de los anclajes, las fisuras casi siempre coinciden con los anclajes." Cannon dijo, "Es bastante evidente que el factor más importante que afecta el comportamiento de los anclajes es la coincidencia de la fisuración con los anclajes." Señaló que las cargas últimas de los anclajes en hormigón fisurado eran de 60 a 75 por ciento de la capacidad de carga estática en hormigón no fisurado. Ensayos más recientes¹ muestran similares reducciones de la capacidad para algunos productos, acompañada por una importante reducción de la rigidez. La intención del Apéndice D fue hacer que los diseñadores prestaran atención a estos factores de manera de poder dimensionar y especificar anclajes adecuados que satisfagan la necesidad de proteger al público. No hacer nada sería una actitud irresponsable.

El Sr. Carrato también discute en profundidad las probetas usadas para ensayar anclajes en hormigón fisurado. Señala que las probetas que se usaron en algunos ensayos en laboratorio tenían porcentajes de armadura de 0,44% y 0,59% y no "la armadura obligatoria de 1%." La Sección A3.2 de ACI 355-2-00 en realidad dice, "La relación de armadura de la sección transversal de los miembros de hormigón usados para ensayos en hormigón debería ser de alrededor de 1%." Esto no implica que el 1% sea obligatorio. Lo que es más, y aún más importante todavía, la Sección A3.2 dice, "Para miembros de ensayo que usan armadura interna para controlar el ancho de fisura, la armadura se deberá colocar de manera que no haya ninguna influencia sobre el comportamiento de los anclajes." Por lo tanto, la discusión de los porcentajes de armadura en ensayos anteriores tiene poca relación práctica con el Apéndice D de ACI 318-02.

¹ Eligehausen, R., Hofacker, I. y Lettow, S., "Fastening Technique – Current Status and Future Trends," International Symposium on Connections between Steel and Concrete, Stuttgart, Setiembre 2001, RILEM PR021, pp. 11-27

Respuesta a Jeffrey J. Dunagan

En su discusión el Sr. Dunagan menciona la "Sección 6.2.3.3 de la Norma Provisoria ACI 318-02", pero en realidad se trata de un comentario sobre la Sección 6.2.3.3 de ACI 355.2-01. Los temas a los cuales hace referencia conciernen a dicha norma, no a ACI 318-02.

Respuesta a Richard Orr

El Comité agradece la detallada revisión del Sr. Orr. Sus comentarios sobre 8.1.3 y 8.1.4 son correctos. Tal como aparecen impresas en la página 85 de la edición de junio de 2001 de *Concrete International*, las secciones son idénticas y, por lo tanto, 8.1.4 y R8.1.4 fueron eliminadas.

Su comentario general acerca de los anclajes instalados en hormigón endurecido en áreas donde se espera que se produzcan rótulas plásticas durante un evento sísmico es correcto. ACI 355.2-00 establece específicamente que sus ensayos sísmicos no simulan el comportamiento de los anclajes en estas zonas. Su recomendación fue muy persuasiva, y se introdujeron los siguientes cambios:

(a) D.3.3.1, D.3.3.2, D.3.3.3 y D.3.3.4 y todas las referencias a estas secciones fueron reenumeradas como D.3.3.2, D.3.3.3, D.3.3.4 y D.3.3.5, respectivamente; también se reenumeraron las correspondientes secciones del Comentario y referencias.

(b) Se cambió D.3.3 reemplazando la referencia a D.3.3.4 por D.3.3.5.

(c) Se añadieron nuevas Secciones D.3.3.1 y RD.3.3.1 de la siguiente manera:

"D.3.3.1 – Los requisitos del Apéndice D no se aplican al diseño de anclajes en zonas de las estructuras de hormigón en las cuales bajo cargas sísmicas se formarán rótulas plásticas.

RD.3.3.1 – La Sección 3.1 de ACI 355.2-00 establece específicamente que los procedimientos de ensayo sísmico no simulan el comportamiento de los anclajes en las regiones de formación de rótulas plásticas. El posible nivel de fisuración y descascaramiento más elevado en las zonas de formación de rótulas plásticas está más allá de los estados de daño para los cuales es aplicable el Apéndice D."

Los comentarios del Sr. Orr respecto a RD.3 sobre el desarrollo de cargas sísmicas será tratado como un asunto nuevo. El comité está de acuerdo con sus comentarios editoriales respecto a RD3.3. La sección fue reescrita como:

"RD3.3 – Se requiere que los anclajes estructurales instalados en hormigón endurecido estén calificados para su uso en zonas de riesgo sísmico moderado o elevado, habiendo demostrado su capacidad de soportar grandes desplazamientos a través de varios ciclos según lo especificado en los ensayos de simulación sísmica de ACI 355.2. Debido a que ACI 355.2 excluye las zonas de formación de rótulas plásticas, el Apéndice D no es aplicable al diseño de anclajes en zonas donde bajo cargas sísmicas se formarán rótulas plásticas. Además, el diseño de anclajes en zonas de riesgo sísmico moderado o elevado se basa en un enfoque más conservador, introduciendo un factor de 0,75 para las resistencias de diseño ϕN_n y ϕV_n , y requiriendo que el sistema posea ductilidad adecuada. La capacidad de los anclajes debería estar gobernada por la fluencia dúctil de un elemento de acero. Si el anclaje no puede satisfacer estos requisitos de ductilidad, se requiere que el dispositivo de fijación esté diseñado de manera de llegar a la fluencia a una carga bien por debajo de la capacidad del anclaje. Al diseñar dispositivos de fijación para una adecuada ductilidad se deberá considerar la relación entre la capacidad de fluencia y la capacidad de carga última. Un elemento de conexión sólo podría llegar a la fluencia y provocar una falla secundaria a medida que uno o más elementos se endurecen por deformación y fallan si la capacidad de carga última es excesiva con relación a la capacidad de fluencia. Bajo condiciones sísmicas, la dirección de las cargas de corte puede no ser predecible. Para lograr un diseño seguro se debe suponer la totalidad de la carga de corte actuando en cualquier dirección."

Los comentarios del Sr. Orr respecto a D.3.3.2 fueron discutidos ampliamente dentro del Comité ACI 318. En este momento se decidió optar por ser conservador. Este tema será considerado como un asunto nuevo.

Los comentarios del Sr. Orr respecto a D.3.3.3 presentan este requisito de manera más detallada. El Comité no cree que sea necesario detallar más esta sección.

Aunque el Comité aprecia el esfuerzo realizado por ACI 355.2 en su trabajo sobre calificación sísmica y lo utiliza en 3.3.4, el consenso en este momento es que el diseño para fluencia más temprana en los elementos de fijación es la única aplicación sísmica de los anclajes no dúctiles.

La propuesta editorial del Sr. Orr, que mantiene la intención original de D.3.3.4, (ahora D.3.3.5) fue aceptada. D.3.3.4 se reemplaza por:

"D.3.3.5 – En reemplazo de D.3.3.4, el dispositivo de fijación que el anclaje está conectando a la estructura se deberá diseñar de manera que el dispositivo de fijación experimente fluencia dúctil a un nivel de carga correspondiente a fuerzas en los anclajes no mayores que la resistencia de diseño de los anclajes especificada en D.3.3.3."

La sugerencia editorial del Sr. Orr con respecto a D.4.1.2 fue aceptada. El comité reemplazó N_{pn} por nN_{pn} y reemplazó V_{cp} por nV_{cp} .

La sugerencia del Sr. Orr con respecto a la Sección D.5.2.9 será tratada como un asunto nuevo. La situación actual es conservadora.

La sugerencia del Sr. Orr con respecto a una revisión de D.5.4.2 será tratada como un asunto nuevo. La situación actual es conservadora.

Respuesta a J. Bret Turley

Los dos primeros motivos dados por el Sr. Turley para fundamentar su oposición a la adopción del Apéndice D serán tratados conjuntamente con la respuesta al Sr. Lynch, dado que sus objeciones son muy similares.

Además, el Sr. Turley se opone al Apéndice D propuesto y a ACI 355.2-00 debido a que no tratan los anclajes adhesivos instalados en hormigón endurecido. Es verdad que los anclajes adhesivos no son abarcados por el alcance actual. Dentro de ACI 355 se están formulando requisitos para anclajes adhesivos y otros anclajes cementados y se espera que estos requisitos estén concluidos en un futuro cercano una vez completados los debidos proceso de desarrollo y aceptación de la norma.

El Sr. Turley también señala que el Apéndice D y ACI 355.2-00 no son aplicables cuando $f'_c < 2500$ psi. Este límite se seleccionó como el menor valor de resistencia del hormigón para el cual había ensayos norteamericanos disponibles para diferentes combinaciones de parámetros de diseño. Además, $f'_c = 2500$ es la mínima resistencia del hormigón permitida por ACI 318.

El Comité no pudo evaluar el último comentario del Sr. Turley referente a la aplicación en el caso de relleno de hormigón sobre tableros metálicos de perfiles livianos. Sin embargo, no parece constituir una limitación seria para los anclajes estructurales empleados dentro del alcance del Apéndice D.

Respuesta a las preocupaciones comunes de Michael J. Lynch y J. Bret Turley

La discusión de ITW reconoce que existe un vacío en las normas de construcción existentes en lo que se refiere a los bulones de anclaje. ACI detectó este vacío y en 1970 organizó el Comité ACI 355 para desarrollar y mantener normas para anclaje en hormigón. Luego de más de treinta años de actividad, el Comité 355 ha presentado un método de ensayo para evaluar el comportamiento de los anclajes, ACI 355.2-00. ITW se opone a dicha norma pero no ha logrado convencer al Comité 355 de la validez de sus objeciones. Ahora ITW se opone al Apéndice D de ACI 318-02, fundamentalmente debido a su reconocimiento de la posibilidad de que haya hormigón fisurado en algunas regiones de las estructuras de hormigón y su confianza en ACI 355.2-00 para demostrar que los anclajes especificados para usar en hormigón fisurado deberían realmente ser capaces de comportarse satisfactoriamente en el hormigón fisurado. El requisito para hormigón fisurado no es nuevo. Como se demostrará, el Comité ACI 355 le instruyó a ACI 318 que incluyera los efectos del hormigón fisurado en los requisitos del código en 1991. En ACI SP-130, publicada en 1991, el miembro de ACI 355 Harry Wiewel en su trabajo "Design Guidelines for Anchorage to Concrete" decía, "La ubicación de un anclaje en relación con una fisura o una potencial fisura debería ser considerada en el diseño" y mostraba los efectos de la fisuración sobre el comportamiento de los anclajes. Los fabricantes de anclajes han tenido más de una década durante la cual desarrollar productos adecuados. No es la intención de los actuales requisitos del Apéndice D de ACI 318-02 restringir el comercio. Su intención es proteger las vidas humanas y la seguridad pública, estableciendo normas de comportamiento razonables, independientes de cualquier producto específico, para el diseño de anclajes en hormigón.

Los Sres. Lynch y Turley expresan dos preocupaciones muy similares. A ellas se responde aquí, y luego se tratan los demás temas planteados por el Sr. Lynch.

Tema común #1 – El Apéndice D propuesto y ACI 355.2 fueron desarrollados independientemente uno de otro, o sin la necesaria interacción entre ambos comités.

En realidad ha existido una importante interacción entre el Comité ACI 318, Código de Construcción Normalizado, el Comité ACI 355, Anclaje en Hormigón, y el Comité ACI 349, Estructuras Nucleares de Hormigón (a través del subcomité del 349 para el Apéndice B, Empotramientos en Hormigón). En 1990

los presidentes de ACI 355 (Patrick J. Creegan) y del Subcomité B de ACI 318 (Loring A. Wyllie) comenzaron a discutir la posibilidad de que ACI 318 codificara los requisitos de diseño para anclajes en hormigón. Se pensó en un amplio marco dentro del cual los diseñadores y especialistas en códigos de construcción miembros de ACI 318, junto con los fabricantes de anclajes, laboratorios de ensayo y especialistas en uso de anclajes del Comité ACI 355, pudieran desarrollar de manera cooperativa requisitos codificables relacionados con el diseño y normas para ensayo de productos relacionadas con su aceptación en asociación con ASTM E 06.13.

Luego de su discusión tanto en el Subcomité B de ACI 318 como en ACI 355, el 17 de marzo de 1991, inmediatamente después de la reunión del Comité ACI 355, el presidente Creegan del 355 envió al presidente Wyllie del Subcomité B un memorando donde delineaba las recomendaciones del Comité ACI 355 al Comité ACI 318 en relación con la codificación de criterios para el diseño de anclajes en hormigón. Este memorando decía:

"Anticipando que 318 puede codificar criterios para el diseño de anclajes en hormigón antes que 355 complete su manual de diseño sobre el tema, 355, en su reunión de primavera hoy en Boston, pasó a 318 las siguientes recomendaciones:

1. Que cuando el Comité ACI 318 codifique los criterios para el diseño de anclajes en hormigón mantengan la compatibilidad con el actual formato de cargas y factores de resistencia.
2. Que los requisitos de diseño contemplen modos de falla tanto dúctiles como frágiles.
3. Que los requisitos de diseño que contemplen las fallas frágiles deberían usar factores de carga y resistencia adecuados para los modos de falla frágiles.
4. Que las fórmulas o valores de diseño deberían tener en cuenta los efectos del tipo de anclaje, material del anclaje, diámetro del anclaje, distancia al borde, separación de los bulones, resistencia del hormigón y profundidad de empotramiento. Los factores de resistencia deberían ser consistentes con la precisión observada de las fórmulas o valores de diseño.
5. Que las fórmulas o valores de diseño deberían tener en cuenta los efectos de la fisuración del hormigón, cuando corresponda.
6. Que se puedan utilizar valores específicos de cada caso para determinar los valores de diseño.

Observarán que nuestro comité aún guarda silencio con respecto a optar entre el "método del cono" de ACI 349 y el "método kapa" europeo. Tampoco estamos en condiciones de recomendar un modo, ni consideramos que esto sea adecuado.

Además de expresar las opiniones de nuestro comité a 318, estas seis recomendaciones serán usadas como guías para los subcomités de 355 en su preparación del manual de diseño."

Este memorando de 1991 se reproduce en su totalidad debido a que las seis recomendaciones específicas fueron los principios directrices para ACI 318 durante la totalidad del posterior desarrollo del Apéndice D propuesto, y el Apéndice D propuesto satisface todos y cada uno de estos requisitos. Observar especialmente la "Recomendación 5", que dice que se deben tratar los efectos de la fisuración del hormigón. Aunque este tema preocupa considerablemente a las personas que presentaron sus comentarios, también era ampliamente conocido y ACI 355 recomendó su inclusión en ACI 318 hace ya más de diez años.

Durante la década siguiente hubo una estrecha interrelación entre ACI 318, ACI 355 y ACI 349 para el desarrollo del Apéndice D y la actividad paralela sobre normas de ensayo en ASTM E 06.13 y ACI 355. A las propuestas de diseño publicadas recientemente en el Apéndice D se les asignó la denominación CB30, correspondiente a una propuesta para el código del Comité ACI 318. En algún momento se consideró su adopción como un Capítulo 23, pero posteriormente se decidió adoptarlo inicialmente en forma de Apéndice, como se ha hecho frecuentemente en el caso de material nuevo. Durante todo este tiempo en los comités se hizo referencia a este material como CB30.

Entre 1992 y 1998 se entregaron copias del borrador de CB30 a todos los miembros de ACI 355 en diferentes reuniones y también se distribuyeron copias junto con las actas de ACI 355 en siete ocasiones. A manera de procedimiento no habitual y debido a la estrecha interrelación entre la norma de diseño y la norma de ensayo, ACI 355 puso a votación la propuesta de CB30 en 1993, 1996 y 1998 a fin de proporcionarle al Comité ACI 318 lineamientos específicos. ACI 349 llevó a cabo votaciones de referencia similares. La propuesta de ACI 318 para el Apéndice D fue sometida a varias votaciones dentro de 318B y en el comité central. Fue revisada cuidadosamente durante toda la década y, mientras la propuesta CB30 completaba todas las acciones necesarias para su publicación como un cambio en el Código de 1999, debió ser demorada debido a que la norma de referencia esencial para los ensayos de

aceptación de sujetadores instalados en hormigón endurecido, ACI 355.2-00, no había completado su proceso de normalización.

Esta cronología indica que el Apéndice D se dio a conocer entre los miembros de ACI 355 y ACI 349 y que los miembros de ambos comités, incluyendo aquellos representantes de los fabricantes de anclajes, tuvieron amplia oportunidad de presentar comentarios sobre el mismo. De hecho, en el transcurso de los años se pusieron copias de CB30 a disposición de diferentes representantes de ITW, incluyendo el Sr. Paul Hollenbach, el Sr. Chris LaVine y el Sr. Richard Ernst. En diciembre de 1997 se solicitó al Sr. Ernst, junto con todos los demás miembros de ACI 355, que votara el mismo a fin de proporcionarle lineamientos al Comité 318. En setiembre de 1998 también se le entregó un borrador de CB30. Cuando en octubre de 2000 el Sr. Ernst solicitó una copia, el documento era muy similar al documento que él ya tenía en su poder. De acuerdo con el Manual del Comité Técnico de ACI, se le pidió que se contactara con el presidente Cagley de ACI 318, cosa que nunca hizo. No existe ninguna base que justifique la afirmación que el Apéndice D y ACI 355.2 fueron desarrollados independientemente uno de otro, sin la interacción necesaria, o sin que hayan estado a disposición de ITW.

Tema común #2 – No existe evidencia del mundo real que apoye la adopción de normas de diseño y ensayo para hormigón fisurado.

Los que suscriben tienen razón en que no existe gran cantidad de evidencia bien documentada sobre fallas de sujetadores en hormigón fisurado. Existen unos pocos informes de falla y el Comité 318 ha tenido acceso a ellos. Estos informan sobre cosas como la falla de anclajes tipo "drop-in" que se caen de orificios en los cuales había fisuras visibles a ambos lados del orificio y encima del mismo. Se encontró evidencia que indicaba que estos anclajes no estaban correctamente expandidos. Otro informe muestra la falla de bulones de anclaje en terremotos recientes y señala que la industria "no cuenta con normas independientes ni datos sobre capacidad para anclajes pos-perforados en hormigón fisurado." Sostiene que se ven "nos vemos obligados a usar los datos proporcionados por los fabricantes, los cuales pensamos pueden no ser objetivos respecto de los productos de dichos fabricantes." Cannon, en su trabajo en el *ACI Journal* de 1982, dice que, en 1979, la Comisión Norteamericana de Regulación Nuclear en el Boletín OIE 79-02 usaba un mayor factor de seguridad en parte debido a que los anclajes deben funcionar en hormigón fisurado mientras que todos los datos de ensayo publicados se basaban en hormigón no tensionado y no fisurado.

La evidencia obtenida en laboratorio presentada ante ACI 318 y ACI 355 y publicada en publicaciones técnicas tales como el *ACI Journal* demuestra clara y convincentemente que algunos anclajes pueden perder sustancialmente su capacidad, particularmente en tracción, cuando los conos de hormigón que rodean el anclaje que se desarrollan cerca de la carga última son intersecados por fisuras de la magnitud que con frecuencia se encuentra en las estructuras de hormigón bajo cargas de servicio. (Eligehausen y Balogh, *ACI Structural Journal*, Mayo-Junio 1995; Rodríguez, Lotze, Gross, Zhang, Klingner y Graves, *ACI Structural Journal*, Julio-Agosto 2001). Los resultados indican que el comportamiento en hormigón fisurado es particularmente sensible al tipo de anclaje y a los detalles del anclaje. Muchos profesionales asumen que todos los anclajes rebajados son equivalentes a bulones o pernos con cabeza colados in situ. Comparando directamente la capacidad de tracción estática de anclajes idénticos en hormigón fisurado y hormigón no fisurado, Rodríguez et al. encontraron que un tipo de anclaje rebajado mostraba una reducción de capacidad de 13% mientras que otro tipo de anclaje rebajado tenía una reducción de capacidad de 35%. Consecuentemente, los ensayos de aceptación son de importancia fundamental. Eligehausen y Balogh describen reducciones dramáticas para algunos anclajes de expansión de torque controlado y especialmente para los anclajes tipo "drop-in" (de desplazamiento controlado).

La experiencia obtenida en laboratorio que indica que algunos anclajes no son adecuados en hormigón fisurado es convincente. Las Figuras A-D se obtienen típicamente en ensayos realizados tanto en Estados Unidos como en Europa. La Figura A indica que un anclaje con cabeza colado in situ experimenta una reducción de la carga de tracción en presencia de una fisura. El Apéndice D refleja esta reducción en sus requisitos para sujetadores colados in situ. A pesar que el anclaje desarrolla un cono de arrancamiento tanto en hormigón fisurado como en hormigón no fisurado, la presencia de la fisura modifica la resistencia efectiva del hormigón. La Figura B indica que un anclaje de expansión de torque controlado diseñado para trabajar en hormigón no fisurado y calificado sólo para hormigón no fisurado presenta una reducción sustancial de la capacidad de tracción en hormigón fisurado (en uno de los casos prácticamente cayéndose de la fisura a una carga muy baja) y desarrollo de la carga máxima a alrededor del doble de desplazamiento que el anclaje colado in situ de la Figura A. Como se ilustra en la Figura B, los anclajes se

arrancan del hormigón fisurado con la formación apenas de un cono pequeño próximo al extremo. En contraste, la Figura C muestra las curvas de desplazamiento de carga para anclajes de expansión de torque controlado diseñados para trabajar en hormigón fisurado. Aunque aún hay una importante reducción de la capacidad de carga tal como se reconoce en el Apéndice D, los ensayos son altamente reproducibles y se forman conos completos. Algunos de los anclajes controlados por desplazamiento (anclajes tipo "drop-in") son de interés particular, como se ilustra en la Figura D. Un anclaje totalmente expandido en hormigón no fisurado se comporta muy satisfactoriamente, arrancando un cono completo. Sin embargo, los anclajes totalmente expandidos ubicados en una fisura evidencian una reducción de capacidad media del orden de 40% y tienden a ser arrancados del hormigón con el desarrollo apenas de un pequeño cono. La norma ACI 355.2 requiere un ensayo de confiabilidad cuando los anclajes están instalados sólo al 50% del torque para el caso de anclajes de expansión de torque controlado o con una expansión reducida para el caso de los anclajes de desplazamiento controlado. La Figura D indica la capacidad muy reducida de un anclaje tipo "drop-in" expandido al 50% ubicado en una fisura. Este tipo de conocimientos son los que hacen que resulte esencial que las normas de diseño responsables por los anclajes reconozcan que la fisuración a nivel de cargas de servicio puede reducir la capacidad de manera sustancial, y que algunos productos se comportan de manera diferente cuando están ubicados en hormigón fisurado. Esta información debe estar disponible para los profesionales del diseño responsables por la seguridad de una estructura.

En ausencia de una precalificación consistente o ensayos de aceptación de los productos, al diseñador le queda una sensación de gran incertidumbre respecto a la capacidad de un anclaje específico. De acuerdo con el Apéndice D propuesto, queda a criterio del diseñador decidir si la aplicación del sujetadores es crítica para la capacidad de la estructura, para su estabilidad o para la seguridad de las personas. Esta es la aclaración del alcance del Apéndice D (ver la discusión en respuesta al Sr. Carrato). Otras aplicaciones de los anclajes no están comprendidas dentro del alcance del Apéndice D. Para el caso de los anclajes comprendidos dentro de este alcance, el diseñador debe decidir si una aplicación específica requiere un anclaje adecuado para hormigón fisurado o un anclaje adecuado para hormigón no fisurado. Luego se emplean las correspondientes fórmulas de diseño (incluyendo la posibilidad que el diseño sea gobernado por los resultados de ensayo) y los correspondientes ensayos de aceptación de ACI 355.2.

Una vez más en laboratorio, tanto Cannon (*ACI Journal*, Noviembre-Diciembre 2001) como Eligehausen y Balogh (*ACI Journal*, Mayo-Junio 1995), además de otros investigadores en publicaciones en otros idiomas, mostraron que cuando los anclajes eran instalados en hormigón sin cargas y no fisurado posteriormente sometido a carga, muchas de las fisuras que se formaban corrían a través de los anclajes.

Tradicionalmente los diseñadores de anclajes han confiado en la información proporcionada por los fabricantes para configuraciones y cargas relativamente sencillas y con la recomendación de usar factores de seguridad elevados. El Apéndice D fue desarrollado para reflejar la mayor cantidad de variables que se presentan en las aplicaciones de diseño y para un formato LRFD.

Por lo tanto, se ha optado por usar factores de seguridad más elevados, lo cual significa más anclajes o anclajes de mayor tamaño, ya que los anclajes podrían estar en hormigón fisurado y tener un comportamiento desconocido, o bien un proceso más lógico en el cual se considera la aplicación, y para aquellos casos en los cuales es probable que un anclaje esté en una fisura y cargado hasta su capacidad, el uso de fórmulas de diseño que reflejan la fisuración y el requisito de realizar ensayos sobre el producto para garantizar un comportamiento adecuado en el ejercicio de la función estructural pretendida en presencia de una fisura inesperada.

Antes del Apéndice D no había ningún sistema de diseño que reflejara lo que se sabe ocurre en muchas estructuras de hormigón, la fisuración estructural controlada. Teniendo estos conocimientos sería irresponsable no requerir anclajes que demostradamente funcionen en fisuras en caso que deban desarrollar cargas factoreadas.

Este es un juicio fundamental acerca de la seguridad inherente, y el comité prefiere confiar en la clara evidencia de ensayos que apoyan el Apéndice D.

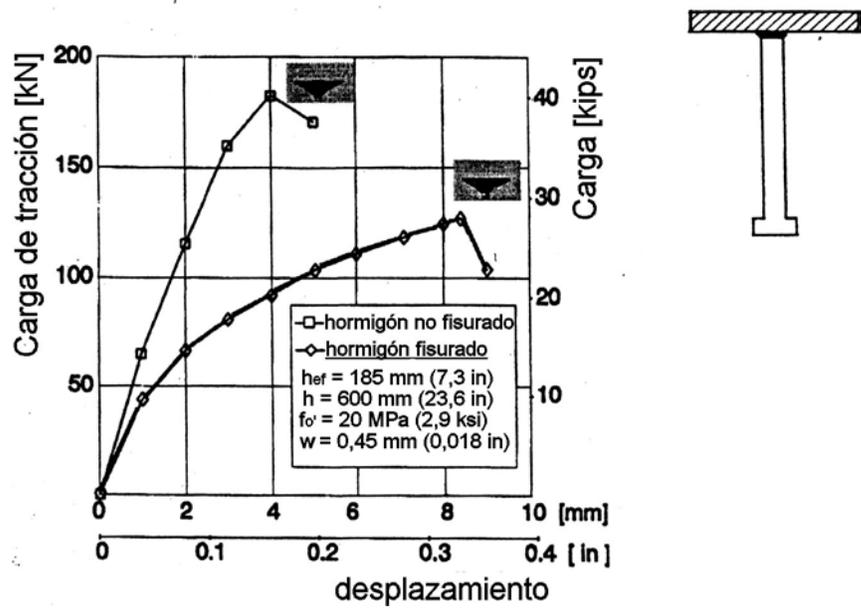


Figura A - Anclajes con cabeza
 De la Referencia A

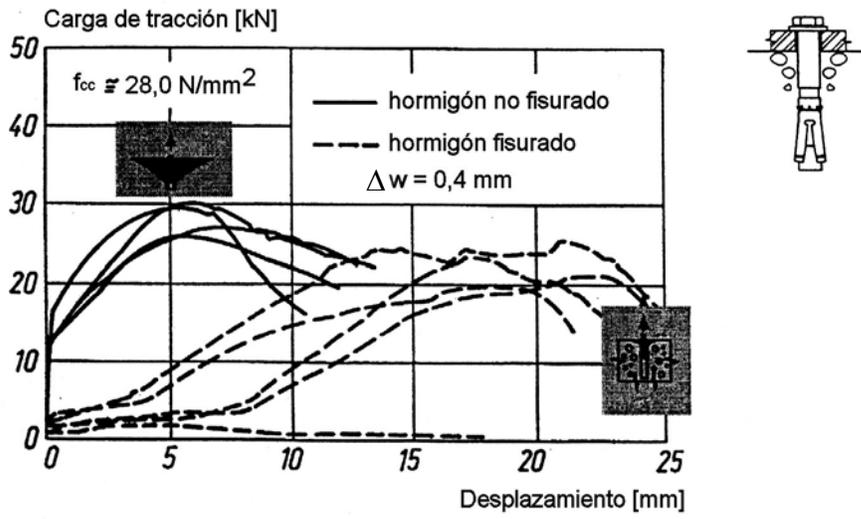


Figura B - Anclajes de expansión
 diseñados para trabajar en hormigón no fisurado
 De la Referencia A

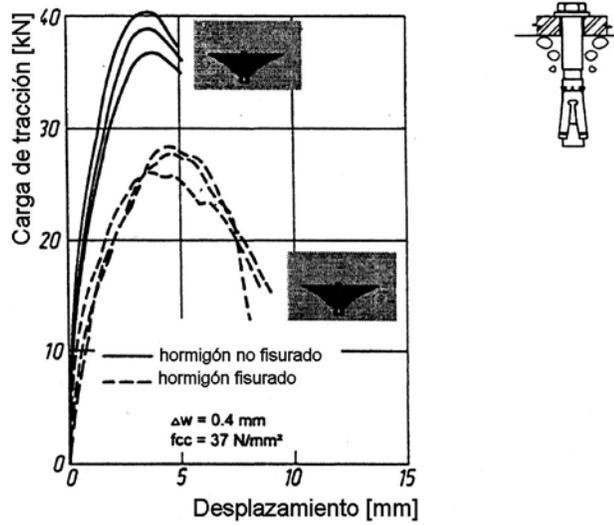


Figura C - Anclajes de expansión
diseñados para trabajar en hormigón fisurado
De la Referencia B

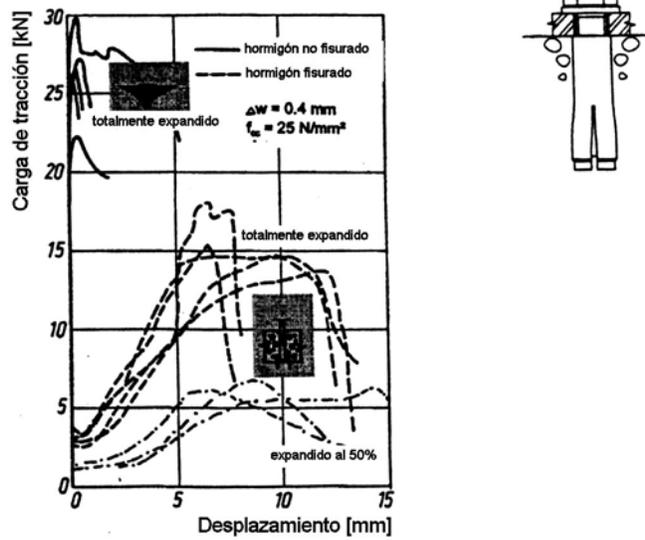


Figura D - Anclajes tipo "drop-in"
De la Referencia A

Respuesta a otros puntos planteados por Michael J. Lynch

Punto 1) El Apéndice D centra su atención en el hormigón fisurado

La discusión del Sr. Lynch da la impresión de que la adopción del Apéndice D tendrá como resultado que en futuras aplicaciones sólo se permitirán anclajes aprobados para su uso en hormigón fisurado. El Apéndice D se aplica exclusivamente a los anclajes usados en aplicaciones estructurales para conectar elementos estructurales o dispositivos de fijación no redundantes relevantes para la seguridad de las personas y elementos estructurales. Además, aún dentro de este conjunto restringido de aplicaciones, el Apéndice D y la norma de referencia 355.2 contienen requisitos específicos que permiten que el diseñador use anclajes aprobados exclusivamente para hormigón no fisurado. En muchas aplicaciones en miembros comprimidos y en zonas comprimidas de miembros flexionados no restringidos se podrían usar anclajes aprobados para su uso exclusivamente en hormigón no fisurado. La decisión acerca del tipo de anclaje requerido depende del diseñador.

Luego de la adopción del Apéndice D aún será posible comercializar anclajes que estén aprobados exclusivamente para su uso en hormigón no fisurado.

Punto 2) El Apéndice D de ACI 318 es redundante

El Sr. Lynch considera que lo que ACI espera lograr con el Apéndice D de ACI 318-02 y ACI 355.2 ya existe en ICBO-ES AC-01. ICBO-ES AC-01 no es un documento de diseño de alcance total que abarque el amplio rango de parámetros de diseño incluidos en el Apéndice D. El Apéndice D constituye tal documento, de manera que no existe redundancia. Cualquier dualidad sería con respecto a partes de ACI 355.2.

Punto 3) El estatus de ETAG 001

En varios párrafos el Sr. Lynch señala quejas presentadas en Europa acerca de ETAG 001 y parece indicar que en este momento la EC está realizando cambios. El 11 de setiembre de 2001 miembros de ACI se reunieron en Stuttgart con Klaus Latenser del Instituto Alemán para la Tecnología de la Construcción, quien es el representante de los Grupos de Trabajo sobre Anclajes de EOTA. El Sr. Latenser indicó que no hay ningún pedido por parte de la Comisión Europea referente a la modificación de ETAG 001, "Guidelines for European Technical Approval of Metal Anchors for Use in Concrete." La parte general y las partes aplicables a los anclajes de expansión de torque controlado, anclajes rebajados y anclajes de expansión de deformación controlada fueron completadas y avaladas por EOTA y EC (1997-98). A setiembre de 2001, el sitio web de EOTA (<http://www.eota.be>) indicaba que veinticinco diferentes Aprobaciones Técnicas Europeas (ETA / European Technical Approvals) habían sido otorgadas a once fabricantes de siete países por parte de cinco agencias de certificación diferentes. Estas Aprobaciones incluyen veintidós anclajes de torque controlado (catorce Aprobaciones para hormigón fisurado y no fisurado y ocho Aprobaciones exclusivamente para hormigón no fisurado) y tres anclajes rebajados (todas estas Aprobaciones para hormigón fisurado y no fisurado). Las Partes 1 a 4 de ETAG 001 son para aplicaciones donde la seguridad resulta crítica, incluyendo los anclajes no redundantes similares a los comprendidos dentro del alcance del Apéndice D. El Sr. Latenser estaba muy familiarizado con los temas señalados por el Sr. Lynch en relación con ETAG. El Sr. Latenser no prevé modificaciones en las Partes 1 a 4 de ETAG 001.

Punto 4) Nuevo umbral de confiabilidad

Al Sr. Lynch le preocupa que 318-02(D) y los criterios de ensayo de referencia de 355.2 creen un nuevo umbral que deberán satisfacer los productores y que ellos serán utilizados en las acciones judiciales. La función de los códigos de construcción es proteger la seguridad pública. Una vez que se ha demostrado de manera clara y concluyente que ciertos factores tienen una gran influencia sobre la capacidad de carga, sería irresponsable que los procesos de diseño no reflejaran este hecho en una norma. El Apéndice D de ACI 318-02 hace esto en respuesta al juicio técnico de un Comité 355 cuya composición es amplia y variada. Apoya la norma de ensayo que fue desarrollada usando un proceso de consenso incorporando criterios objetivos. No estamos juzgando la adecuabilidad de ningún producto en particular. Estamos juzgando las condiciones de diseño y el nivel de comportamiento deseados. Esta es la función que deben satisfacer los grupos involucrados en el desarrollo de códigos de construcción.

Referencias de las figuras

1.- Referencia A – Eligehausen, R. y Balogh, T., "Behavior of Fasteners Loaded in Tension in Cracked Reinforced Concrete," *ACI Structural Journal*, Vol. 92, No. 3, Mayo- Junio 1995, pp. 365-379.

2.- Referencia B – Dieterle, A.; Bozenhardt, A.; Hirth, W. y Opitz, V., "Behavior of Fasteners Not Generally Fit for Use in the Concrete Tension Zone, Part A – Behavior in Parallel Cracks Under Combined Tension and Shear Loads," Institute for Construction Materials, (IWB), University of Staffort, *Informe No. 1/45 -89/19*, 1989. (En Alemán)

Cambios adicionales en ACI 318

Además de los cambios indicados anteriormente, luego de la publicación del artículo en la edición de junio de 2001 *Concrete International*, se identificaron los siguientes cambios editoriales para el código ACI 318-99. Estos cambios fueron aprobados por el comité durante su reunión en Dallas.

Capítulo 1

- En 1.1.1, se agregó un segundo párrafo que aclara que 2500 psi es la mínima resistencia a la compresión del hormigón estructural, y también establece que "No se aplicará ninguna resistencia a la compresión máxima, a menos que un requisito específico codificado así lo indique."

Capítulo 3

En 3.8.1 se colocaron nuevamente dos referencias no modificadas:

- C 496-96 Standard Test Method for Splitting Tensile Strength of Cylindrical Concrete Specimens
- C 845-96 Standard Specification for Expansive Hydraulic Cement

Capítulo 4

- Debajo de las Tablas 4.2.2 y 4.3.1, la nota indicada por medio de un asterisco debajo de la Tabla 4.3.1 fue reemplazada por una nota revisada, la cual se colocó debajo de ambas tablas.
- En 4.4.2, la última oración ahora hace referencia a 18.16.

Capítulo 5

- En la Figura R5.3, se revisó la nota de manera que ahora dice "Resistencia media requerida usando la Tabla 5.3.2.1."

Capítulo 6

- En 6.3.1, se agregó una frase a la última oración, "a excepción de lo dispuesto en 6.3.6."

Capítulo 7

- La sección 7.12.1.2 se revisó de manera que ahora dice "...los requisitos de 8.2.4 y 9.2.3."

Capítulo 9

- La Sección 9.3.2.4 se revisó de manera que ahora dice "...modelos de bielas y tirantes.....0,65."
- En 9.3.2.1, luego del factor ϕ 0,90 se agregó la frase "Ver también 9.3.2.7."
- Debajo de la Tabla 9.5(b), se revisó la nota al pie de manera que ahora dice "... con 9.5.2.5 ó 9.5.4.3."

Capítulo 10

- En R10.3.3, se revisó el comienzo del tercer párrafo de manera que ahora dice "Antes del desarrollo de estos requisitos, la deformación por tracción limitante para miembros flexionados no se explicitaba, sino que estaba implícita en la en la máxima..."
- En 10.5.4, se revisó la última oración de manera que ahora dice "La máxima separación de esta armadura no deberá ser mayor que tres veces el espesor ni 18 in."
- En 10.7.1(a), el texto se revisó de manera que ahora dice "...menores o iguales que cuatro veces la profundidad del miembro, o bien..."

- En 10.16.7.1, se revisó el texto de manera que ahora dice "...no deberá ser menor que lo indicado en 1.1.1."
- En 10.16.8.1, se revisó el texto de manera que ahora dice "...no deberá ser menor que lo indicado en 1.1.1."
- En 10.17.1, se revisó el texto de manera que ahora dice "La resistencia de apoyo de diseño del hormigón no deberá..." Este cambio también se refleja en R10.17.1.

Capítulo 11

- Se dibujó nuevamente la Figura R11.1.3.1, y se modificó para aclarar dónde se encuentran las secciones críticas indicadas.
- En la Sección 11.6.1.2, el cambio propuesto en el artículo publicado en *Concrete International* ("Para una sección hueca, en 11.6.1 se deberá usar A_g en vez de A_{cp} .") fue eliminado y la oración fue trasladada de manera que ahora es la última oración de 11.6.1.
- En la Sección 11.6.2.2(d), el cambio propuesto en el artículo publicado en *Concrete International* ("Para las secciones huecas en 11.6.2.2 A_{cp} no se deberá reemplazar por A_g .") fue eliminado y la oración fue trasladada de manera que ahora es la última oración de 11.6.2.2.
- En 11.6.5.2, la publicación de *Concrete International* omitió una Ecuación:

$$(A_v + 2A_t) = 0,75 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yv}} \quad \text{Ec.(11-23)}$$

- En la Sección 11.8.1, el término "profundidad efectiva, d ," se cambió por "profundidad total del miembro", por motivos de consistencia con el Apéndice A.
- El comité eliminó las Secciones 11.8.7, 11.8.8, 11.8.9, 11.8.10 y 11.8.11 de ACI 318-99, pero inadvertidamente *Concrete International* no informó esta eliminación.
- La Sección 11.10.6 se modificó de manera que ahora dice "Estará permitido que la resistencia sea el menor de los valores calculados mediante las Ecuaciones (11-29) ó (11-30)."
- La Figura R11.12.3 se modificó ligeramente a fin de presentar la información de manera más clara.

Capítulo 12

- La ecuación en R12.2 debería decir $\ell_d = [f_y \alpha \beta \lambda / (20 \sqrt{f'_c})] d_b$
- En la Figura R12.17 se agregaron referencias a los requisitos en cada zona.

Capítulo 13

- En R13.5.3, la última referencia se cambió de 11.12.2 a 11.12.2.2.

Capítulo 15

- En 15.8.3.3, se agregó lo siguiente: "Los bulones de anclaje se deberán diseñar de acuerdo con el Apéndice D."

Capítulo 18

- En 18.0, en la definición de f_{dc} , se modificó la segunda oración de manera que ahora dice "Tensión en el acero de pretensado cuando la tensión es..." y se modificó el texto de la definición de Δf_{ps} de manera que ahora dice "tensiones en el acero de pretensado a cargas de servicio menos tensión de descompresión."
- En R18.0, se revisó el texto de manera que ahora dice "... el factor de carga (1,2 de la Sección 9.2.5)"
- En R18.1.1, en el comentario que explica porqué el Capítulo 13 se excluye del Capítulo 18, se cambió la primera oración de manera que ahora dice "El diseño de losas continuas de hormigón pretensado requiere reconocer los momentos de segundo orden."
- Dentro de la Tabla 18.3.3, la celda definida por los títulos "Limitación de la Fisuración" y Clase C" fue revisada de manera que ahora dice "10.6.4, modificada por 18.4.4.1."
- La Sección 18.3.4 fue modificada de manera que ahora la primera y segunda oración tienen una construcción paralela. La oración ahora dice "Para los miembros flexionados Clase U y Clase T, estará permitido calcular las tensiones bajo cargas de servicio en base a la sección no fisurada."

- La Sección 18.4.4 se revisó de manera que ahora dice "Para los miembros pretensados flexionados Clase C no sujetos a fatiga ni expuestos a ambientes agresivos, la separación de la armadura adherente más próxima a la cara traccionada no deberá ser mayor que lo dado por 10.6.4. Para las estructuras sujetas a fatiga o expuestas a ambientes corrosivos se requieren investigaciones y precauciones especiales.
- En R18.4.4, se modificó la primera oración de manera que ahora dice "Los requisitos de separación para miembros pretensados cuya tensión..."
- Bajo ciertas circunstancias la nueva Sección 18.4.4.3 modifica los requisitos de separación de 18.4.4.1 y 18.4.4.2. Al final de cada una de estas dos secciones se agregó la oración "Ver también 18.4.4.3."
- Se modificó el texto de R18.4.4.1 de manera que ahora dice "Para tomar en cuenta el acero de pretensado, como por ejemplo cables, con características de adherencia.."
- Se revisó el texto de R18.4.4.3 que apareció en el artículo de *Concrete International*. Ahora dice "La intención de la limitación máxima de 36 ksi para Δf_{ps} y la exención para los miembros con Δf_{ps} menor que 20 ksi es ser similar a los requisitos codificados antes de la edición 2002."
- Se revisó la Sección 18.8.1 de manera que ahora dice "Las secciones de hormigón pretensado se deberán clasificar como secciones controladas por la tracción, secciones de transición o secciones controladas por la compresión, de acuerdo con 10.3.3 y 10.3.4. Se deberán aplicar los factores ϕ correspondientes de 9.3.2."
- El comité eliminó del Código la Sección 18.10.4.3, pero inadvertidamente el artículo publicado *Concrete International* omitió reflejar este cambio.
- Se revisó el texto de R18.13.1 de manera que ahora dice "Cuando se tracciona un dispositivo de anclaje alejado del extremo de un miembro, existen grandes tensiones de tracción localizadas detrás y delante del dispositivo." Este cambio se introdujo de manera consistente en todo el código, cada vez que aparecía el término "anclaje intermedio".
- En el segundo párrafo de R18.13.4, se revisó la última oración de manera que ahora dice "Para limitar la fisuración temprana por retracción, algunas veces los tendones de un solo cable se tensionan a resistencias del hormigón menores que 2500 psi. En estos casos, se usan anclajes de un solo cable sobredimensionados o bien las hebras se tensionan por etapas, frecuentemente a niveles de 1/3 a 1/2 de la fuerza de pretensado final."
- Se ajustaron las Figuras R18.13.3 y R18.13.5 de manera que su presentación fuera similar.
- En 18.13.5.6, se revisó el texto de manera que ahora dice "Cuando los tendones están curvados en la zona general..."
- La referencia a la Especificación PTI en 18.14.1 se cambió por la Especificación ACI 423.
- Se revisó el texto de R18.18.2 de manera que ahora dice "El uso de arena finamente graduada en el mortero sólo se debería considerar con grandes ductos que posean grandes áreas vacías."

Capítulo 21

- En 21.2.1.1, se agregó una última oración: "Para las resistencias especificadas del hormigón aplicables, ver 1.1.1 y 21.2.4.1."
- En la Tabla R21.2.1 se agregó una fila, que señala las secciones aplicables para Muros Estructurales Premoldeados.
- En R21.2.6, la referencia al final del primer párrafo se cambió por 12.14.3.2.
- En 21.2.7.1, la referencia se cambió por 12.14.3.4, al igual que en R21.2.7.1.
- Se revisó el comienzo de la primera oración de R21.3.2 de manera que ahora dice "La Sección 10.3.5 limita la deformación neta por tracción, ϵ_t , y, en consecuencia, limita indirectamente la relación de armadura de tracción..." Además, el segundo párrafo de R21.3.2 se numeró como R21.3.2.1, y el tercer párrafo se numeró como R21.3.2.3. De esta manera será más simple para los lectores.
- Se modificó la Figura R21.3.4 de manera que su presentación fuera paralela con la de la Figura R21.12.3.
- La referencia en la última oración de 21.5.2.2 se cambió por 21.4.4.2.
- En 21.6.1(b), se revisó el texto de manera que ahora dice "Los empalmes mecánicos de la armadura de vigas no se deberán ubicar a menos de $h/2$..."

- Se modificó gráficamente la Figura R21.7.6.5.
- Se revisó la primera oración del anteúltimo párrafo de la nueva Sección R21.7.7 de manera que ahora dice "... adecuada ductilidad a fuerzas de corte mayores que $10\sqrt{f'_c} b_w d$."
- Se modificó el texto de la primera oración de R21.12.6.8 de manera que ahora dice "Las conexiones losa-columna ensayadas en laboratorio exhibieron ductilidad de desplazamiento lateral reducido cuando el corte en la conexión de la columna superaba el límite recomendado."

Capítulo 22

- Las Ecuaciones (22-3) a (22-13) se renumeraron como (22-4) a (22-14).
- Se eliminaron las definiciones de los términos M_u y M_n de la Sección 22.5.1, ya que estos términos ya están definidos al comienzo del capítulo.

Apéndice A

- En Dallas el comité aprobó numerosos cambios de tipo editorial para el Apéndice A.

Apéndice B

- Se revisó el texto de B.1 de manera que ahora dice "Estará permitido diseñar a flexión y carga axial conforme a los requisitos del Apéndice B. Cuando para el diseño se utilice el Apéndice B, B.8.4, B.8.4.1, B.8.4.2 y B.8.4.3 reemplazarán a las correspondientes secciones numeradas del Capítulo 8; B.10.3.3 reemplazará a 10.3.3, 10.3.4 y 10.3.5, excepto que permanecerá 10.3.5.1; B.18.8.1, B.18.8.2 y B.18.8.3 reemplazarán a las correspondientes secciones numeradas del Capítulo 18; B.18.10.4, B.18.10.4.1, B.18.10.4.2 y B.18.10.4.3 reemplazarán a 18.10.4, 18.10.4.1 y 18.10.4.2. Si se utiliza alguna sección de este apéndice, se deberán reemplazar todas las correspondientes secciones del cuerpo del código por las secciones de este apéndice, y todas las demás secciones del cuerpo del código serán aplicables."
- Se revisó el texto de la primera oración de RB.1 de manera que ahora dice "Los límites de armadura, factores de reducción de la resistencia, ϕ , y redistribución de momentos del Apéndice B difieren de los del cuerpo principal del código."
- Se revisó el último párrafo de RB.1 de manera que ahora dice "Cuando se utilice este apéndice, también se aplicarán las correspondientes secciones del comentario."
- El título de B.8.4 se cambió por "Redistribución de momentos negativos en miembros continuos flexionados no pretensados." El mismo cambio se introdujo en RB.8.4.
- Se revisó el texto de B.18.1.3 de manera que ahora dice "Los siguientes requisitos de este código no se aplican al hormigón pretensado, a excepción de lo específicamente dispuesto: Secciones 7.6.5, B.8.4, 8.10.2, 8.10.3, 8.10.4, 8.11, B.10.3.3, 10.5, 10.6, 10.9.1 y 10.9.2; ..." En el comentario se introdujeron cambios similares.

Apéndice C

- Se modificó el final de la última oración del tercer párrafo de RC.3.2.2 de manera que ahora dice "... como se ilustra en la Figura RC.3.2."

Apéndice D

- Todas las ecuaciones fueron numeradas nuevamente de manera secuencial, y algunas figuras fueron numeradas nuevamente por motivos de consistencia con el estilo de ACI 318.
- Todas las referencias a las figuras en la notación, D.0, tales como Figura RD.5.1(a), se trasladaron al comentario correspondiente (RD.0). Esto se debe a que el código no puede hacer referencia al comentario.