

Control de la Fisuración en Estructuras de Hormigón

Informado por el Comité ACI 224

Florian Barth
Presidente

Robert J. Frosch*
Secretario

Mohamed Abou-Zeid
John H. Allen
James P. Barlow
Merle E. Brander*
Kathy Carlson
David Darwin*
Fouad H. Fouad*

David W. Fowler*
Grant T. Halvorsen
Will Hansen*
M. Nadim HAssoun
Harvey Haynes*
Paul Hedli
Tony C. Liu

Edward G. Nawry*
Randall W. Poston
Royce J. Rhoads
Andrew Scanlon
Ernest K. Schrader*
Wimal Suaris*
Zenon A. Zielinsky

*Miembros de ACI 224 que colaboraron en la revisión de este informe.

**Este documento presenta las principales causas de la fisuración y los procedimientos para el control de la fisuración. Repasa el estado actual del conocimiento sobre microfisuración y fractura del hormigón. Trata detalladamente el control de la fisuración provocada por la retracción por secado y el control de la fisuración en miembros flexionados, sobrecapas y construcciones de hormigón masivo. Considera los efectos a largo plazo sobre la fisuración y los procedimientos para controlar la fisuración usados en la construcción. Presenta información para ayudar a desarrollar programas eficientes para controlar la fisuración en las estructuras de hormigón. También contienen numerosas referencias.*

Palabras clave: agregados; anclaje (estructural); tableros de puentes; reacciones cemento-agregados; construcciones de hormigón; pavimentos de hormigón; losas de hormigón; enfriamiento; corrosión; propagación de fisuras; fisuración (fracturación); ancho y espaciamiento de fisuras; retracción por secado; hormigón compensador de la retracción; calor de hidratación; hormigón masivo; microfisuración; hormigón polímero; hormigón pretensado; hormigón armado; restricción; retracción; temperatura; tensiones de tracción; expansión térmica; cambio de volumen.

La intención de los Informes, Guías, Prácticas Normalizadas y Comentarios de los Comités ACI es proveer lineamientos para la planificación, diseño, ejecución e inspección de las construcciones. Este documento fue preparado para ser utilizado por personas capacitadas para evaluar la relevancia y limitaciones de su contenido y recomendaciones, personas que se harán responsables por la aplicación del material que contienen las publicaciones. El American Concrete Institute deslinda cualquier responsabilidad por los principios expuestos. El Instituto no será responsable por cualquier pérdida o daño que surgiera de los mismos.

No se hará referencia a este documento en ningún documento contractual. Si el Arquitecto / Ingeniero desea que los elementos de este documento formen parte de los documentos contractuales, dichos elementos deberán ser reescritos en términos obligatorios para poder ser incorporados por el Arquitecto / Ingeniero.

TABLA DE CONTENIDOS

Capítulo 1 - Introducción, p. 2

Capítulo 2 - Mecanismos de fisuración en el hormigón, p. 2

- 2.1 – Introducción
- 2.2 – Microfisuración en compresión
- 2.3 – Fractura

Capítulo 3 - Control de la fisuración debida a la retracción por secado, p. 12

- 3.1 – Introducción
- 3.2 – Causa de la fisuración provocada por la retracción por secado
- 3.3 – Retracción por secado
- 3.4 – Factores que controlan la retracción por secado del hormigón
- 3.5 – Control de la fisuración por retracción
- 3.6 – Hormigón compensador de la retracción

Capítulo 4 - Control de la fisuración en miembros flexionados, p. 19

- 4.1 – Introducción
- 4.2 – Ecuaciones para el control de la fisuración en vigas de hormigón armado
- 4.3 – Control de la fisuración en losas y placas armadas en dos direcciones
- 4.4 – Anchos de fisura admisibles versus condiciones de exposición del hormigón armado
- 4.5 – Fisuración por flexión en hormigón pretensado
- 4.6 – Fisuración en las zonas de anclaje del hormigón pretensado

* ACI 224R-01 reemplaza a ACI 224R-90, y entró en vigencia el 16 de mayo de 2001.

- 4.7 – Control de la fisuración en vigas de gran altura
- 4.8 – Fisuración en tracción

Capítulo 5 - Efectos a largo plazo sobre la fisuración, p. 27

- 5.1 – Introducción
- 5.2 – Efectos de las cargas de larga duración
- 5.3 – Efectos ambientales
- 5.4 – Agregados y otros efectos
- 5.5 – Uso de polímeros para mejorar las características de fisuración

Capítulo 6 - Control de la fisuración en sobrecapas, p. 29

- 6.1 – Introducción
- 6.2 – Sobrecapas de hormigón reforzado con fibras (FRC)
- 6.3 – Sobrecapas modificadas con látex o resina epoxi
- 6.4 – Sistemas de hormigón impregnado con polímero (PIC)
- 6.5 – Sobrecapas de hormigón de resina epoxi y otros polímeros

Capítulo 7 - Control de la fisuración en el hormigón masivo, p. 32

- 7.1 – Introducción
- 7.2 – Métodos de control de la fisuración
- 7.3 – Diseño
- 7.4 – Construcción
- 7.5 – Operación

Capítulo 8 - Control de la fisuración mediante prácticas constructivas adecuadas, p. 41

- 8.1 – Introducción
- 8.2 – Restricción
- 8.3 – Retracción
- 8.4 – Precipitación de los agregados
- 8.5 – Construcción
- 8.6 – Especificaciones para minimizar la retracción por secado
- 8.7 – Conclusión

Capítulo 9 - Referencias, p. 46

- 9.1 – Normas e informes de referencia
- 9.2 – Referencias citadas
- 9.3 – Otras referencias

CAPÍTULO 1 - INTRODUCCIÓN

En las estructuras de hormigón las fisuras pueden indicar importantes problemas estructurales y deslucir el aspecto de las construcciones monolíticas. Existen numerosas causas de fisuración específicas.

Este informe presenta las principales causas de fisuración y una discusión detallada de los procedimientos para el control de la misma. El informe está compuesto por ocho capítulos

diseñados para ayudarle al ingeniero y al contratista a desarrollar medidas para el control de la fisuración.

Este informe es una actualización de informes previos del comité (Comité ACI 224 1972, 1980, 1990). La Bibliografía ACI No. 9 suplementa la original de ACI 224R (1971). El Comité también ha preparado informes sobre las causas, evaluación y reparación de fisuras, ACI 224.1R; fisuración del hormigón en tracción directa, ACI 224.2R; y juntas en las construcciones de hormigón, ACI 224.3R.

Para esta nueva edición del informe, el Capítulo 2 sobre mecanismos de fisuración fue revisado exhaustivamente a fin de reflejar el interés y la atención prestados a los aspectos de la mecánica de la fractura del hormigón durante la década del 80. El Capítulo 3 sobre retracción por secado fue reescrito. El Capítulo 4 fue revisado para incluir información actualizada sobre ecuaciones para predecir el ancho de fisura, fisuración en miembros parcialmente pretensados, fisuración en zonas de anclaje y fisuración por flexión en miembros de gran altura flexionados. El Capítulo 6 sobre sobrecapas de hormigón fue reorganizado y revisado detalladamente para incluir información actualizada sobre hormigón reforzado con fibras y hormigón polímero. El Capítulo 7 sobre hormigón masivo fue revisado a fin de considerar las consecuencias estructurales más exhaustivamente.

CAPÍTULO 2 - MECANISMOS DE FISURACIÓN EN EL HORMIGÓN

2.1 - Introducción

La fisuración juega un papel importante en la respuesta del hormigón a las cargas, tanto en tracción como en compresión. Los primeros estudios del comportamiento microscópico del hormigón involucraban la respuesta del hormigón a ensayos de compresión. Estos trabajos tempranos mostraban que la respuesta tensión-deformación del hormigón está fuertemente asociada a la formación de microfisuras, es decir, fisuras que se forman en los bordes de los agregados gruesos (fisuras de adherencia) y se propagan a través del mortero circundante (fisuras en el mortero) (Hsu, Slate, Sturman y Winter, 1963; Shah y Winter, 1966; Slate y Matheus, 1967; Shah y Chandra, 1970; Shah y Slate, 1968; Meyers, Slate y Winter, 1969; Darwin y Slate, 1970), como se ilustra en la Figura 2.1.

Durante los primeros estudios sobre microfisuración se consideraba que el hormigón estaba compuesto por dos materiales lineales, elásticos y frágiles – pasta cementicia y agregados – y las microfisuras eran consideradas la principal causa del comportamiento no lineal de la relación tensión-deformación en compresión (Hsu, Slate, Sturman y Winter, 1963; Shah y Winter, 1966). Este enfoque comenzó a cambiar en la década del 70. La pasta cementicia es un material de ablandamiento no lineal, al igual que el mortero constitutivo del hormigón. El comportamiento no lineal en compresión del hormigón depende fuertemente de la respuesta de estos dos materiales (Spoonner, 1972; Spoonner y Dougill, 1975; Spoonner, Pomeroy y Dougill, 1976; Maher y Darwin, 1977; Cook y

Chindaprasirt, 1980; Maher y Darwin, 1982), y depende menos de la fisuración de adherencia y en el mortero que lo que originalmente se pensaba. Sin embargo, investigaciones realizadas indican que una parte significativa de la deformación no lineal de la pasta cementicia y el mortero es el resultado de la formación de microfisuras varios órdenes de magnitud menores que las observadas en los estudios originales (Attiogbe y Darwin, 1987, 1988). Para una misma deformación por compresión estas microfisuras más pequeñas tienen una densidad superficial dos o tres órdenes de magnitud más elevada que la densidad de las microfisuras de adherencia y en el mortero, y su descubrimiento representa un importante paso hacia la comprensión del comportamiento del hormigón y sus materiales componentes en compresión.

El efecto de las fisuras macroscópicas sobre el comportamiento y las características de falla del hormigón también ha recibido considerable atención. Durante muchos años se ha considerado al hormigón como un material frágil en tracción. Se han hecho numerosos intentos para utilizar los principios de la mecánica de la fractura para modelar la fractura del hormigón con fisuras macroscópicas.

El campo de la mecánica de la fractura fue desarrollado por Griffith (1920) para explicar la falla de los materiales frágiles. La mecánica de la fractura lineal elástica (LEFM, según sus siglas en inglés) predice que una microfisura se propagará rápidamente a través de un material homogéneo, isótropo y elástico-lineal. La teoría emplea el factor de intensidad de tensiones K que representa el campo de tensiones delante de una fisura puntiaguda en un miembro estructural que es una función de la geometría de la fisura y la tensión. K se designa con los subíndices I, II y III, dependiendo de la naturaleza de la deformación en el extremo de la fisura. Para una fisura en la cual la deformación es perpendicular al plano de fisuración, K se designa como K_I y la falla ocurre cuando K_I llega a un valor crítico K_{Ic} conocido como el factor crítico de intensidad de tensiones. K_{Ic} es una medida de la tenacidad a la fractura del material, simplemente una medida de la resistencia a la propagación de las fisuras. A medida que la fisura crece, con frecuencia la región alrededor del extremo de la fisura sufre deformación no lineal, como la fluencia en los metales. En los metales esta región se conoce como zona plástica, o de manera más generalizada como zona de proceso de fractura. Para medir K_{Ic} adecuadamente, la probeta de ensayo del material debería ser lo suficientemente grande como para que la zona de proceso de fractura sea pequeña en relación con las dimensiones de la probeta. Para que la mecánica de la fractura lineal elástica sea aplicable, el valor de K_{Ic} debe ser una propiedad del material, independiente de la geometría de la probeta (como lo son las demás propiedades de los materiales, tal como la resistencia a la fluencia o la resistencia a la compresión).

Los primeros intentos de medir K_{Ic} en el hormigón fracasaron porque K_{Ic} dependía del tamaño y la geometría de las probetas de ensayo (Wittmann, 1986). Como consecuencia de la heterogeneidad inherente a la pasta cementicia, el mortero y el hormigón, estos materiales exhiben una zona de proceso de fractura significativa y la carga crítica es precedida por una

cantidad importante de crecimiento lento de las fisuras. Este crecimiento precrítico de las fisuras ha sido estudiado experimentalmente por diversos investigadores (John y Shah, 1986; Swartz y Go, 1984; Bascoul, Kharchi y Maso, 1987; Maji y Shah, 1987; Castro-Montero, Shah y Miller, 1990). Estas investigaciones han permitido una mejor comprensión de la zona de proceso de fractura y ha llevado al desarrollo de criterios de fractura más razonables para el hormigón.

Este capítulo se divide en dos secciones. La primera sección sobre microfisuración en compresión presenta el estado de conocimiento actual sobre la respuesta del hormigón y sus materiales constitutivos bajo cargas de compresión y el papel que desempeñan los diferentes tipos de microfisuras en este proceso. La segunda sección discute la aplicabilidad de los modelos de la mecánica de fractura tanto lineal como no lineal al caso del hormigón. En ACI 446.1R el lector encontrará un tratamiento más exhaustivo de la fractura del hormigón.

2.2 - Microfisuración en compresión

Durante las primeras etapas de las investigaciones sobre microfisuración se desarrolló una perspectiva que asociaba fuertemente la formación y propagación de microfisuras con el comportamiento carga-deformación del hormigón. Antes de la carga, los cambios de volumen de la pasta cementicia provocan la formación de fisuras intersticiales en las uniones mortero-agregado grueso (Hsu, 1963; Slate y Matheus, 1967). Bajo cargas de compresión de corta duración no se forman fisuras adicionales hasta que la carga llega a alrededor de 30% de la resistencia a la compresión del hormigón (Hsu, Slate, Sturman y Winter, 1963). Por encima de este valor se inician fisuras de adherencia adicionales en toda la matriz. La fisuración de adherencia aumenta hasta que la carga llega aproximadamente al 70% de la resistencia a la compresión, momento en que las microfisuras se comienzan a propagar a través del mortero. La fisuración en el mortero continúa a un ritmo acelerado, formando fisuras continuas paralelas a la dirección de la carga de compresión, hasta que el hormigón ya no es capaz de soportar la carga. El inicio de la fisuración en el mortero está relacionado con la resistencia a la compresión sostenida o a largo plazo. Usando un microscopio de barrido electrónico, Derucher (1978) obtuvo una perspectiva algo diferente sobre el comportamiento microscópico del hormigón. Observó que las microfisuras que existen antes de la carga corresponden a fisuras de adherencia, con extensiones hacia el mortero circundante perpendiculares a las fisuras de adherencia. A medida que aumenta la compresión estas fisuras de adherencia se ensanchan pero no se propagan para cargas bajas de alrededor del 15% de la resistencia. Al llegar a aproximadamente 20% de la carga última, las fisuras de adherencia se comienzan a propagar, y a alrededor del 30% comienzan a conectarse unas con otras. Al llegar al 45% de la resistencia a la compresión esta conexión es casi completa. Al 75% de la carga última las fisuras en el mortero comienzan a unirse unas con otras y continúan haciéndolo hasta que se produce la falla.

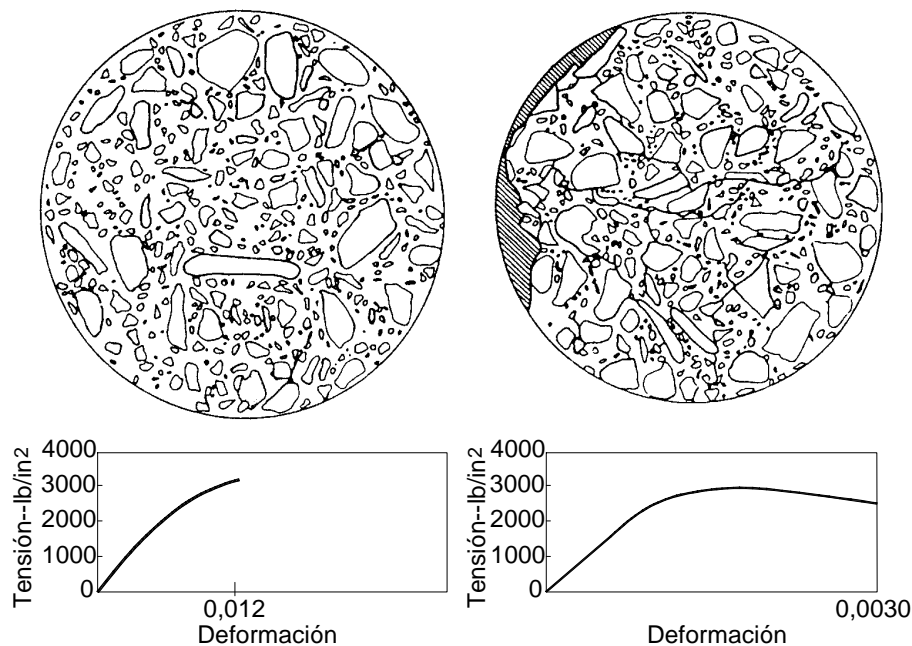


Fig. 2.1 - Mapas de fisuración y curvas tensión-deformación para hormigón cargado en compresión uniaxial (Shah y Slate, 1968)

En general, la microfisuración que ocurre antes de la carga tiene poco efecto sobre la resistencia a la compresión del hormigón.

En estudios sobre hormigón de alta resistencia, Carrasquillo, Slate y Nilson (1981) concluyeron que era más adecuado clasificar las fisuras como simples (de adherencia o en el mortero) y combinadas (de adherencia y en el mortero), y que la formación de fisuras combinadas compuestas por más de una fisura en el mortero señalaba un crecimiento inestable de las fisuras. Observaron que cuanto mayor era la resistencia del hormigón mayor era la deformación (en relación con la deformación correspondiente a la tensión pico) a la cual se observaba este crecimiento inestable de las fisuras. Observaron menos fisuración total en el hormigón de alta resistencia que en el hormigón de resistencia normal en todas las etapas de carga.

Los trabajos de Meyers, Slate y Winter (1969), Shah y Chandra (1970), y Ngab, Slate y Nilson (1981) demostraron que las microfisuras aumentan bajo cargas sostenidas y cíclicas. Sus trabajos indicaron que la cantidad total de microfisuración es función de la deformación total por compresión del hormigón y es independiente del método mediante el cual se aplica dicha deformación. Suaris y Fernando (1987) también mostraron que la falla del hormigón bajo cargas cíclicas de amplitud constante está muy relacionada con el crecimiento de las microfisuras. Sturman, Shah y Winter (1965) hallaron que el grado total de microfisuración disminuye y la capacidad de deformación total en compresión aumenta cuando el hormigón es sometido a un gradiente de deformaciones.

Desde que los primeros trabajos establecieron la existencia de microfisuras de adherencia y en el mortero, se ha

popularizado la idea de atribuir la mayor parte, si no toda, la no linealidad del hormigón a la formación de estas fisuras microscópicas (Hsu, Slate, Sturman y Winter, 1973; Shah y Winter, 1966; Testa y Stubbs, 1977; Carrasquillo, Slate y Nixon, 1981). Sin embargo, jamás se ha logrado establecer una relación causa-efecto (Darwin, 1978). Estudios realizados por Spooner (1972), Spooner y Dougill (1975), Spooner, Pomeroy y Dougill (1976), y Maher y Darwin (1982) indican que el grado de microfisuración se puede tomar como una indicación del nivel de daño, antes que como el factor determinante del comportamiento del hormigón.

Trabajos experimentales llevados a cabo por Spooner (1972), Spooner y Dougill (1975), Spooner, Pomeroy y Dougill (1976), y Martin, Darwin y Terry (1991) indican que el comportamiento no lineal del hormigón en compresión se ve fuertemente influenciado por el comportamiento no lineal de la pasta cementicia. Como se ilustra en la Figura 2.2, en compresión la pasta cementicia no se comporta como un material elástico frágil como se creía anteriormente, sino como un material no lineal con una capacidad de deformación relativamente elevada. El comportamiento no lineal de la pasta cementicia se puede asociar con el daño sostenido por la misma, aún a tensiones muy bajas.

Usando un procedimiento de carga cíclico, Spooner (1972), Spooner y Dougill (1975), y Spooner, Pomeroy y Dougill (1976) demostraron que tanto la pasta como el hormigón sufren daños mensurables bajo deformaciones (0,0004) a las cuales no se puede detectar un aumento de la microfisuración de adherencia y en el mortero. Para cargas bajas el nivel de daño se puede detectar usando un método energético y mediante un

cambio en el módulo de elasticidad inicial para cada ciclo de carga. El proceso de daño es continuo hasta la falla.

La naturaleza física del daño que ocurre en la pasta cementicia, al igual que en el hormigón, parece estar relacionada con la microfisuración. Este punto fue planteado por primera vez por Spooner, Pomeroy y Dougill (1976) en base a la medición de deformaciones volumétricas y luego por Yoshimoto et al. (1972) y Yoshimoto, Ogino y Kawakami (1976), quienes informaron la formación de fisuras "en forma de capilares" y "en forma de oquedades" en la pasta cementicia bajo flexión y carga de compresión. La relación entre la deformación no lineal y la microfisuración en la pasta cementicia ahora ha sido firmemente establecida por los trabajos de Attiogbe y Darwin (1987, 1988).

Estudios sobre el comportamiento tensión-deformación del hormigón bajo cargas de compresión cíclicas (Karsan y Jirsa, 1969; Shah y Chandra, 1970) indicaron que el hormigón se deteriora rápidamente una vez que la tensión pico supera el 70% de la resistencia a la compresión a corto plazo del hormigón. En su estudio de fluencia lenta cíclica, Neville y Hirst (1978) hallaron que se genera calor aún cuando las probetas se someten a ciclos por debajo de este nivel. Ellos atribuyeron el calor al deslizamiento en los límites interfaciales. El trabajo de Neville y Hirst, junto con el trabajo de Spooner, sugiere que es posible que el calor medido se deba a algún deslizamiento microscópico dentro de la pasta.

Diversos estudios han intentado establecer la importancia de la influencia de la resistencia de adherencia interfacial sobre el comportamiento del hormigón en compresión. Dos estudios parecieron indicar una influencia muy grande, y así enfatizaron la importancia de la resistencia interfacial para el

comportamiento del hormigón en compresión (Shah y Chandra, 1970; Nepper-Christensen y Nielsen, 1969). Estos estudios usaron recubrimientos blandos y de espesor relativamente grande sobre los agregados gruesos para reducir la resistencia de adherencia. Debido a que estos recubrimientos suaves aislaban a los agregados del mortero circundante, el efecto era más bien similar a inducir una gran cantidad de vacíos en la matriz del hormigón.

Otros dos estudios (Darwin y Slate, 1970; Perry y Gillot, 1977) que no aislaron el agregado grueso del mortero indicaron que la resistencia interfacial desempeña un papel pequeño en la determinación del comportamiento tensión-deformación del hormigón en compresión. Darwin y Slate (1970) usaron un delgado recubrimiento de poliestireno sobre agregados gruesos naturales. Hallaron que una gran reducción de la resistencia de adherencia interfacial no cambiaba la rigidez inicial del hormigón bajo cargas de compresión a corto plazo y provocaba una disminución de alrededor del 10% de la resistencia a la compresión, en comparación con un hormigón similar preparado con agregados de resistencia interfacial normal (Figura 2.3). Darwin y Slate también monitorearon la microfisuración. Sin embargo, en todos los casos la cantidad promedio de fisuración del mortero fue ligeramente superior para las probetas preparadas con agregado recubierto. Esta diferencia pequeña pero consistente puede explicar las diferencias en las curvas tensión-deformación. Perry y Gillot (1977) usaron esferas de vidrio con diferentes grados de rugosidad superficial como agregado grueso. Sus resultados también indican que reducir la resistencia interfacial del agregado reduce la resistencia a la compresión en alrededor de 10%.

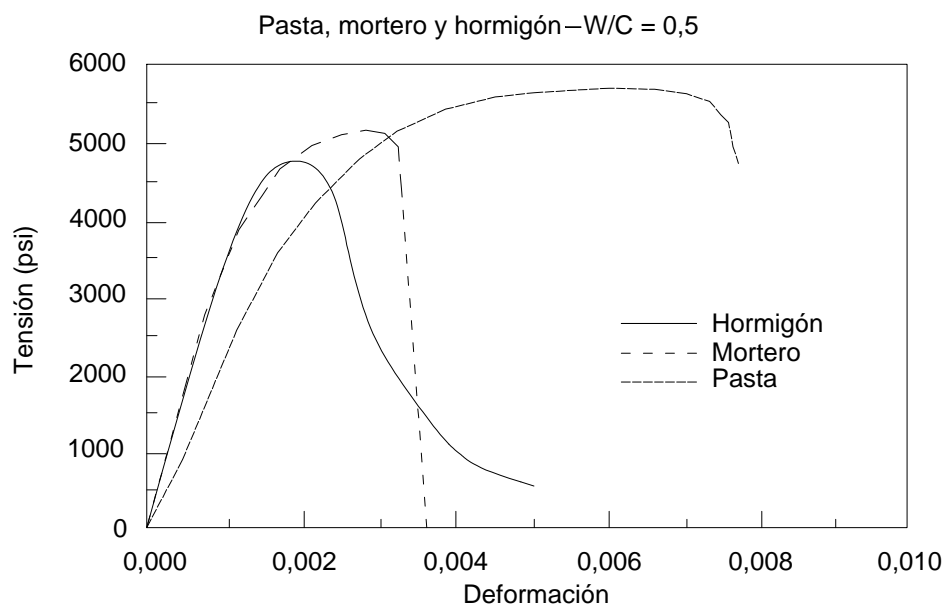


Fig. 2.2 - Curvas tensión-deformación para pasta cementicia, mortero y hormigón; $w/c = 0,5$ (Martin, Darwin y Terry, 1991)

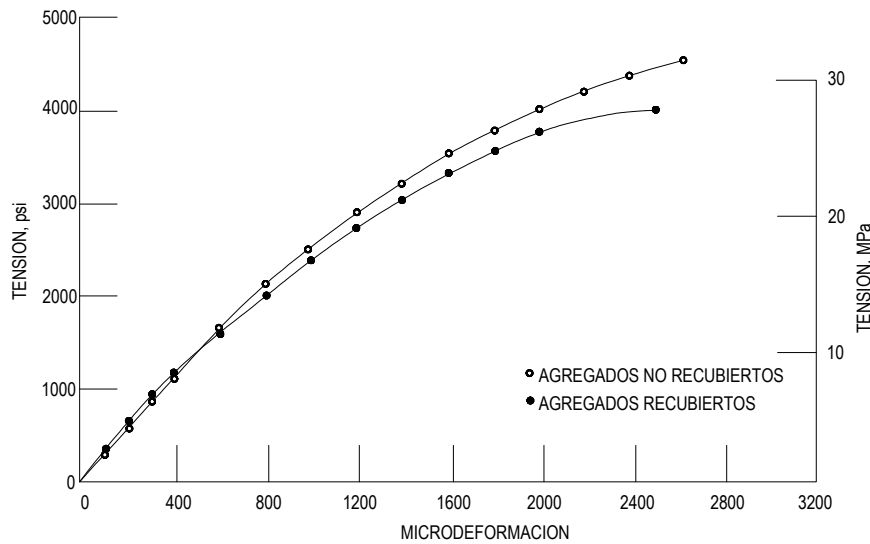


Fig. 2.3 - Curvas tensión-deformación influenciadas por el recubrimiento de los agregados gruesos (Darwin y Slate, 1970)

Trabajos realizados por Carino (1977), usando hormigón impregnado de polímero, corroboraron estos dos últimos estudios. Carino halló que la impregnación con polímero no aumentaba la resistencia de adherencia interfacial pero sí aumentaba la resistencia a la compresión del hormigón. Atribuyó este aumento de la resistencia a la influencia del polímero sobre la resistencia del mortero, consecuentemente disminuyendo la importancia de la adherencia interfacial.

La importancia del mortero en la determinación del comportamiento tensión-deformación del hormigón está ilustrada en los trabajos con elementos finitos de Buyukozturk (1979) y Maher y Darwin (1976, 1977). Buyukozturk (1970) usó una representación mediante elementos finitos de un modelo físico de hormigón. El modelo trataba al mortero (en compresión) y a los agregados (en compresión y tracción) como materiales lineales elásticos permitiendo la formación de fisuras en el mortero y en las uniones mortero-agregado. Buyukozturk simuló los patrones de fisuración globales bajo carga uniaxial. Sin embargo, su modelo de elementos finitos no podía reproducir totalmente el comportamiento no lineal del modelo físico usando la formación de fisuras de adherencia interfacial y las fisuras en el mortero como los únicos efectos no lineales. Maher y Darwin (1976, 1977) han demostrado que se puede obtener una muy buena representación del comportamiento tensión-deformación real usando una representación no lineal para el mortero que forma parte del modelo físico.

Maher y Darwin también estudiaron el comportamiento del mortero componente del hormigón bajo compresión monotónica y cíclica (1982). Se vio que la degradación del mortero era un proceso continuo y una función tanto de la deformación total como del historial de carga. El estudio indicó que la deformación residual y también el cambio del módulo de elasticidad inicial son buenas medidas del cambio estructural dentro del material. Se obtuvieron acumulaciones de

deformación residual para valores de deformación máxima tan bajos como 0,00027. El trabajo mostró que la deformación máxima por sí sola no controla la degradación del mortero en compresión, y que el rango total de deformación (tanto para carga como para descarga) agrega a la degradación en términos de rigidez y acumulación de deformación residual. Las conclusiones de su trabajo concuerdan con lo anteriormente observado (Meyers, Slate y Winter, 1969; Shah y Chandra, 1970; Ngab, Slate y Nilson, 1981), que la microfisuración de adherencia y en el mortero es una función de la deformación por compresión del hormigón y es independiente del método con que se aplica la deformación. Debido a que la deformación máxima no parece controlar completamente la degradación, es posible que otros factores diferentes a la microfisuración de adherencia y en el mortero dominen la degradación del hormigón durante cargas cíclicas.

Martin, Darwin y Terry (1991) estudiaron el comportamiento de pasta cementicia, mortero y hormigón bajo compresión cíclica y sostenida a corto plazo. Hallaron una gran similitud entre el comportamiento del hormigón y el mortero componente, aún cuando la microfisuración de adherencia y en el mortero hallada en el hormigón no se observó en las probetas de mortero. De los tres materiales estudiados, la pasta cementicia posee la mayor capacidad de deformación y resistencia, seguida por el mortero y el hormigón (Figura 2.2).

Para comprender la respuesta en compresión de la pasta cementicia y mortero componentes del hormigón, Attiogbe y Darwin (1987, 1988) usaron un microscopio de barrido electrónico para estudiar la fisuración microscópica bajo compresión uniaxial (Figura 2.4). Sometieron materiales con relaciones agua-cemento (w/c) de 0,3; 0,5 y 0,7 a cargas cíclicas y a cargas sostenidas a corto plazo. Sus observaciones mostraron que el ancho de la mayoría de las fisuras en la pasta cementicia estaba comprendido entre 0,2 y $0,7\mu\text{m}$ ($8 \text{ a } 28 \times 10^{-5}$

in.) y su longitud entre 10 y más de 200 μm (4 a más de 80 10^{-4} in.). Ensayos en mortero mostraron que las probetas no cargadas tenían alrededor del 40% de la densidad de fisuras de las correspondientes probetas de pasta cementicia. Sin embargo, a medida que aumentaba la deformación aplicada, la densidad de fisuras aumentaba más rápidamente en el mortero, eventualmente superando el valor obtenido en la pasta cementicia. Aunque las partículas de arena pueden reducir la densidad de fisuras debidas a cambios de volumen de la pasta cementicia, estos resultados indican que actúan como elevadores de la tensión al aplicar la carga. Este aumento de la densidad de fisuras puede explicar la reducción en la capacidad de deformación última exhibida en la Figura 2.2 (Martin, Darwin y Terry, 1991) para el mortero, en comparación con la pasta cementicia sola con la misma relación w/c .

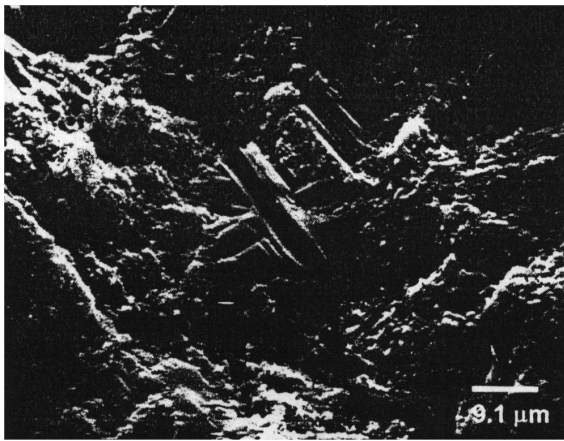


Fig. 2.4 - Fisura a través del silicato de calcio hidratado e hidróxido de calcio en una pasta cementicia (Attiogbe y Darwin, 1987)

Usando procedimientos analíticos, Attiogbe y Darwin (1988) establecieron que una porción significativa de la deformación no lineal de la pasta cementicia y el mortero se puede atribuir a las microfisuras dentro de la pasta cementicia.

En definitiva, el daño que sufre la pasta cementicia en compresión parece desempeñar un papel dominante en el control del comportamiento tensión-deformación primario del hormigón en compresión. En el hormigón de peso normal las partículas de agregado actúan como elevadores de la tensión, aumentando la rigidez inicial y disminuyendo la resistencia de la pasta y controlando la resistencia a la compresión del hormigón. Por lo tanto, para comprender el comportamiento del hormigón en compresión es necesario comprender tanto el comportamiento de la pasta cementicia en compresión como la interacción de la pasta cementicia con las partículas de agregado.

2.3 - Fractura

2.3.1 Aplicabilidad de la mecánica de fractura elástica lineal – La tenacidad a la fractura de un material frágil,

caracterizada por un factor crítico de intensidad de tensiones K_{Ic} , se puede medir usando una viga ranurada sometida a una carga que aumenta de forma monotónica. La carga se aplica de manera de mantener una tasa constante de desplazamiento de la abertura de la boca de la fisura (CMOD, según sus siglas en inglés). Si la curva carga-CMOD es lineal, se puede usar la mecánica de la fractura lineal elástica para calcular K_{Ic} en base a la carga máxima medida y a la máxima longitud de la fisura justo antes de la falla (ASTM E 399). K_{Ic} se usa en el diseño de estructuras metálicas para impedir fallas frágiles donde se espera que las fracturas de fatiga crezcan. Sin embargo, para que la mecánica de la fractura lineal elástica sea aplicable, el valor de K_{Ic} debe ser una propiedad del material independiente de la geometría de la probeta.

Como se describió anteriormente, cuando se calculó K_{Ic} para el hormigón, muchos investigadores observaron que el tamaño y la geometría de las probetas tenían una influencia significativa (Kaplan, 1961; Naus y Lott, 1969; Higgins y Bailey, 1976). Los datos presentados en la Figura 2.5 (Higgins y Bailey, 1976) muestran que K_{Ic} aumenta con la altura de la probeta. Estos resultados plantearon numerosos interrogantes con respecto a la aplicabilidad de la mecánica de la fractura lineal elástica al hormigón. Varios investigadores también analizaron los resultados obtenidos de vigas ranuradas para determinar si el hormigón exhibe alguna sensibilidad a la ranura. La sensibilidad a la ranura se puede expresar como la relación entre la tensión neta en el extremo de la fisura y el módulo de rotura de una probeta sin ranura. En la Figura 2.6 se muestran datos sobre la sensibilidad a la ranura de pasta cementicia endurecida, mortero y hormigón (Higgins y Bailey, 1976; Kesler, Naus y Lott, 1972; Shah y McGarry, 1971; Gjrv, Sorenson y Arneson, 1977; Hillemeier y Hilsdorf, 1977). Las probetas que no evidencian sensibilidad a la ranura son probablemente producto de deficiencias de los métodos de ensayo, según lo explicaron Gjrv et al. (1977). Sin embargo, los resultados indican que tanto el mortero como el hormigón exhiben menos sensibilidad a la ranura que la pasta cementicia endurecida. Hoy en día es un hecho ampliamente aceptado que esta menor sensibilidad a la ranura de los materiales relativamente más homogéneos, particularmente el hormigón, se debe a que la mecánica de la fractura lineal elástica no es aplicable para probetas de esos materiales de tamaños manejables en laboratorio (Gjrv et al., 1977; Wittmann, 1986). Sin embargo, otro hecho aceptado (Linsbauer et al., 1989a, 1989b) es que la mecánica de la fractura lineal elástica es una herramienta válida para analizar estructuras de hormigón de gran tamaño, como por ejemplo presas, en las cuales las heterogeneidades y la zona de proceso de fractura son pequeñas en relación con las dimensiones de la estructura.

2.3.2 Modelos de fractura no lineal para el hormigón – La no aplicabilidad de la mecánica de la fractura lineal elástica a las probetas de hormigón manejables en laboratorio es consecuencia de la heterogeneidad inherente al hormigón. El resultado de esta heterogeneidad es una zona de proceso de fractura relativamente grande cuyo resultado es una cantidad

sustancial de crecimiento de la fisura (extensión de la fisura) antes de la carga crítica (máxima) y es responsable por la fuerte dependencia de K_{Ic} del tamaño y la geometría de las probetas de ensayo. En la Figura 2.7 se ilustra el crecimiento precrítico de la fisura (extensión de la fisura) para un ensayo de viga

ranurada, en el cual el crecimiento de la fisura delante de la ranura fue monitoreado de manera continua usando un calibre desarrollado especialmente para fisuras frágiles (John y Shah, 1986).

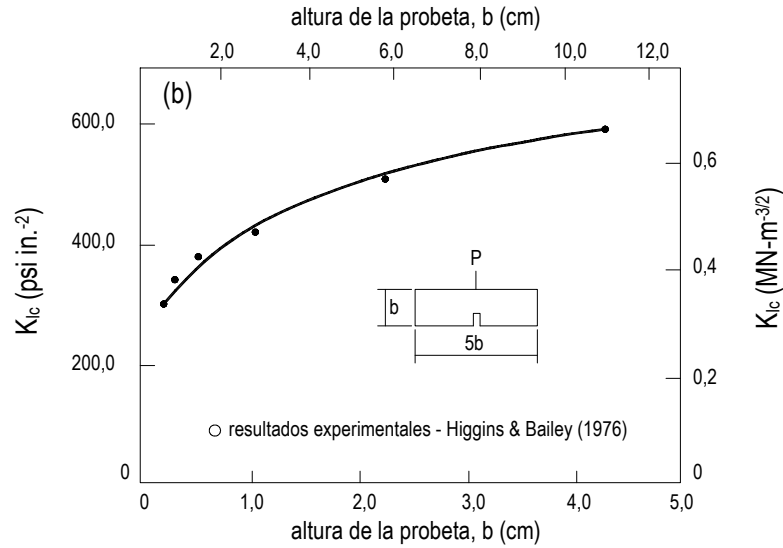


Fig. 2.5 - Efecto del tamaño sobre el factor de intensidad de tensiones (en base a datos de Higgins y Bailey, 1976)

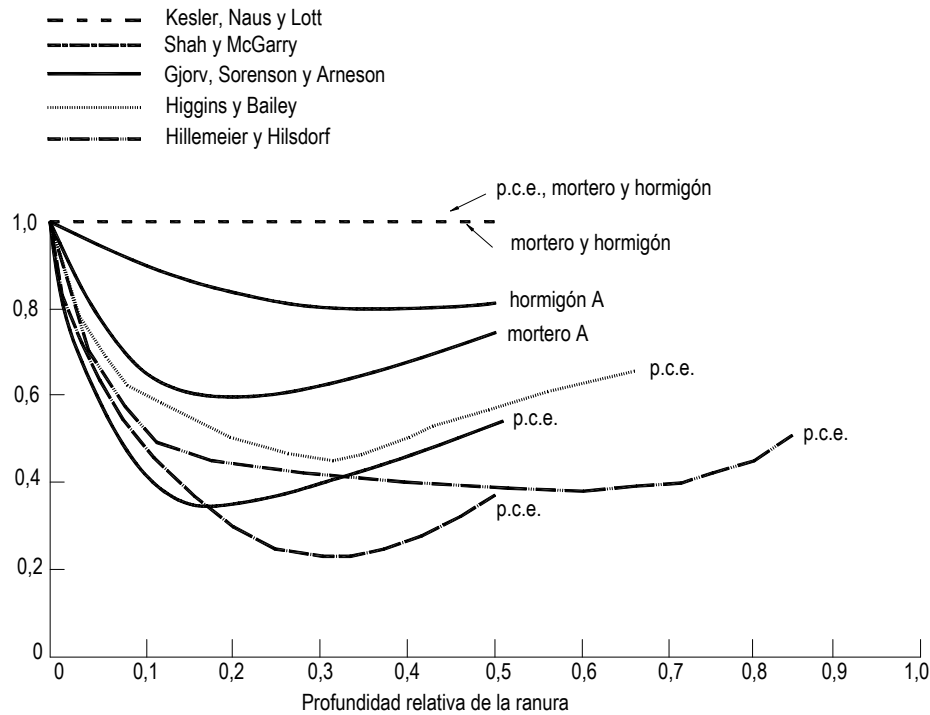


Fig. 2.6 - Efecto de la profundidad relativa de la ranura sobre la sensibilidad a la ranura (en base a datos de Higgins y Bailey, 1976; Kesler, Naus y Lott, 1972; Shah y McGarry, 1971; Gjorv, Sorenson y Arneson, 1977; Hillemeier y Hilsdorf, 1977)

La zona de proceso de fractura en el hormigón es muy diferente a la zona plástica en los metales. Para los metales, la zona plástica se define como una zona donde el material ha fluido delante de la fisura. La LEMF se basa en la hipótesis que la zona plástica es sustancialmente menor que las dimensiones de la probeta de ensayo. Las probetas metálicas de tamaño apto para laboratorio satisfacen este criterio. Para el hormigón, Bažant (1979) sostuvo que la zona de proceso de fractura tiene un efecto despreciable si las dimensiones de la sección

transversal de un miembro es al menos 100 veces el tamaño máximo de agregado, lo cual llevaría a requisitos de tamaño prohibitivos. Por ejemplo, un hormigón con agregados de 19 mm (3/4 in.) requeriría una viga de al menos 2 m (6 ft) de altura. En vista de estos requisitos de tamaño, la LEMF no es aplicable para muchos de los ensayos de fractura realizados en hormigón. Por lo tanto, si se usan probetas de laboratorio para evaluar la tenacidad a la fractura del hormigón, es fundamental considerar el efecto de la zona de proceso.

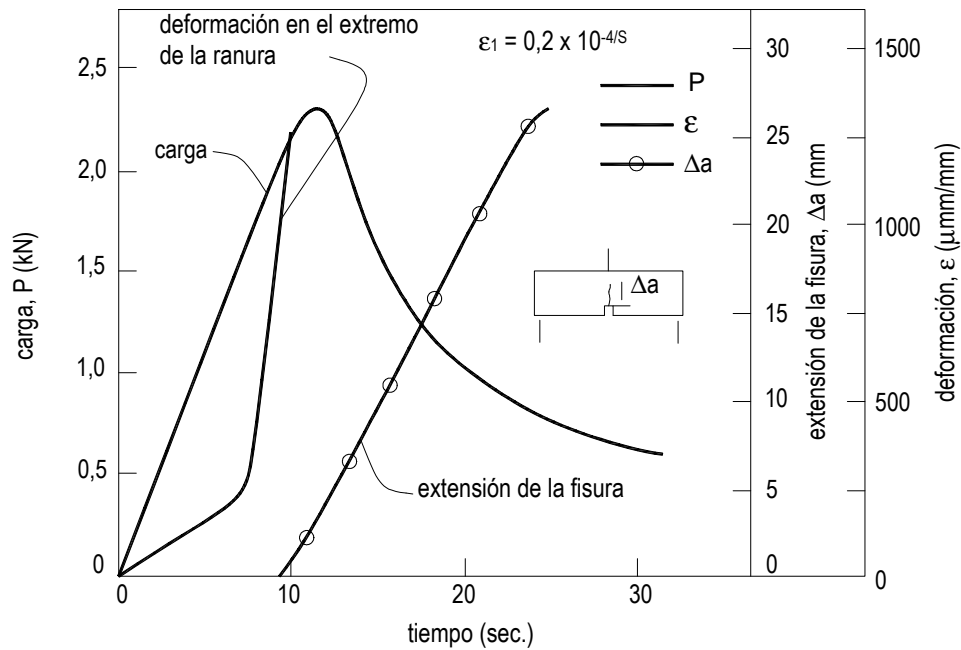


Fig. 2.7 - Crecimiento precrítico de la fisura (John y Shah, 1986)

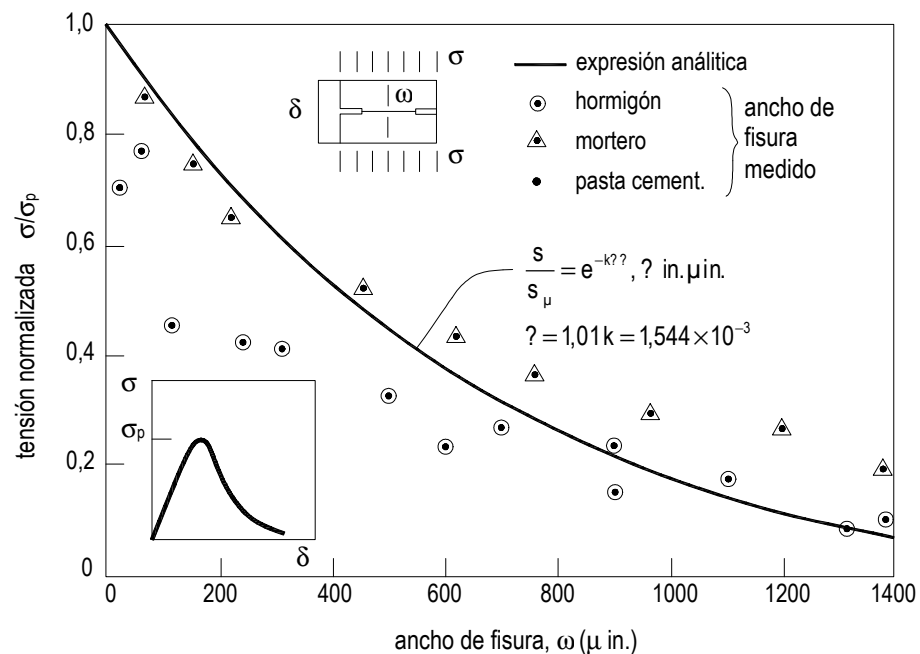


Fig. 2.8 - Tensión pico normalizada versus ancho de fisura en tracción uniaxial (Gopalaratnam y Shah, 1986)

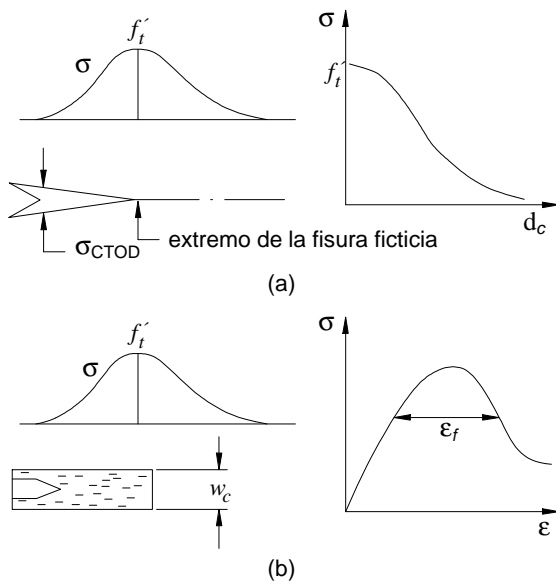


Fig. 2.9 - (a) Modelo de fisura ficticia; y (b) modelo de banda de fisura

La Figura 2.8 muestra los resultados de un ensayo de tracción uniaxial realizado por Gopalaratnam y Shah (1986). En este ensayo los desplazamientos promedio de la abertura de fisura (superficial) se midieron microscópicamente. Se asume que el pico de la curva, ilustrado en la Figura 2.8 en desplazamiento cero, es igual a la resistencia a la tracción del hormigón, y se considera que el área debajo de la curva es la energía de fractura del hormigón G_f .

Hillerborg, Modeer y Petersson (1976) desarrollaron el modelo de fisura ficticia, el cual se ha utilizado para análisis por elementos finitos de la fractura del hormigón. La Figura 2.9(a) ilustra el concepto básico de este enfoque. Para una viga en flexión, la parte izquierda de la Figura 2.9(a) muestra la variación de la tensión a lo largo del recorrido de la fisura, alcanzando un pico en el extremo de la fisura ficticia, donde la tensión es igual a f_t' (la resistencia a la tracción del hormigón) y el desplazamiento de apertura del extremo de la fisura (CTOD, según sus siglas en inglés) es cero. Hacia la izquierda del pico, la tensión cae a medida que la fisura se abre, terminando la verdadera fisura en el punto donde la tensión a través de la fisura ha disminuido hasta cero. Hacia la derecha la tensión cae delante de la fisura. El material entre el extremo de la fisura real y el de la ficticia transmite tensión de tracción según lo define una curva tensión-desplazamiento de apertura de la fisura (curva de ablandamiento), como en la Figura 2.8 y la parte derecha de la Figura 2.9(a). Si se asume que la forma de esta curva de ablandamiento es fija, entonces la fractura del hormigón está totalmente caracterizada por f_t' y G_f .

Bazant y Oh (1983) desarrollaron un modelo de banda de fisura para la zona de proceso de fractura en el hormigón de manera indirecta, introduciendo una relación constitutiva deformación-ablandamiento. En este modelo, el frente de la

fisura tiene un ancho W_c que es igual al ancho de un único elemento finito [Figura 2.9(b)]. El modelo de banda de fisura está diseñado para producir una respuesta en un modelo de elementos finitos que esencialmente concuerda con el modelo de fisura ficticia. En el modelo de banda de fisura, la fisura se representa mediante un cambio equivalente en las propiedades del material dentro de un elemento. En la Figura 2.9(b), la parte izquierda es análoga al lado izquierdo de la Figura 2.9(a), mostrando una variación de la tensión a lo largo del frente de la fisura como una función de la posición. La parte derecha de la Figura 2.9(b) muestra la curva tensión-deformación que define el comportamiento de un elemento a medida que la fisura crece. La parte ascendente de la curva tensión-deformación se usa para simular una fisura que se abre lentamente. El producto de la deformación ϵ_f ilustrada en la Figura 2.9(b) por el ancho del elemento finito W_c es igual al desplazamiento de apertura de la fisura d_c ilustrado en la Figura 2.9(a). En combinación con las dos propiedades del material empleadas para el modelo de fisura ficticia, f_t' y G_f , los dos procedimientos producen resultados prácticamente idénticos (Liebengood, Darwin y Dodds, 1986).

2.3.3 Modelos de fractura no lineal basados en la adaptación de la mecánica de la fractura elástica lineal – Varios investigadores han propuesto el empleo de una longitud de fisura efectiva a_e para considerar la zona de proceso de fractura (Catalano e Ingrassia, 1982; Nallathambi y Karihaloo, 1986; Refai y Swartz, 1987). La longitud de fisura efectiva se obtiene de la reducción de rigidez para la carga pico en un ensayo de flexión de tres puntos. La fisura efectiva depende del máximo tamaño de grano del agregado y de la geometría de la probeta. El término a_e se obtiene comparando la conformidad de la probeta de ensayo con conformidades obtenidas de una serie de vigas preranuradas. Si K_{Ic} se calcula usando la longitud de fisura efectiva se obtiene un valor independiente del tamaño. Refai y Swartz (1987) desarrollaron ecuaciones empíricas que relacionan la longitud de fisura efectiva con la geometría de la probeta y las propiedades del material.

Jenq y Shah (1987) propusieron un método para determinar la longitud de fisura efectiva, que luego se emplea para calcular un factor crítico de intensidad de tensiones K_{Ic}^s y un desplazamiento crítico de apertura del extremo de la fisura (CTOD). La Figura 2.10 ilustra el concepto de longitud de fisura efectiva. El concepto de longitud de fisura efectiva en sí es la suma de una fisura mensurable, visible en el lateral de una probeta, más la longitud adicional de fisura representada por la zona de proceso de fractura. La longitud de fisura efectiva se evalúa usando la medición de conformidad en descarga C_u de la curva carga-CMOD en el punto de carga máxima, como se ilustra en la Figura 2.10(b). Jenq y Shah hallaron que la longitud de fisura efectiva calculada a partir de mediciones de conformidades es igual a la que se obtiene usando la mecánica de fractura lineal elástica y suponiendo que el CTOD tiene un valor crítico, el cual se halló es independiente del tamaño y la geometría de la viga ensayada y se puede considerar como un parámetro válido de la fractura.

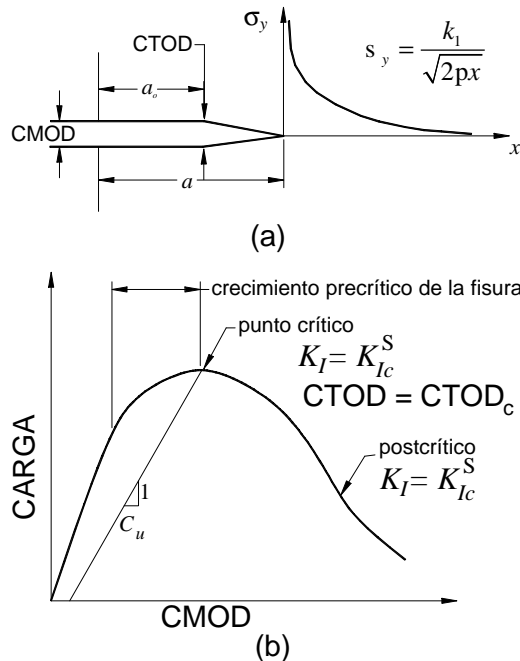


Fig. 2.10 - (a) Fisura efectiva de Griffith; y (b) típica curva carga-CMOD (Jenq y Shah, 1987)

2.3.4 Efecto del tamaño sobre la fractura – El efecto del tamaño estructural sobre la fractura del hormigón es tal vez el motivo más convincente para utilizar la mecánica de fractura (ACI 446.1R).

Para fracturas romas (como el caso de una fisura con zona de proceso de fractura difusa en materiales como el hormigón), la liberación total de energía potencial causada por una fractura en una estructura dada depende de la longitud de la fractura y del área atravesada por la zona de proceso de fractura, de manera que el tamaño de la zona de proceso de fractura es constante e independiente del tamaño de la estructura. Un análisis dimensional muestra que el efecto del tamaño estructural para probetas o estructuras geoméricamente similares está determinado por la sencilla relación (Bažant, Kim y Pfeiffer, 1986)

$$\sigma_N = \frac{Bf_t'}{\sqrt{(1 + d/d_o)}} \quad (2-1)$$

donde

- σ_N = P/bd = tensión nominal en la falla;
- P = carga máxima (es decir, carga de falla);
- b = espesor;
- d = dimensión característica de la probeta o estructura;
- f_t' = resistencia a la tracción directa; y
- B, d_o = constantes empíricas, siendo d_o un cierto múltiplo del tamaño máximo de las no homogeneidades del material d_a .

El valor de B y la relación d_o/d_a dependen exclusivamente de la forma de la estructura, no de su tamaño. La Figura 2.11 muestra la relación entre la tensión nominal en la falla y el tamaño.

Si la estructura es muy pequeña, el segundo término entre paréntesis, d/d_o de la Ecuación (2-1), es despreciable comparado con 1, y $\sigma_N = Bf_t'$ es la condición de falla que representa el criterio de resistencia y corresponde a la línea horizontal en la Figura 2.11. Si la estructura es muy grande, 1 es despreciable en comparación con d/d_o y $\sigma_N = \text{constante}/\sqrt{d}$. Este es el típico efecto del tamaño en la mecánica de fractura lineal elástica; corresponde a la recta inclinada en la Figura 2.11. De acuerdo con la Ecuación (2-1), el efecto del tamaño sobre la fractura roma representa una transición gradual del criterio de resistencia al criterio energético de la mecánica de fractura elástica lineal.

La ley del efecto del tamaño ha sido empleada por Bažant y Sun, (1987); Bažant y Sener (1988); y Bažant, Sener y Pratt (1988) para predecir los efectos del tamaño en ensayos de corte, torsión y adherencia del hormigón.

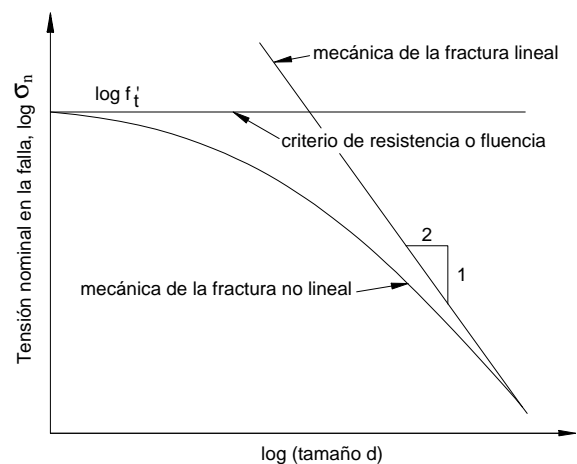


Fig. 2-11 - Ley del efecto del tamaño (Bažant, Kim y Pfeiffer, 1986)

2.3.5 Efecto de las propiedades del material sobre la fractura – Ciertas propiedades del material, especialmente la relación w/c , desempeñan un importante papel en el control de la resistencia a la compresión y durabilidad del hormigón. El efecto de estas propiedades del material sobre la fractura del hormigón aún no se ha determinado fehacientemente; sin embargo, se han realizado algunos estudios específicos sobre este tema. Los primeros trabajos de Naus y Lott (1969) indicaron que la tenacidad a la fractura de la pasta cementicia y el mortero aumenta a medida que disminuye la relación w/c , pero w/c tiene poco efecto sobre la tenacidad a la fractura del hormigón. Naus y Lott hallaron que K_{Ic} aumenta con la edad y disminuye con el aumento del contenido de agua de la pasta, el mortero y el hormigón. La tenacidad a la fractura del mortero aumenta con el aumento del contenido de arena, y la tenacidad

a la fractura del hormigón aumenta con el aumento del tamaño máximo del agregado grueso. Gettu, Bažant y Karr (1990), en un estudio de las propiedades de la fractura del hormigón de alta resistencia, hicieron varias observaciones que concuerdan con las obtenidas en trabajos anteriores. Observaron que la tenacidad a la fractura y la energía de fractura obtenidas con el hormigón de alta resistencia no son mucho mayores que las que se obtienen para el hormigón de menor resistencia, y cualquier aumento que se produce se da a una velocidad menor que en proporción a la raíz cuadrada de la resistencia a la compresión. El trabajo de Gettu, Bažant y Karr (1990) se llevó a cabo con mezclas que mantenían un tamaño máximo de agregado constante. Cuando se combinan los resultados de su trabajo con el típico procedimiento consistente en utilizar agregados de menor tamaño máximo para el hormigón de alta resistencia, es aparente que las mejoras en la resistencia a la compresión obtenidas usando mayores contenidos de cemento, aditivos minerales, reductores del agua de alto rango, y con la consiguiente reducción del volumen total de agregados, no aumentará la tenacidad a la fractura. El resultado es que los miembros estructurales fabricados de hormigón de alta resistencia exhibirán una capacidad menor que la esperada cuando la resistencia del miembro depende de la resistencia a la tracción del hormigón, y el diseño se basa en $\sqrt{f'_c}$. Son ejemplos específicos la fisuración por flexión, la resistencia al corte y la resistencia de la adherencia entre el hormigón y el acero de las armaduras. Es necesario estudiar en mayor profundidad el impacto de utilizar hormigón de alta resistencia en estos mecanismos portantes.

CAPÍTULO 3 - CONTROL DE LA FISURACIÓN DEBIDA A LA RETRACCIÓN POR SECADO

3.1 - Introducción

La retracción por secado del hormigón es la disminución de volumen provocada por la pérdida de agua. La retracción por secado se puede definir como la deformación lineal dependiente del tiempo a temperatura constante medida sobre una probeta no cargada que se deja secar. Desde un punto de vista estructural, no hay necesidad de separar la retracción por secado de otros tipos de fenómenos, tales como la retracción por carbonatación y la retracción autógena. Un valor típico para la deformación final por retracción del hormigón es 600×10^{-6} . Debido a que la capacidad de deformación por tracción puede ser de 150×10^{-6} o menos, habrá fisuración si en un miembro de hormigón la retracción está restringida. Sin embargo, hay un elevado grado de incertidumbre en la predicción de la retracción de las estructuras de hormigón, ya que esta propiedad varía considerablemente en función de muchos parámetros, incluyendo la composición del hormigón, el origen de los agregados, la humedad relativa ambiente, la geometría de la probeta y, más específicamente, la relación entre la superficie expuesta y el volumen del elemento estructural. Además, el

lento desarrollo de la retracción en función del tiempo hace que sea difícil obtener una predicción precisa para un hormigón dado a partir de mediciones tomadas a corto plazo en laboratorio. Consecuentemente, al pronosticar la retracción a largo plazo es dable esperar un coeficiente de variación de 20% o más.

Antes que una sección transversal de un miembro alcance un verdadero equilibrio de humedad, hay restricción de la retracción interna debido a los gradientes de humedad. En consecuencia, hay tensiones internas autoequilibrantes con tracción en la superficie y compresión en el interior. Si no es aliviado mediante fluencia lenta, este estado tensional puede provocar fisuración.

Con frecuencia la retracción y la fluencia lenta son responsables por las deflexiones y curvaturas excesivas, la pérdida de las tensiones de pretensado y la redistribución de tensiones internas y reacciones en miembros estáticamente indeterminados. Si no se la controla, la retracción por secado puede provocar problemas de serviciabilidad, tales como deflexiones excesivas, y problemas de durabilidad, tales como deterioro por ciclos de congelamiento y deshielo y corrosión en las fisuras.

Las buenas prácticas de diseño y construcción pueden minimizar la cantidad de fisuración y eliminar o controlar las grandes fisuras visibles minimizando la restricción usando armaduras y juntas de construcción adecuadas. En ACI 209R se puede encontrar más información sobre este tema. En la mayoría de las estructuras la fisuración debida a la retracción por secado nunca se puede eliminar. Este capítulo abarca la fisuración del hormigón endurecido provocada por la retracción por secado, el control de la fisuración y el uso de cementos expansivos para minimizar la fisuración. Las prácticas constructivas y especificaciones que minimizan la retracción por secado se tratan en el Capítulo 8.

3.2 - Causa de la fisuración provocada por la retracción por secado

La contracción (debida a la retracción por secado) de un componente de hormigón de una estructura siempre está sujeta a algún grado de restricción por parte de las fundaciones, otra parte de la estructura o las armaduras de acero empotradas en el hormigón. La combinación de retracción y restricción desarrolla tensiones de tracción dentro del hormigón. Debido a la baja resistencia a la tracción inherente al hormigón, con frecuencia habrá fisuración (Figura 3.1).

De la retracción no uniforme surge un grado de restricción adicional. Como el secado ocurre de manera no uniforme desde la superficie hacia el núcleo del hormigón, la fisuración creará tensiones de tracción internas próximas a la superficie y compresiones en el núcleo. La retracción diferencial puede provocar alabeo y fisuras superficiales. Con el tiempo, las fisuras superficiales pueden penetrar más profundamente en el miembro de hormigón, a medida que la parte interna está sujeta a retracción adicional.

Como se ilustra en la Figura 3.2, la tensión de tracción inducida por la restricción de la retracción por secado se reduce con el tiempo debido a la fluencia lenta o a la relajación de la tensión. Sin embargo, el beneficio de la fluencia lenta disminuye con la edad, de manera que la tendencia a la fisuración aumenta con el transcurso del tiempo.

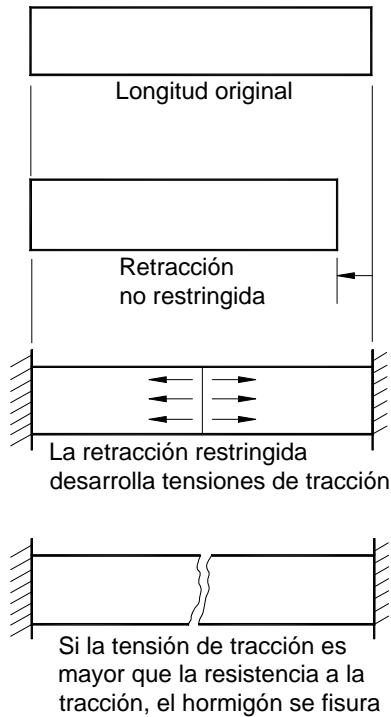


Fig. 3.1 - Fisuración del hormigón provocada por la retracción por secado

3.3 - Retracción por secado

Al secarse el hormigón se encoge o retrae. Al mojarse se expande. El grado de expansión no es tan grande como el de retracción. Estos cambios de volumen, junto con los cambios del contenido de humedad, constituyen una característica inherente al hormigón de cemento hidráulico. El cambio de contenido de humedad de la pasta cementicia también hace que el hormigón se retraiga. Los agregados reducen el volumen unitario de la pasta cementicia y proporcionan una restricción interna que reduce significativamente la magnitud de estos cambios volumétricos en el hormigón.

Además de la retracción por secado, la pasta cementicia también está sujeta a la retracción por carbonatación. Hay retracción como resultado de los efectos del dióxido de carbono sobre los cambios químicos del silicato de calcio hidratado y los productos de hidratación cristalinos y del secado de los poros debido a la eliminación del agua absorbida. El hidróxido de calcio formará carbonato de calcio reaccionando con el dióxido de carbono atmosférico. Como el dióxido de carbono no penetra más que aproximadamente 12 mm (0,5 in.) a partir de la superficie del hormigón de alta calidad con baja porosidad, la retracción por carbonatación es de escasa importancia para la retracción total de la mayoría de las estructuras de hormigón. Sin embargo, la carbonatación desempeña un importante papel en la retracción de las pequeñas probetas usadas para ensayos en laboratorio y en las estructuras construidas con hormigón poroso de baja calidad, particularmente cuando están expuestas a secado durante un período prolongado. La cantidad de retracción por carbonatación observada en una pequeña probeta de laboratorio puede ser mayor que la retracción del hormigón en la estructura. Este efecto es el resultado de la mayor relación área superficial-volumen de las probetas más pequeñas. Verbeck (1958) discute con mayor detalle la retracción debida a la carbonatación.

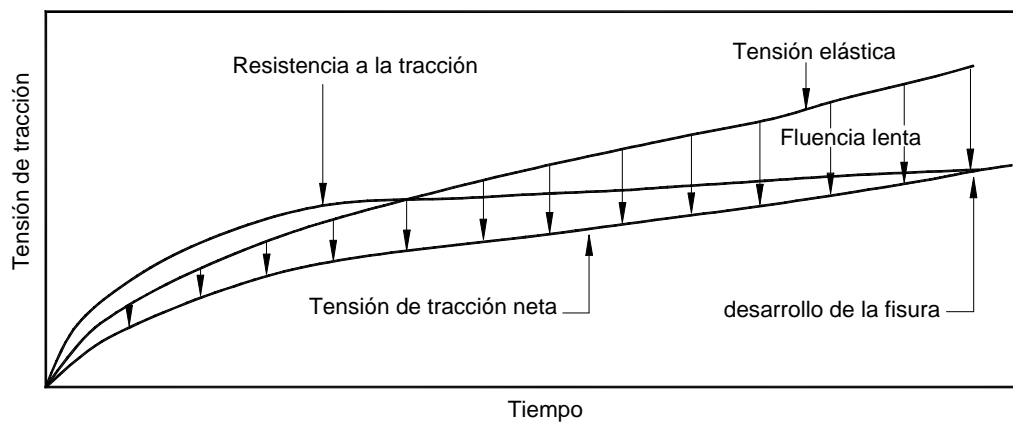


Fig. 3.2 - Efecto de la fluencia lenta sobre la tensión de tracción

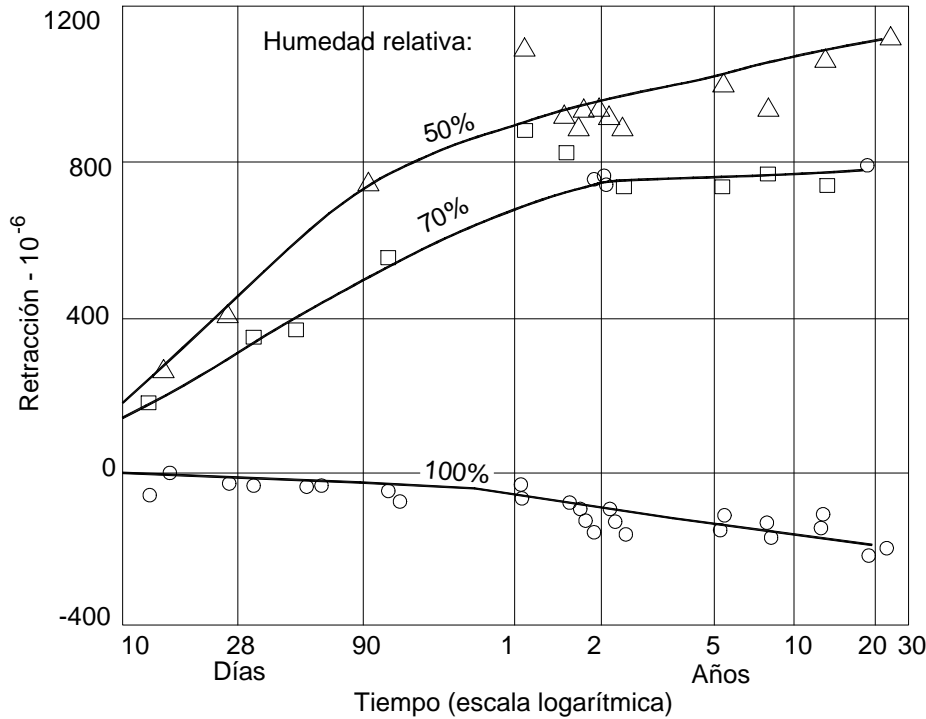


Fig. 3.3 - Relaciones entre la retracción y el tiempo para hormigones almacenados a diferentes humedades relativas. Tiempo a partir del final del curado húmedo a 28 días (Troxel, Raphael y Davis, 1958)

3.4 - Factores que controlan la retracción por secado del hormigón

Los principales factores que controlan la retracción última por secado del hormigón incluyen la humedad relativa, el tipo y contenido de los agregados (o contenido de pasta), el contenido de agua y la relación w/c . La tasa de pérdida de humedad y retracción de un hormigón determinado se ve influenciada por el tamaño del miembro de hormigón, la humedad relativa, la distancia desde la superficie expuesta y el tiempo de secado.

3.4.1 Humedad relativa y tiempo de secado – La humedad relativa tiene una gran influencia sobre la retracción última y la velocidad de retracción. Los resultados de los trabajos de Troxell, Raphael y Davis (1958) mostraron que cuanto menor era la humedad relativa mayor era la retracción última y la velocidad de retracción (Figura 3.3). La Figura 3.3 también ilustra la expansión que ocurre si el hormigón está expuesto a un suministro de agua constante; este proceso se conoce como hinchamiento. En el hormigón normal el hinchamiento es pequeño en relación con la retracción, y ocurre solamente cuando la humedad relativa se mantiene por encima de 94% (Lorman, 1940). Sin embargo, en el hormigón liviano el hinchamiento puede ser significativo (Neville y Brooks, 1985). La Figura 3.3 también muestra que el secado es un proceso lento. Pueden transcurrir muchos años antes de llegar a la retracción última porque la pérdida de humedad del hormigón endurecido es controlada por la difusión.

3.4.2 Influencia de la cantidad y tipo de agregados sobre la retracción – La retracción del hormigón se debe fundamentalmente a la retracción de la pasta cementicia endurecida. La presencia de agregados en el hormigón reduce la retracción total proveyendo una restricción elástica a la retracción de la pasta. Sin embargo, la retracción del hormigón no sólo está relacionada con el contenido relativo de agregados; hay otro efecto debido a la relación entre el módulo de elasticidad del agregado y el de la pasta hidratada. Cuando se utilizan agregados de alta calidad, los cuales se caracterizan principalmente por su baja capacidad de absorción, típicamente esta relación está comprendida entre cuatro y siete (Hansen y Almudaiheem, 1987). Esto también se ilustra en la Figura 3.4, donde una relación de módulos de elasticidad comprendida entre 1 y 2 indica una rigidez del agregado mucho más pequeña que la del agregado de peso normal.

Pickett (1956) y Hansen y Almudaiheem (1987) desarrollaron modelos constitutivos para predecir la influencia del contenido relativo de agregado y la relación de módulos sobre la retracción última del hormigón. El segundo modelo explica claramente porqué el hormigón liviano, para el mismo contenido relativo de agregados, exhibe considerablemente más retracción que el hormigón de peso normal. Esto también se ilustra en la Figura 3.4 cuando la relación de módulos está comprendida entre 1 y 2 porque la rigidez del agregado es mucho menor que la del agregado de peso normal.

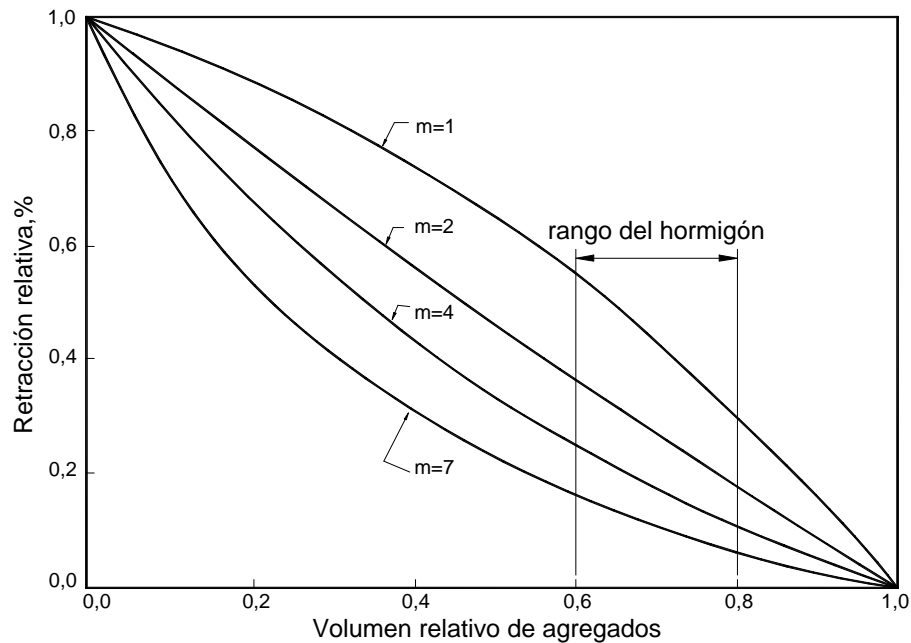


Fig. 3.4 - Efecto del contenido relativo de agregados y la relación de módulos sobre la retracción por secado del hormigón (Hansen y Almudaiheem, 1987)

La influencia de la capacidad de absorción de los agregados sobre la retracción del hormigón fue investigada por Carlson (1938). Esta influencia se ilustra en la Tabla 3.1; el hormigón tenía cementos y relaciones w/c idénticos. La absorción de un agregado, la cual es una medida de su porosidad, afecta su módulo de elasticidad o compresibilidad. Generalmente un módulo de elasticidad bajo está asociado con una alta absorción.

Tabla 3.1 - Efecto del tipo de agregado sobre la retracción del hormigón [según Carlson (1938)]

Agregado	Gravedad específica	Absorción	Retracción a 1 año, %
Arenisca	2,47	5,0	0,116
Pizarra	2,75	1,3	0,068
Granito	2,67	0,8	0,047
Caliza	2,74	0,2	0,041
Cuarzo	2,66	0,3	0,032

El cuarzo, la caliza, la dolomita, el granito, el feldespato y algunos basaltos se pueden clasificar como agregados de módulo superior, y dan como resultado hormigones con menores propiedades de retracción. El hormigón de alta retracción a menudo contiene arenisca, pizarra, anfíboles y algunos tipos de basaltos. Debido a que la rigidez de ciertos agregados, tales como el granito, la caliza o la dolomita, puede variar ampliamente, su efectividad para restringir la retracción por secado es variable.

Aunque la compresibilidad es la propiedad de un agregado que más influye en la retracción del hormigón, el propio agregado se puede retraer durante el secado. Esto es válido en el caso de la arenisca y otros agregados de baja capacidad de absorción. En general, los agregados con elevado módulo de elasticidad y baja absorción producirán hormigones con baja retracción última.

3.4.3 Contenido de pasta y relación w/c – La consistencia, medida mediante el ensayo de asentamiento, es un parámetro importante para dosificar el hormigón. La cantidad de agua de amasado necesaria para lograr un determinado asentamiento depende del tamaño máximo del agregado usado porque el tamaño máximo afecta el área superficial total de agregado que es necesario cubrir con pasta cementicia. Al disminuir el tamaño máximo del agregado aumenta el área superficial total a cubrir con pasta. Por lo tanto, se necesita más agua y cemento para lograr un asentamiento dado. Para una misma relación w/c , la retracción del hormigón aumenta a medida que aumenta el contenido de agua, porque aumenta el volumen de pasta; esto concuerda con las predicciones de la Figura 3.4 y con los resultados obtenidos por la Oficina Estadounidense de Reclamación (U.S. Bureau of Reclamation, 1975) ilustrados en la Figura 3.5. Para una relación w/c constante hay una relación aproximadamente lineal entre el contenido de agua (también de pasta) y la retracción del hormigón dentro del rango de contenidos de humedad listados. La temperatura también afecta el agua requerida por el hormigón fresco para lograr un mismo asentamiento (Figura 3.6).

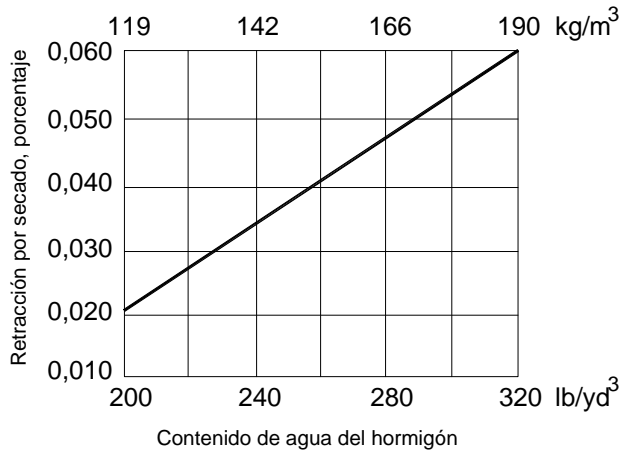


Fig. 3.5 - Efecto típico del contenido de agua del hormigón sobre la retracción por secado (USBR, 1981)

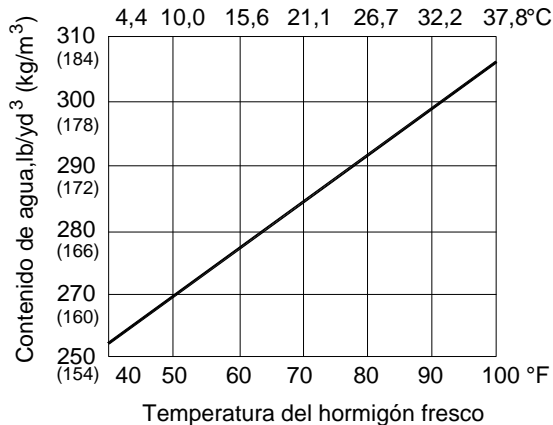


Fig. 3.6 - Efecto de la temperatura del hormigón fresco sobre el agua requerida (USBR, 1981)

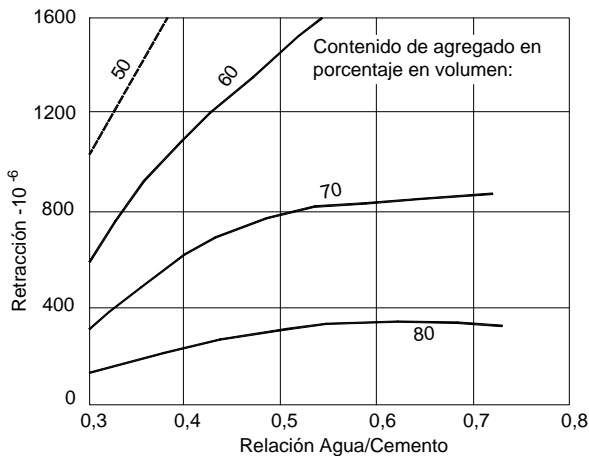


Fig. 3.7 - Influencia de la relación w/c y el contenido de agregado sobre la retracción (Odman, 1968)

Una reducción del contenido de agua, la cual reduce el contenido de pasta cementicia, reducirá la retracción por secado última del hormigón. Por lo tanto, el contenido de agua (y el contenido de pasta) de una mezcla de hormigón se debería minimizar a fin de minimizar la potencial retracción por secado y la tendencia a fisurarse del hormigón.

La Figura 3.7 ilustra que para un determinado contenido de agregado la retracción del hormigón aumenta con la relación w/c. Este efecto es más pronunciado para menores contenidos de agregado (Odman, 1968).

3.4.4 Influencia del tamaño del miembro – El tamaño y la forma del miembro de hormigón y la porosidad de la pasta cementicia afectan la velocidad de secado del hormigón y, por lo tanto, afectan la velocidad de retracción. La forma afecta la relación entre el área superficial y el volumen del miembro, y una mayor relación produce una mayor velocidad de secado. Para un hormigón dado, la retracción observada en un momento determinado disminuye cuando aumenta el tamaño de la probeta. Este efecto está ilustrado en la Figura 3.8 (Bryant y Vadhanavikkitt, 1987) donde se obtuvieron resultados correspondientes a retracción a largo plazo para probetas prismáticas de hasta 400 mm (8 in.) de espesor. Es posible que los miembros estructurales no lleguen a la retracción última durante la vida de servicio anticipada.

Otra consecuencia de la difusión de la humedad es que se desarrolla un gradiente de humedad entre la superficie y el interior. En una probeta que tiene evaporación de humedad en todas las superficies, la deformación por retracción es mayor en la superficie con menor contenido de humedad, y la deformación por retracción disminuye hacia el centro donde el contenido de humedad es más elevado. Como se ilustra en la Figura 3.9, en las superficies y en la proximidad de las mismas se producen tensiones de tracción, mientras que en el núcleo y en la proximidad del mismo se generan tensiones de compresión.

Si el secado se produce de manera asimétrica, ya sea debido al secado desde uno solo de los lados o debido a la asimetría de la propia estructura, se produce alabeo. En las losas de cimentación el mecanismo de alabeo es una de las principales causas de fisuración. La humedad se evapora solamente de la superficie superior, lo cual provoca mayor retracción en esta zona. El hormigón próximo a la superficie superior está parcialmente restringido contra la retracción, ya que está unido a hormigón ubicado más abajo en la propia losa, el cual está más húmedo y no se retrae tanto como la superficie superior. Esta restricción produce tensiones de tracción en la superficie superior y cerca de la misma, lo cual provoca el alabeo o la combadura de la losa; los bordes libres de la losa pueden llegar a separarse del terreno. Si los bordes de la losa están impedidos de moverse, como ocurre en las zapatas, y no se permite el alabeo de la losa, la superficie superior tiene mayores tensiones de tracción. Puede haber fisuración si las tensiones de tracción provocadas por la restricción de la retracción superan la resistencia a la tracción del hormigón. También puede haber fisuración cerca del borde de la losa al cargar un voladizo alabeado.

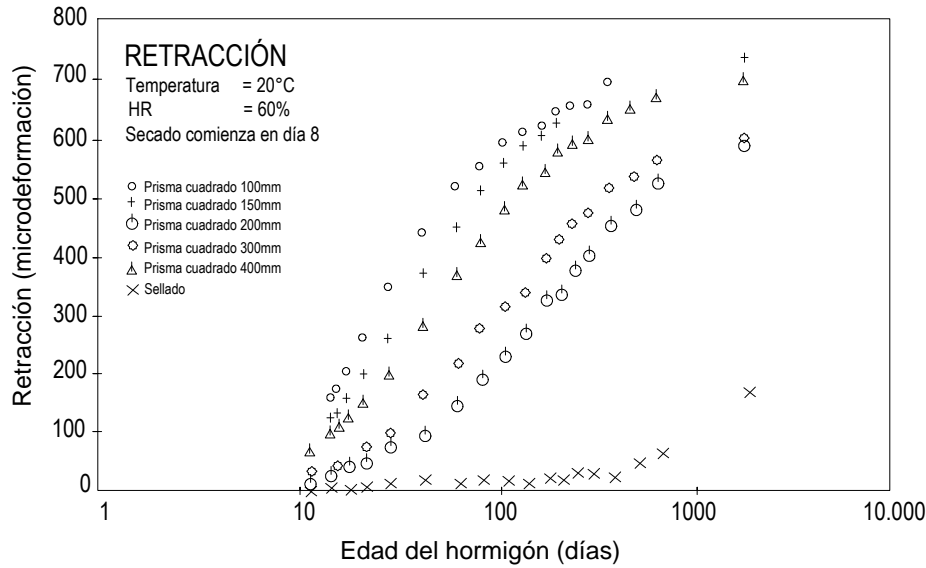


Fig. 3.8 - Influencia del tamaño de la probeta sobre la retracción (Bryant y Vadhanavikkit, 1987)

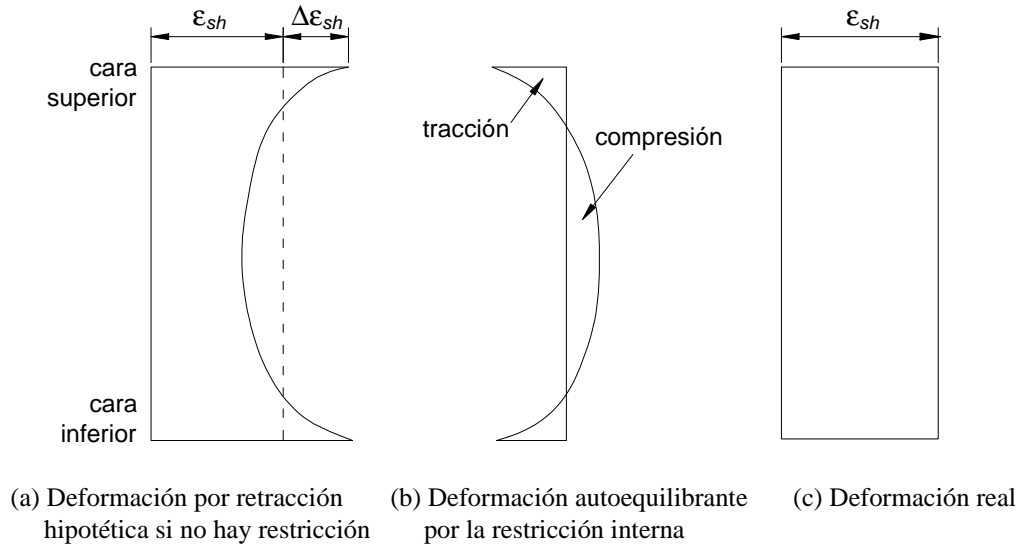


Fig. 3.9 - Restricción interna de la retracción

3.4.5 Efecto del curado sobre la retracción – Carlson (1938) informó que la duración del curado húmedo del hormigón no afecta demasiado la retracción por secado última. Resultados de ensayo obtenidos del Departamento de Transporte de California (1963) indican que se produjo sustancialmente la misma retracción en el hormigón curado en húmedo durante 7, 14 y 28 días antes de comenzar el secado. En lo que respecta a la tendencia a fisurarse del hormigón, un curado húmedo prolongado puede no ser beneficioso. En general se recomienda continuar el curado húmedo al menos durante 7 días. (ACI 309 contiene más recomendaciones.)

El curado sellado consiste en un curado sin pérdida ni adición de agua. Elimina otros tipos de retracción, de manera que toda la retracción resultante será autógena. La retracción autógena es un resultado del hecho que los productos de hidratación ocupan un volumen menor que el volumen original del cemento y el agua. La autodisecación constituye un problema en los hormigones con bajas relaciones w/c en condiciones selladas bajo las cuales los poros se secan y la hidratación se vuelve más lenta. Típicamente la deformación por retracción autógena es de alrededor de 40 a 100×10^{-6} (Davis, 1940). Houk, Paxton y Houghton (1969) hallaron que la retracción autógena aumenta en función del aumento de temperatura, el contenido de cemento y la fineza del cemento.

3.4.6 Efecto de los aditivos – El efecto de los aditivos sobre la retracción del hormigón aún no es claro. Por ejemplo, la retracción a edad temprana parece aumentar alrededor de 100% en presencia de cloruro de calcio, mientras que la retracción a edad más avanzada aumenta en 40% en comparación con las probetas de control (ACI 212.3R).

La incorporación de aire no parece aumentar la retracción en más de un 10% para contenidos de aire de hasta alrededor de 5% (Carlson, 1938).

Los resultados de trabajos realizados por Ghosh y Malhotra (1979), Brooks, Wainwright y Neville (1979), y Feldman y Swenson (1975) indican que el uso de aditivos reductores del agua de alto rango aumenta la retracción. De acuerdo con Ytterberg (1987), los aditivos reductores del agua de alto rango no necesariamente reducen la retracción en proporción con su capacidad de reducir el contenido de agua.

3.5 - Control de la fisuración por retracción

Si las superficies están expuestas a aire con baja humedad relativa o a fuertes vientos, el hormigón tiende a retraerse por efecto del secado. Debido a que diferentes tipos de restricciones impiden que el hormigón se contraiga libremente es de esperar que ocurra fisuración, a menos que la humedad relativa ambiente se mantenga próxima a 100%. El control de la fisuración consiste en reducir a un mínimo la tendencia a la fisuración del hormigón, usando armaduras adecuadas y correctamente ubicadas, y usando juntas de retracción. El Código Modelo CEB-FIP (1990) contiene numerosas recomendaciones sobre el control de la fisuración por retracción, incluyendo una lista de diversos coeficientes para determinar los niveles de retracción anticipables. El control de la fisuración por medio de prácticas constructivas adecuadas está cubierto en el Capítulo 8.

La fisuración también se puede minimizar usando cementos expansivos para producir hormigones compensadores de la retracción. Esto se discute en la Sección 3.6.

3.5.1 Reducción de la tendencia a la fisuración – La mayoría de las medidas que se pueden adoptar para reducir la retracción del hormigón también reducirán la tendencia a la fisuración. La retracción por secado se puede reducir usando menos agua en la mezcla y el mayor tamaño máximo de agregado posible. Se puede lograr un menor contenido de agua usando un agregado bien graduado, una consistencia más rígida y una mayor temperatura inicial del hormigón.

El hormigón puede soportar mayores deformaciones por tracción si la tensión se aplica lentamente; por lo tanto, es recomendable impedir el secado rápido del hormigón. El secado rápido del hormigón se puede impedir usando compuestos de curado, aún después de un curado con agua.

3.5.2 Armaduras – Ubicadas correctamente y empleadas en cantidades adecuadas, las armaduras reducirán el número y el ancho de las fisuras, reduciendo la fisuración desagradable a la vista. Al distribuir las deformaciones por retracción a lo largo

de la armadura por medio de las tensiones de adherencia, las fisuras se distribuyen de manera que se produce un mayor número de fisuras de poca abertura, en lugar de unas pocas fisuras muy abiertas. A pesar de que resulta práctico usar armaduras para controlar la fisuración en secciones de hormigón relativamente angostas, éstas no son necesarias en estructuras masivas, tales como presas de hormigón, ya que estas estructuras presentan bajos niveles de retracción por secado. En ACI 318 ó ACI 350R se indica la mínima cantidad y separación de armadura a utilizar en losas de piso, losas de techo y muros estructurales para controlar la fisuración por temperatura y retracción. La cuantía mínima de armadura – comprendida entre 0,18 y 0,20% – normalmente no controla las fisuras manteniéndolas dentro de límites de diseño aceptables. Para controlar las fisuras y mantenerlas en un nivel en general aceptable es necesario que la cuantía requerida sea mayor que alrededor de 0,60%.

3.5.3 Juntas – Emplear juntas es un método efectivo para impedir la formación de fisuras desagradables a la vista. Si en una longitud o superficie considerable de hormigón, como por ejemplo un muro, losa o pavimento, no se proveen juntas adecuadas el hormigón se fisurará y formará sus propias juntas.

Las juntas de retracción para muros se materializan, por ejemplo, fijando listones de madera o goma a los encofrados, lo cual deja ranuras verticales de poco ancho en el hormigón en ambas caras del muro. La fisuración por retracción del muro debería ocurrir en las ranuras, aliviando las tensiones en el muro e impidiendo la formación de fisuras desagradables entre las juntas. Estas ranuras se deberían sellar para impedir que penetre la humedad. En los pavimentos y losas de cimentación generalmente se usan juntas aserradas. La ubicación de las juntas depende de las particularidades de la colocación. Para determinar dónde ubicar las juntas se debería estudiar cada elemento en forma individual. ACI 224.3R trata el uso de juntas en las construcciones de hormigón. ACI 504R y ACI 302.1R contienen lineamientos sobre selladores para juntas y ubicación de juntas de contracción en losas de hormigón.

3.6 - Hormigón compensador de la retracción

Se puede utilizar hormigón compensador de la retracción preparado con cementos expansivos para minimizar o eliminar la fisuración por retracción. En ACI 223, ACI 223 (1970), ACI SP-38 y ACI SP-64 se resumen las propiedades y aplicaciones del hormigón de cemento expansivo. De los diversos cementos expansivos producidos en el pasado, actualmente el cemento compensador de la retracción Tipo K (ASTM C 845) es el único disponible en los Estados Unidos. También es posible conseguir diversos materiales que se pueden usar como componentes para elaborar hormigón compensador de la retracción.

En el hormigón compensador de la retracción la expansión de la pasta cementicia durante los primeros días de hidratación desarrollará un bajo nivel de pretensión, induciendo tensiones de tracción en el acero y tensiones de compresión en el

hormigón. El nivel de las tensiones de compresión desarrolladas en el hormigón compensador de la retracción varía entre 0,2 y 0,7 MPa (25 a 100 psi). Normalmente cuando el agua se comienza a evaporar del hormigón se produce retracción. La retracción del hormigón reducirá o eliminará su precompresión. La expansión inicial del hormigón reduce la magnitud de cualquier tensión de tracción que se desarrolle debido a la retracción no restringida. Este concepto básico de usar cemento expansivo para producir un hormigón compensador de la retracción se ilustra en la Figura 3.10. Para permitir una expansión adecuada es posible que sea necesario prever detalles especiales en las juntas.

En la Figura 3.11 se compara una historia típica de cambio de longitud de un hormigón compensador de la retracción con la de un hormigón de cemento portland. La cantidad de armadura que normalmente se usa en el hormigón armado elaborado con cementos portland generalmente es más que adecuada para proveer la restricción elástica necesaria para el hormigón compensador de la retracción. Para aprovechar plenamente el potencial expansivo del hormigón compensador de la retracción, para minimizar o impedir la fisuración por retracción de las superficies de hormigón, es importante iniciar un curado con agua efectivo e interrumpido (cubierta húmeda o inundación) inmediatamente después del acabado final. En losas sobre subrasantes bien saturadas se han usado exitosamente tanto el curado con membranas humedecidas por rociado como las cubiertas impermeables. Si un hormigón compensador de la retracción no se cura adecuadamente, se puede producir una expansión insuficiente que no logre elongar el acero y consecuentemente el hormigón se fisurará por retracción por secado. ACI 223R contienen recomendaciones e información específica sobre el uso de hormigón compensador de la retracción.

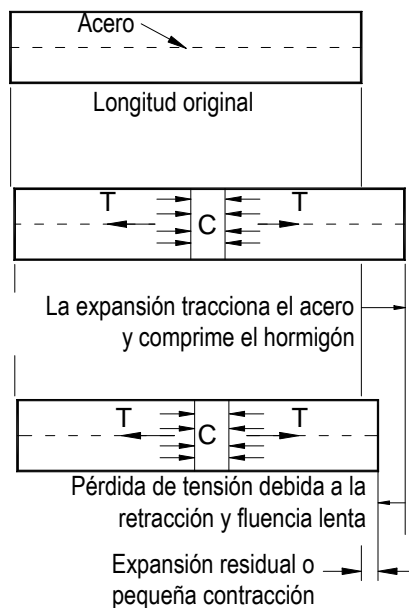


Fig. 3.10 - Concepto básico del hormigón compensador de la retracción

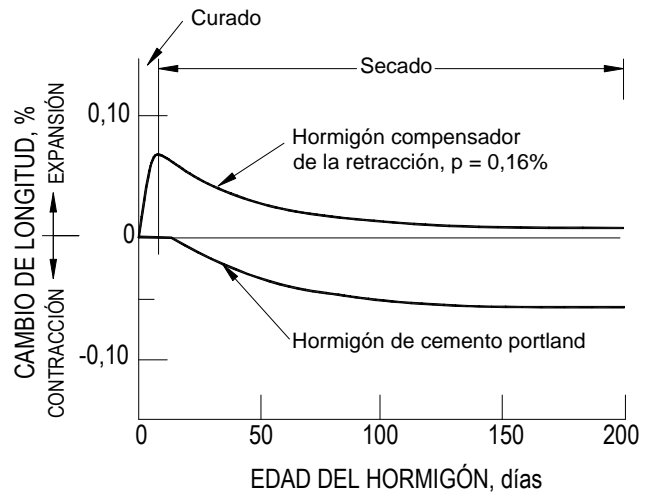


Fig. 3.11 - Características de cambio de longitud para hormigón compensador de la retracción y hormigón de cemento portland (humedad relativa = 50%)

CAPÍTULO 4 - CONTROL DE LA FISURACIÓN EN MIEMBROS FLEXIONADOS

4.1 Introducción

En los miembros flexionados el control de la fisuración puede ser tan importante como el control de la deflexión. La fisuración de la zona traccionada de una viga armada comienza con niveles de tensión muy bajos en la armadura, tan bajos como 20 MPa (3000 psi). Para las superficies de hormigón expuestas el control de la fisuración también es importante desde el punto de vista estético.

El papel que desempeñan las fisuras en la corrosión de las armaduras es un tema controvertido (ACI 222R). Un punto de vista es que las fisuras reducen la vida de servicio de las estructuras porque permiten que la carbonatación penetre más rápidamente y que los iones cloruro, la humedad y el oxígeno lleguen hasta el acero de las armaduras. Otro punto de vista es que, aunque las fisuras aceleran el inicio de la corrosión, la corrosión es localizada. Con el tiempo los cloruros y el agua penetran el hormigón no fisurado e inician una corrosión más generalizada. En consecuencia, luego de algunos años de servicio hay poca diferencia entre la cantidad de corrosión en el hormigón fisurado y el no fisurado. Los parámetros más importantes para la protección contra la corrosión son el recubrimiento de hormigón y la calidad del hormigón.

Este capítulo se ocupa principalmente de las fisuras provocadas por tensiones de flexión y tracción, aún cuando la temperatura, la retracción, el corte y la torsión también pueden provocar fisuración. La fisuración en ciertas estructuras especializadas, tales como tanques, tolvas y silos de hormigón, están fuera del alcance de este informe. La fisuración del hormigón en estas estructuras se describe en Yerlici (1975) y en ACI 313 y ACI 350R.

Durante los últimos cincuenta años se han realizado numerosas investigaciones sobre la fisuración de vigas. La mayoría de los trabajos realizados antes de 1970 fue revisada por el Comité ACI 224 (1971) en la Bibliografía ACI No. 9. En este capítulo se referencian trabajos adicionales. Leonhardt (1977 y 1988) presenta un repaso exhaustivo de la fisuración en estructuras de hormigón armado y pretensado. El Código Modelo CEB-FIP para Estructuras de Hormigón (1990) da el enfoque europeo sobre la evaluación de anchos de fisura y anchos de fisura admisibles.

Tanto en Estados Unidos como en Europa, para limitar la fisuración bajo cargas de servicio los códigos de práctica se centran en ecuaciones para predecir anchos de fisura. En este informe se repasan varias de las más importantes ecuaciones para predecir anchos de fisura. La tendencia del diseño de hormigón armado y pretensado para asegurar una fisuración aceptable bajo cargas de servicio consiste en proveer un detallado adecuado, tal como requisitos de armadura mínima y correcta selección de los diámetros de las barras, separación de las barras y reducción de las restricciones, antes que en tratar de aplicar métodos sofisticados para calcular las fisuras (Schlaich, Schafer y Jennewien, 1987; Halvorsen, 1987).

Algunos trabajos han usado barras de polímeros reforzados con fibra (FRP, según sus siglas en inglés) como material de refuerzo (Nawy y Neuwerth, 1977; Dolan, 1990). Sin embargo, la experiencia sobre este tema es limitada, por lo que este informe no abarca las estructuras reforzadas con estos materiales.

4.2 - Ecuaciones para el control de la fisuración en vigas de hormigón armado

Se han propuesto diversas ecuaciones para predecir los anchos de fisura en miembros flexionados, la mayoría de las cuales fueron revisadas en la versión original de este informe (Comité ACI 224, 1972) y en publicaciones clave listadas en las referencias. El control de la fisuración se provee calculando el ancho de fisura probable y dimensionando los elementos estructurales de manera que el ancho calculado sea menor que algún valor predefinido. La mayoría de las ecuaciones predicen el ancho de fisura máximo probable, lo que significa que alrededor del 90% de los anchos de fisura en el miembro estarán por debajo del valor calculado. Sin embargo, algunas investigaciones han mostrado que en las vigas pueden ocurrir fisuras aisladas de más del doble del máximo calculado (Holmberg y Lindgren, 1970), aunque generalmente el coeficiente de variación del ancho de fisura es de alrededor de 40% (Leonhardt, 1977). Existe evidencia de que este rango de variabilidad del ancho de fisura puede aumentar con el tamaño del miembro (Comité ACI 224, 1972).

En las secciones siguientes se presentan ecuaciones para el control de la fisuración.

4.2.1 Enfoque de ACI hasta ACI 318-95 – Los requisitos para el control de la fisuración por flexión en vigas y losas armadas en una sola dirección de gran espesor (relación

longitud-profundidad comprendida entre 15 y 20) se basan en el análisis estadístico (Gergely y Lutz, 1968) de datos sobre ancho de fisura obtenidos de diferentes fuentes. En base a este análisis se llegó a las siguientes conclusiones de carácter general:

- La tensión en las armaduras es la variable más importante;
- El espesor del recubrimiento de hormigón es una variable importante, pero no es la única consideración geométrica;
- El área de hormigón que rodea a cada una de las barras de armadura es también una variable geométrica importante;
- El diámetro de las barras no es una variable importante; y
- La relación entre el ancho de fisura en la superficie y el ancho en el nivel de la armadura es proporcional a la relación entre la deformación nominal en la superficie y la deformación en la armadura.

Las ecuaciones que se consideraba predecían más adecuadamente los anchos máximos probables de las fisuras en el fondo y los laterales de una viga son:

$$w_b = 0,091 \sqrt[3]{t_b A} \beta (f_s - 5) \times 10^{-3} \quad (4-1a)$$

$$w_s = \frac{0,091 \sqrt[3]{t_b A}}{1 + t_s / h_l} (f_s - 5) \times 10^{-3} \quad (4-1b)$$

donde

w_b = ancho máximo de fisura más probable en el fondo de la viga, in.;

w_s = ancho máximo de fisura más probable a nivel de las armaduras, in.;

f_s = tensión en el acero de las armaduras, ksi;

A = área de hormigón simétrica con las armaduras dividido por el número de barras, in.²;

t_b = recubrimiento inferior hasta el centro de la barra, in.;

t_s = recubrimiento lateral hasta el centro de la barra, in.;

b = relación entre la distancia entre el eje neutro y la cara traccionada y la distancia entre el eje neutro y las armaduras, alrededor de 1,20 en vigas; y

h_l = distancia entre el eje neutro y las armaduras, in.

Simplificando la Ecuación (4-1a) se obtiene la siguiente ecuación:

$$w = 0,076 \beta f_s \sqrt[3]{d_c A} \times 10^{-3} \quad (4-2a)$$

donde

w = ancho máximo de fisura más probable, in.; y

d_c = espesor del recubrimiento desde la fibra extrema traccionada hasta la barra más cercana, in.

Si se usa la deformación ϵ_s en las armaduras en vez de la tensión f_s , la Ecuación (4-2) se transforma en:

$$w = 2,2 \beta \epsilon_s \sqrt[3]{d_c A} \quad (4-2b)$$

La Ecuación (4-3) es válida en cualquier sistema de unidades.

La fisuración de las losas de gran espesor (relación longitud-profundidad comprendida entre 15 y 20) armadas en una sola dirección es similar a la de las vigas de poca altura. Para las losas armadas en una sola dirección con un recubrimiento de hormigón libre superior a 25,4 mm (1 in.), la Ecuación (4-2) se puede aplicar correctamente si se usa $\beta = 1,25$ a $1,35$.

La Sección 10.6 de ACI 318-95 usa la Ecuación (4-2) con $\beta = 1,2$ de la siguiente manera:

$$z = f_s \sqrt[3]{d_c A} \quad (4-3)$$

y permite calcular z con f_s igual al 60% de la resistencia a la fluencia especificada f_y en vez de realizar un cálculo exacto.

En ACI 318-95 y versiones anteriores del código, el máximo admisible $z = 175$ kips por in. para exposición interior corresponde a un ancho de fisura probable de 0,41 mm (0,016 in.). Este nivel de ancho de fisura puede ser excesivo desde el punto de vista estético.

ACI 318 ha permitido un valor de $z = 175$ kips por in. para exposición exterior en base a un valor de ancho de fisura de 0,33 mm (0,013 in.). Aunque aplicando la Ecuación (4-2) [Ecuación (10-4) de ACI 318-95] al caso de vigas se obtienen valores adecuados para el control de la fisuración, su aplicación a losas armadas en una dirección con el recubrimiento típico de 20 mm (3/4 in.) y armaduras de acero con resistencia a la fluencia de 60 ksi (400 MPa) o menos da por resultado armaduras con grandes separaciones. Sin embargo, los requisitos de la Sección 7.6.5 de ACI 318-95 imponen una limitación directa a la separación de las armaduras en losas armadas en una dirección.

ACI 340R contiene ayudas de diseño para la aplicación de la Ecuación (4-3).

4.2.2 Enfoque de ACI 318-99 – Dada la variabilidad inherente a la fisuración, actualmente el Comité ACI 318 cree que puede llevar a confusión sostener que efectivamente se pueden calcular los anchos de fisura. Los tres parámetros importantes en la fisuración por flexión son la tensión en el acero, el recubrimiento y la separación de las barras. El parámetro más importante es la tensión en el acero.

Una reevaluación de los datos sobre fisuración (Frosch, 1999) permitió obtener una nueva ecuación para determinar los anchos de las fisuras por flexión en miembros de hormigón armado en base al fenómeno físico. Este estudio mostró que las anteriores ecuaciones para el cálculo del ancho de fisura son válidas para un rango de recubrimientos relativamente pequeño [hasta 63 mm (2,5 in.)].

La Sección 10.6 de ACI 318-99 no distingue entre exposición interior y exterior. Requiere que para el control de la fisuración en vigas y losas armadas en una dirección la separación de la armadura más próxima a una superficie traccionada no debe ser mayor que el valor dado por

$$s \text{ (in.)} = \left[(540 / f_s) - 2,5c_c \right] \quad (4-4a)$$

pero tampoco mayor que $12(36/f_s)$ ó 12 in., donde

f_s = tensión calculada en la armadura bajo cargas de servicio (ksi) = momento no factoreado dividido por el producto del área de acero por el brazo de momento interno. Alternativamente f_s se puede tomar igual a 0,60;

c_c = recubrimiento libre entre la superficie traccionada más próxima y la armadura de tracción por flexión, in.; y

s = separación entre centros de la armadura de tracción por flexión más próxima a la superficie de la cara extrema traccionada, in.

La expresión en unidades del SI para la separación de la armadura de la Ecuación (4-4a) (f_s en MPa) es

$$s \text{ (mm)} = \left[(95.000 / 540 f_s) - 2,5c_c \right] \quad (4-4b)$$

pero nunca mayor que $300(252/f_s)$ mm.

4.2.3 Recomendaciones del CEB-FIP y el Eurocódigo EC2 – Otras organizaciones alrededor del mundo han desarrollado procedimientos para pronosticar anchos de fisura en hormigón estructural, desde el hormigón armado convencionalmente hasta el hormigón parcialmente armado y el totalmente pretensado. Los procedimientos de ACI 318 sólo cubren el hormigón armado convencionalmente. Las recomendaciones para control de la fisuración propuestas en el Código Modelo Europeo para Estructuras de Hormigón (CEB-FIP, 1990; Euro EC2, 1997) se aplican, con modificaciones, tanto al hormigón armado como al hormigón pretensado. Estas recomendaciones se resumen en las siguientes secciones.

4.2.3.1 Requisitos del CEB-FIP 1990 – El ancho de fisura característico en vigas w_k se expresa de la siguiente manera, en términos de la longitud $l_{s,max}$ en la cual hay deslizamiento entre la armadura de acero y el hormigón (que se aproxima a la separación de las fisuras en fisuración estabilizada)

$$w_k = l_{s,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} - \epsilon_{cs}) \quad (4-5)$$

donde

ϵ_{sm} = deformación media de la armadura dentro de la longitud del segmento, $l_{s,max}$;

ϵ_{cm} = deformación media del hormigón dentro de la longitud del segmento, $l_{s,max}$; y

ϵ_{cs} = deformación del hormigón debido a la retracción.

El ancho característico de fisura w_k no puede ser mayor que el ancho de fisura limitante w_{lim} , es decir

$$w_k \leq w_{lim} \quad (4-6)$$

donde w_{lim} = valor límite nominal del ancho de fisura especificado para casos en los cuales se anticipan consecuencias funcionales de la fisuración (tal como las

condiciones estipuladas en la Tabla 4.1). En ausencia de requisitos específicos, tal como hermeticidad al agua o clases específicas de exposición según lo tabulado en el Código CEB, un valor limitante de w_{lim} igual a 0,30 mm (0,012 in.) resulta satisfactorio desde los puntos de vista estético y de ductilidad.

Tabla 4.1 - Guía para anchos de fisura razonables*, hormigón armado bajo cargas de servicio

Condición de Exposición	Ancho de fisura	
	in.	mm
Aire seco o membrana protectora	0,016	0,41
Humedad, aire húmedo, suelo	0,012	0,30
Productos químicos descongelantes	0,007	0,18
Agua de mar y rocío de agua de mar, humedecimiento y secado	0,006	0,15
Estructuras para retención de agua†	0,004	0,10

* Es de esperar que una parte de las fisuras de la estructura superarán estos valores. Con el tiempo, el porcentaje de fisuras que superan estos valores puede ser significativo. Estos son lineamientos generales para el diseño, que se deben utilizar juntamente con un sólido juicio profesional.

† Excluyendo tuberías sin presión.

La longitud $l_{s,max}$ de la Ecuación (4-5) se puede definir como

$$l_{s,max} = 2 \cdot \frac{(\sigma_{s2} - \sigma_{s1})}{(4\tau_{bk})} \cdot \phi_s \quad (4-7a)$$

donde

σ_{s2} = tensión en la armadura en la ubicación de la fisura, MPa;

σ_{s1} = tensión en la armadura en el punto de deslizamiento nulo, MPa;

ϕ_s = diámetro de las barras de armadura o diámetro equivalente de un paquete de barras, mm;

t_{bk} = valor fractil inferior de la tensión media de adherencia, MPa = $1,8 f_{ctm(t)}$; y

$f_{ctm(t)}$ = valor medio de la resistencia a la tracción del hormigón en el momento que se forma la fisura.

Para fisuración estabilizada la expresión se puede simplificar de la siguiente manera

$$l_{s,max} = \frac{\phi_s}{3,6\rho_{s,ef}} \quad (4-7b)$$

Para la formación de una única fisura la Ecuación (4-6) se expresa como

$$l_{s,max} = \sigma_{s2} \frac{\phi_s}{2\tau_{bk}(1 + n\rho_{s,ef})} \quad (4-8)$$

Para un cálculo sencillo se puede asumir que el término es igual a 1,0; siendo n la relación de módulos E_s/E_c , donde

$\rho_{s,ef}$ = cuantía de armadura efectiva, $A_s/A_{c,ef}$;

A_s = sección de armadura de tracción, mm²; y

$A_{c,ef}$ = sección efectiva de hormigón en tracción, mm².

La sección efectiva de hormigón en tracción se puede calcular como

$$A_{c,ef} = b[2,5(h-d)] \quad (4-9)$$

donde

b = ancho de la viga del lado traccionado;

h = altura total de la sección; y

d = profundidad efectiva hasta el baricentro de la armadura de tracción.

Para fisuración estabilizada, el ancho medio de la fisura se puede estimar en base a la separación media de las fisuras de manera que

$$s_{rm} = \frac{2}{3} l_{s,max} \quad (4-10)$$

donde s_{rm} es el valor medio de la separación de las fisuras (mm) en la viga.

4.2.3.2 Requisitos del Eurocódigo EC2 – El Eurocódigo EC2 requiere limitar la fisuración a un nivel que no perjudique el correcto funcionamiento de la estructura ni provoque que su apariencia sea inaceptable (Euro EC2, 1997; Beckett y Alexandrou, 1997; Nawy, 2001). Limita el ancho máximo de fisura de diseño a 0,30 mm (0,012 in.) para carga sostenida bajo condiciones ambientales normales. Se espera que este techo sea satisfactorio desde el punto de vista de la apariencia y la durabilidad. Para condiciones ambientales más severas estipula requisitos más estrictos.

El código estipula que el ancho de fisura de diseño se debe evaluar mediante la siguiente expresión

$$w_k = \beta s_{rm} \epsilon_{sm} \quad (4-11)$$

donde

w_k = ancho de fisura de diseño;

s_{rm} = separación media de fisuras estabilizadas;

ϵ_{sm} = deformación media bajo combinaciones de cargas relevantes y tomando en cuenta efectos tales como rigidización por tracción o retracción; y

β = coeficiente que relaciona el ancho de fisura medio con el valor de diseño

= 1,7 para fisuración inducida por las cargas y para fisuración por restricción en secciones con dimensión mínima superior a 800 mm (32 in.)

La deformación ϵ_{sm} en la sección se obtiene de la siguiente expresión

$$\varepsilon_{sm} = \sigma_s / E_s \left[1 - \beta_1 \beta_2 (\sigma_{sr} / \sigma_s)^2 \right] \quad (4-12)$$

donde

σ_s = tensión en la armadura de tracción calculada en base a una sección fisurada, MPa;

σ_{sr} = tensión en la armadura de tracción calculada en base a una sección fisurada bajo condiciones de carga que provocan la primera fisura, MPa;

β_1 = coeficiente que toma en cuenta las características de adherencia de las barras
= 1,0 para barras conformadas y 0,5 para barras lisas;

β_2 = coeficiente que toma en cuenta la duración de las cargas
= 1,0 para cargas únicas o de corta duración y 0,5 para cargas sostenidas o cíclicas; y

E_s = módulo de elasticidad de la armadura, MPa.

La separación media de fisuras estabilizadas s_{rm} se evalúa mediante la siguiente expresión

$$s_{rm} = 50 + 0,25 k_1 k_2 d_b / \rho_t \quad (mm) \quad (4-13)$$

donde

d_b = diámetro de barra, mm;

ρ_t = cuantía efectiva = A_s/A_{ct} ; la sección efectiva de hormigón en tracción A_{ct} es generalmente el área de hormigón que rodea la armadura de tracción de una profundidad igual a 2,5 veces la distancia desde la cara traccionada de la sección de hormigón hasta el baricentro de la armadura. Para losas donde la profundidad de la zona traccionada puede ser pequeña, la altura del área efectiva no se debe tomar mayor que $[(c - d_b)/3]$, donde c = recubrimiento libre hasta la armadura, mm;

k_1 = 0,8 para barras conformadas y 1,6 para barras lisas; y

k_2 = 0,5 para flexión y 1,0 para tracción pura.

Para tracción excéntrica o para áreas localizadas, se puede usar un valor promedio $k_2 = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2) / 2\varepsilon_1$, donde ε_1 es la mayor deformación en los bordes de la sección y ε_2 es la menor, determinadas en base a una sección fisurada.

En ausencia de cálculos rigurosos como los descritos hasta este momento, la elección de la mínima sección de armadura A_s para control de la fisuración se estipula de manera que

$$A_s = k_c k_f f_{ct,eff} A_{ct} / \sigma_s \quad (4-14)$$

donde

A_s = sección de armadura dentro de la zona de tracción, mm;

A_{ct} = sección efectiva de hormigón en tracción, mm;

σ_s = máxima tensión permitida en la armadura luego de la formación de la fisura. En vez de σ_s se puede tomar la resistencia a la fluencia, aunque puede que sean necesarios valores menores para satisfacer los anchos de fisura límite;

$f_{ct,eff}$ = resistencia a la tracción del hormigón efectiva al momento de la formación de la primera fisura. Se puede usar un valor de 3 MPa (435 psi);

k_c = coeficiente que representa la naturaleza de la distribución de las tensiones,
= 1,0 para tracción directa y 0,4 para flexión; y

k = coeficiente que toma en cuenta las tensiones no uniformes debidas a la restricción resultante de deformaciones intrínsecas o extrínsecas. Varía entre 0,5 y 1,0 ($N/mm^2 = 1 \text{ MPa}$).

El Código EC2 también estipula que los anchos de las fisuras provocadas predominantemente por flexión generalmente no superarán los 0,30 mm (0,012 in.) estipulados si el tamaño y separación de las armaduras se encuentran dentro de los rangos de valores dados en las Tablas 4.2 y 4.3 para tamaño y separación de las barras (Euro EC2, 1997; Veckett y Alexandrou, 1997; Nawy, 2001). Para condiciones de exposición severas, como las listadas en la Tabla 4.1, el cálculo de los anchos de fisura es obligatorio.

Tabla 4.2 - Diámetro máximo de barra para barras de alta adherencia

Tensión en el acero, MPa	Tamaño máximo de barra, mm
160	32
200	25
240	20
280	16
320	12
360	10
400	8
450	6

Tabla 4.3 - Máxima separación de las barras para barras de alta adherencia

Tensión en el acero, MPa	Máxima separación de las barras, mm	
	Flexión pura	Tracción pura
160	300	200
200	250	150
240	200	125
280	150	75
320	100	—
360	50	—

4.3 - Control de la fisuración en losas y placas armadas en dos direcciones

Las ecuaciones para el control de la fisuración en vigas subestiman los anchos de fisura que se desarrollan en las losas

y placas armadas en dos direcciones (Nawy y Blair, 1971) y no le indican al diseñador cómo separar las armaduras. En las losas y placas armadas en dos direcciones los anchos de fisura son controlados principalmente por el nivel de tensión en el acero y la separación de las armaduras en las dos direcciones ortogonales. Además, en las losas y placas armadas en dos direcciones el recubrimiento libre de hormigón es casi constante [20 mm (3/4 in.) para la mayoría de las losas estructurales interiores], mientras que constituye una variable sumamente importante en las ecuaciones de control de la fisuración para vigas.

A partir del análisis de datos sobre fisuración en losas y placas armadas en dos direcciones (Nawy y Blair, 1971) se obtuvo la siguiente ecuación para predecir el ancho máximo de fisura

$$w = k\beta f_s \sqrt{I} \quad (4-15)$$

donde los términos dentro del radical colectivamente se denominan índice de empujamiento:

$$I = \frac{d_{b1}s_2}{\rho_{r1}} = \left[\frac{s_1s_2d_c}{d_{b1}} \frac{8}{\pi} \right]$$

k = coeficiente de fractura de valor $k = 2,8 \times 10^{-5}$ para losas y placas cuadradas de acción bidireccional restringidas y uniformemente cargadas. Para cargas o reacciones concentradas o cuando la relación entre el lado corto y el lado largo es menor que 0,75 pero mayor que 0,5 es aplicable el valor $k = 2,1 \times 10^{-5}$. Para relaciones de aspecto menores que 0,5 el valor de k es $1,6 \times 10^{-5}$;

β = 1,25 (valor seleccionado para simplificar los cálculos; varía entre 1,20 y 1,35);

f_s = nivel de tensión real promedio bajo cargas de servicio ó 40% de la resistencia a la fluencia especificada f_y , ksi;

d_{b1} = diámetro de las armaduras en la Dirección 1 más próxima a las fibras exteriores del hormigón, in.;

s_1 = separación de las armaduras en la Dirección 1, in.;

s_2 = separación de las armaduras en la Dirección 2, perpendicular a la Dirección 1, in.;

ρ_{r1} = cuantía de armadura efectiva, es decir, sección de acero A_s por pie de ancho / $[12d_{b1} + 2c_1]$, donde c_1 es el recubrimiento libre de hormigón medido desde la cara traccionada del hormigón hasta el borde más cercano de la barra de armadura en la Dirección 1; y

w = ancho de fisura en la cara traccionada del hormigón provocada por flexión, in.

Dirección 1 se refiere a la dirección de la armadura más próxima a las fibras exteriores del hormigón; esta es la dirección para la cual se debe verificar el control de la fisuración. Los subíndices 1 y 2 se refieren a las direcciones de las armaduras.

Para losas simplemente apoyadas el valor de k se debería multiplicar por 1,5. Para restricción parcial de los bordes se

aplican valores de k interpolados. Para zonas de placas planas donde no se utilizan armaduras o cuando su separación s_2 es mayor que 305 mm (12 in.) usar $s_2 = 305$ mm (12 in.) en la ecuación.

Si en vez de la tensión se utiliza la deformación, la Ecuación (4-15) se transforma en

$$w = k_1\beta\epsilon\sqrt{I} \quad (4-16)$$

donde los valores de $k_1 = 29 \times 10^3$ por los valores de k listados anteriormente. Nawy (1972) y ACI 340.1R contienen ayudas de diseño para la aplicación de estas recomendaciones.

Tam y Scanlon (1986) presentaron un modelo para determinar la deflexión de losas armadas en dos direcciones sujetas a cargas transversales. Su modelo toma en cuenta el efecto neto sobre la deflexión tanto de la fisuración por restricción como de la fisuración por flexión.

4.4 - Anchos de fisura admisibles versus condiciones de exposición del hormigón armado

La Tabla 4.1 presenta una guía general para lo que se podría considerar como anchos de fisura razonables en la cara traccionada de las estructuras de hormigón armado para condiciones típicas. La intención de estos valores de ancho de fisura razonable es simplemente servir de guía para dimensionar las armaduras durante la etapa de diseño. Deben ser utilizadas como una guía de carácter general, junto con un sólido criterio profesional.

La tabla se basa fundamentalmente en Nawy (1968), quien compiló información de diferentes fuentes. Es importante destacar que estos valores de ancho de fisura no siempre son una indicación confiable de la corrosión y el deterioro que es dable anticipar. En particular, en ciertos ambientes, para controlar la corrosión puede ser preferible usar un gran recubrimiento, aún cuando lleve a un mayor ancho de fisura superficial; por lo tanto, el diseñador debería aplicar su criterio profesional para determinar el nivel de control de fisuración a utilizar. Si se utiliza esta tabla para limitar el ancho de fisura juntamente con las recomendaciones presentadas en las Secciones 4.2.1 y 4.2.3, se debe anticipar que una parte de las fisuras en la estructura superarán ampliamente estos valores. También se debe observar que los efectos dependientes del tiempo, como por ejemplo la fluencia lenta, provocarán un aumento de los anchos de fisura que el diseñador debería tomar en cuenta.

Otra opinión respecto del control de la fisuración sugiere que a largo plazo no existe relación entre el nivel de fisuración por flexión y la corrosión (Beeby, 1983). Esto sugiere que, independientemente de las condiciones de exposición, el nivel aceptable de fisuración es fundamentalmente una cuestión estética. Por lo tanto, en casos tales como estructuras que contienen líquido en las cuales la presencia de humedad es constante o es necesario considerar las filtraciones los anchos de fisura requeridos deberían ser más restrictivos (más

pequeños). En base a información presentada por Halvorsen (1987), se podría argumentar que los anchos de fisura comprendidos entre 0,15 y 0,30 mm (0,006 a 0,012 in.) se podrían considerar inaceptables desde el punto de vista estético, ya que estos anchos son detectables a simple vista y generan una sensación de inseguridad o de falla estructural inminente.

4.5 - Fisuración por flexión en hormigón pretensado

El uso de miembros parcialmente pretensados, en los cuales pueden aparecer fisuras bajo cargas de servicio, está ampliamente difundido. En estos miembros se forman fisuras cuando la tensión de tracción supera el módulo de rotura del hormigón (6 a $9\sqrt{f'_c}$ psi bajo condiciones a corto plazo). Es necesario controlar estas fisuras principalmente por motivos estéticos, ya que son detectables a simple vista y generan sensación de inseguridad o de falla estructural inminente. El ancho de fisura residual, luego de retirar la mayor parte de la sobrecarga, es pequeño [alrededor de 0,03 a 0,09 mm (0,001 in. a 0,003 in.)] y por lo tanto si la carga es transitoria no es necesario controlar la fisuración.

Se han realizado estudios relacionados con el cálculo de anchos de fisura en miembros de hormigón pretensado (Meier y Gergely, 1981; Suzuki y Yoshiteru, 1984; Suri y Dilger, 1986; Nawy, 1989a). Debido al número de variables que se deberían considerar, el cálculo de los anchos de fisura es más complejo que en el caso de los miembros de hormigón armado.

4.5.1 Ecuaciones para predecir la fisuración – Un enfoque para predecir la fisuración para vigas pretensadas con tendones adherentes consta de dos pasos. Primero se calcula el momento de descompresión, para el cual la tensión en el hormigón al nivel del acero de pretensado es cero. Luego el miembro se trata como un miembro de hormigón armado y se calcula el aumento de la tensión del acero para la carga adicional. Las expresiones dadas para predecir la fisuración en vigas no pretensadas se pueden usar para predecir las fisuras para el aumento de carga por encima del momento de descompresión. Se necesita un multiplicador de alrededor de 1,5 si en vez de barras conformadas se usan cables más cerca de la superficie de la viga en el miembro pretensado para tomar en cuenta las diferentes propiedades de adherencia. Este enfoque es complicado si se consideran la mayoría de los parámetros que afectan la fisuración (Nilson, 1987). Meier y Gergely (1982) presentaron un método aproximado usando el enfoque de la tensión nominal del hormigón. Ellos propusieron las siguientes ecuaciones para predecir el máximo ancho de fisura por flexión

$$w_{\max} = C_1 \frac{f_{ct}}{E_c} d_c \quad (4-17)$$

$$w_{\max} = C_2 \frac{f_{ct}}{E_c} d_c \sqrt[3]{A} \quad (4-18)$$

donde

- C_1, C_2 = coeficientes de adherencia que dependen del tipo de acero más próximo a la cara traccionada;
- f_{ct} = tensión de tracción nominal en la cara traccionada;
- E_c = módulo de elasticidad del hormigón;
- d_c = mínimo recubrimiento de hormigón hasta el baricentro del acero en la cara traccionada; y
- A = sección efectiva de hormigón por barra según lo definido en ACI 318.

La Ecuación (4-17) es dimensionalmente correcta y el coeficiente C_1 es adimensional. En unidades in.-lb $C_1 = 12$ y $C_2 = 8,4$ para barras de armadura, y $C_1 = 16$ y $C_2 = 12$ para cables. En unidades del SI, si A se especifica en mm^2 , $C_1 = 1,39$ y $C_2 = 0,97$ para barras de armadura y $C_1 = 1,85$ y $C_2 = 1,39$ para cables.

La Ecuación (4-17) tuvo mejor aplicación para la mayor parte de los datos analizados; sin embargo, la Ecuación (4-18) resulta más precisa para vigas con grandes separaciones. Estas ecuaciones predicen el promedio de los máximos anchos de fisura. La dispersión es considerable.

El máximo ancho de fisura (en in.) en el nivel de la armadura más próximo a la cara de hormigón traccionada, considerando la tensión en la armadura en miembros pretensados y postesados, total y parcialmente pretensados, se puede evaluar a partir de las siguientes expresiones simplificadas (Nawy y Huang, 1977; Nawy, 1989a):

Vigas pretensadas

$$w_{\max} = 5,85 \times 10^{-5} \frac{A_t}{\sum o} (\Delta f_s) \quad (4-19)$$

Vigas postesadas sin adherencia

$$w_{\max} = 6,51 \times 10^{-5} \frac{A_t}{\sum o} (\Delta f_s) \quad (4-20)$$

El máximo ancho de fisura en la cara traccionada del hormigón se puede obtener multiplicando los valores obtenidos de las Ecuaciones (4-19) y (4-20) por un factor R_i donde

- R_i = relación h_2/h_1 ;
- h_1 = distancia entre el eje neutro y el baricentro de la armadura, in.;
- h_2 = distancia entre el eje neutro y la cara traccionada del hormigón, in.;
- Δf_s = tensión neta en el tendón pretensado o magnitud de la tensión de tracción en la armadura convencional para cualquier nivel de carga, en el cual se toma como punto de referencia la carga de descompresión (aquí descompresión significa $f_c = 0$ al nivel de la armadura), ksi = $(f_m - f_d)$
- f_m = tensión en el acero de pretensado para cualquier carga mayor que la carga de descompresión, ksi;
- f_d = tensión en el acero de pretensado correspondiente a la carga de descompresión, ksi;

- \sum_o = sumatoria de las circunferencias de los elementos de refuerzo, in.; y
 A_t = sección efectiva de hormigón en tracción uniforme, in.², según lo definido por ACI 318.

Trabajos recientes realizados por Nawy sobre fisuración en vigas pretensadas de alta resistencia con f'_c superior a 85 MPa (12.000 psi) mostraron que el factor de las Ecuaciones (4.19), (4.20) se transforma en $2,75 \times 10^{-5}$ en el sistema de unidades estadounidenses y $4,0 \times 10^{-5}$ en el SI (Nawy, 2000).

El Código Modelo CEB contiene la misma ecuación para predecir el ancho de fisura en miembros pretensados y no pretensados (Sección 4.2.2). El aumento de la deformación del acero se calcula a partir del estado de descompresión. Se han propuesto otras ecuaciones (Abeles, 1956; Bennett y Dave, 1969; Holmberg y Lindgren, 1970; Rao, Gandotra y Ramazwamy, 1976; Bate, 1958; Bennett y Chandrasekhar, 1971; Hutton y Loov, 1966; Krishna, Basavarajiah y Ahamed, 1973; Stevens, 1969; Suri y Dilger, 1986; Suzuki y Yoshiteru, 1984; Harajli y Naaman, 1989).

Aalami y Barth (1989) discuten la mitigación de la fisuración por restricción en edificios construidos con tendones no adherentes. Para reducir el ancho de las fisuras a niveles aceptables se pueden usar barras conformadas no pretensadas.

4.5.2 Anchos de fisura – Algunos autores sostienen que en los miembros de hormigón pretensado la corrosión es un problema mayor debido a la menor sección de acero utilizada y a las posibles consecuencias de la corrosión del acero altamente solicitado. Algunas investigaciones (Beeby, 1978a, 1978b) indican que en la mayoría de las circunstancias no existe ninguna relación general entre fisuración y corrosión. Sin embargo, Poston, Carrasquillo y Breen (1987) citan resultados contradictorios obtenidos del ensayo de probetas pretensadas y no pretensadas expuestas, en las cuales la concentración de iones cloro al nivel de la armadura, provocada por la penetración de cloruros de fuentes externas, era proporcional al ancho de fisura. Poston y Schupack (1990) presentan resultados de una investigación in situ de vigas pretensadas ubicadas en un ambiente agresivo con cloruros donde un cable de siete alambres falló de manera frágil en una fisura por flexión, aparentemente debido a la corrosión, y se observó una importante presencia de picaduras en los demás cables. Los anchos de fisura en la superficie eran de 0,13 mm (0,005 in.) o menos. En general el cable de pretensado no presentaba problemas a ninguno de los lados de la fisura; no había señales de corrosión significativa.

Como se discute en Halvorsen (1987), los requisitos para controlar el ancho superficial de las fisuras como un medio de protección contra la corrosión deberían estar fuertemente ligados a requisitos sobre el uso de hormigón de alta calidad y gran recubrimiento. Es fundamental destacar la importancia de tener un hormigón de alta calidad (baja relación w/c) con suficiente recubrimiento para brindar protección a largo plazo a los elementos de acero, tanto pretensados como no pretensados. El diseño debería proveer un control de la fisuración más

estricto que la separación de las armaduras estipulada en ACI 318, para miembros de hormigón pretensado, particularmente aquellos en ambientes agresivos, disponiendo armadura adicional de acero dulce o reduciendo las tensiones admisibles en las fibras extremas traccionadas bajo cargas de servicio a valores menores que $6\sqrt{f'_c}$ psi, tal vez tan bajos como $2\sqrt{f'_c}$, o ambas cosas, para minimizar el potencial de fisuración por flexión.

4.6 - Fisuración en las zonas de anclaje del hormigón pretensado

Debido a las tensiones transversales generadas por las fuerzas concentradas, en las zonas de anclaje de los miembros de hormigón pretensado con frecuencia ocurren fisuras longitudinales (Gergely, 1969; Zielinski y Rowe, 1960; Stone y Breen, 1984a). Estas fisuras pueden llevar a la falla del miembro (y en algunos casos llegan a ser equivalentes a la falla). Para restringir estas fisuras se deberían diseñar armaduras transversales (estribos), armadura activa en forma de pretensado lateral o ambas cosas.

Se pueden desarrollar dos tipos de fisuras: fisuras por descantillado, que comienzan en la parte superior e inferior de los extremos de la viga fuera de las zonas de anclaje de los extremos y se propagan de forma paralela a la fuerza de pretensado, y fisuras por estallido, que se desarrollan sobre la línea de la fuerza o las fuerzas pero lejos del extremo.

Durante muchos años los estribos se diseñaron para tomar la totalidad de la fuerza de tracción calculada en base al análisis de la sección no fisurada. Los análisis clásicos y por elementos finitos (Stone y Breen, 1984a; Nawy, 1989b) muestran distribuciones de tensiones similares para las cuales se deben proveer estribos. Debido a que existe evidencia empírica que indica que pueden resultar tensiones mayores que las indicadas por estos análisis (Zielinsky y Rowe, 1960), y debido a que las consecuencias del subarmado pueden ser catastróficas, es aconsejable proveer más acero que el requerido por estos tipos de análisis. Más recientemente los diseños se han basado en análisis de sección fisurada. Uno de los procedimientos de análisis para miembros postesados usando análisis de sección fisurada (Gergely y Sozen, 1967) ha sido aceptado por muchos diseñadores. Para miembros pretensados hay una ecuación empírica que ha resultado de bastante utilidad (Marshall y Mattock, 1962).

Stone y Breen (1984b) presentan un procedimiento de diseño para las zonas de anclaje de vigas postesadas. Dan una ecuación general para predecir la carga de fisuración de una viga sin armadura suplementaria en la zona de anclaje, junto con requisitos para diseñar armadura suplementaria y calcular cómo afectará la fisuración y la carga última.

Burgess, Breen y Poston (1989) y Sanders, Breen y Duncan (1987) ofrecen recomendaciones de diseño para controlar la fisuración en las zonas de anclaje de miembros flexionados con anclajes poco espaciados, tal como ocurre en las losas y los tableros de puentes.

Las fisuras por descantillado se forman entre los anclajes y se propagan de forma paralela a las fuerzas de pretensado, pudiendo provocar una falla gradual, especialmente cuando la fuerza actúa cerca de un borde libre y de forma paralela al mismo. Debido a que los análisis indican que las tensiones de descantillado en un miembro no fisurado ocurren principalmente cerca de la cara correspondiente al extremo, es importante colocar el primer estribo cerca de la superficie extrema y distribuir los estribos en una distancia al menos igual a la altura del miembro para abarcar totalmente tanto las tensiones de descantillado como las de estallido. En lugar de usar la armadura ortogonal habitual para controlar la fisuración, Stone y Breen (1984a, 1984b) mostraron los beneficios de usar armadura en espiral o armadura activa en forma de pretensado transversal para controlar la fisuración en las zonas de anclaje cuando las fuerzas son importantes.

4.7 - Control de la fisuración en vigas de gran altura

Los grandes cambios ocurridos durante los últimos veinte años en el diseño del hormigón armado, es decir la amplia adopción del diseño por resistencia, han producido algunas estructuras con elevadas tensiones en las armaduras bajo cargas de servicio. Se han informado varios casos (Franz y Breen, 1980a, 1980b) en los cuales se desarrollaron fisuras anchas en los laterales de vigas entre la armadura principal de flexión y el eje neutro. Aunque los anchos de fisura medidos al nivel de la armadura principal estaban dentro de los límites aceptados por los códigos, los anchos de las fisuras en las caras laterales cerca de la mitad de la altura de las vigas eran hasta tres veces mayores.

En base a una investigación experimental y analítica sobre la fisuración en vigas de gran altura (gran altura en el sentido de la separación de las resultantes de las fuerzas de tracción y compresión, no en el sentido de la relación longitud-profundidad), Frantz y Breen desarrollaron recomendaciones para el control de la fisuración en los laterales de vigas en las cuales la profundidad d es mayor que 915 mm (36 in.). A partir de 1989 ACI 318 ha incluido modificaciones sobre estas recomendaciones. La Sección 10.6.7 de ACI 318 requiere que la armadura superficial esté uniformemente distribuida sobre ambas caras del miembro en una distancia $d/2$ más próxima a la armadura de tracción.

4.8 - Fisuración en tracción

La fisuración de los miembros de hormigón armado sometidos a tracción axial es similar a la de los miembros flexionados, excepto que el máximo ancho de fisura es mayor que el pronosticado por las expresiones para miembros flexionados (Broms, 1965a,b). Estos mayores anchos de fisura probablemente se deben a la ausencia de un gradiente de deformaciones y de la restricción impuesta por la zona de compresión.

Los datos disponibles son limitados, pero pareciera que el máximo ancho de las fisuras en tracción se pueden expresar de manera similar a la usada para el ancho de fisuras en flexión

$$w = 0,10 f_s \sqrt[3]{d_c A} \times 10^{-3} \quad (4-21)$$

donde el ancho de fisura se mide en pulgadas.

Se ha desarrollado un procedimiento más complejo para predecir el ancho de fisura en miembros traccionados. Este procedimiento incorpora tanto el deslizamiento como las tensiones de adherencia (Yang y Chen, 1988). Aunque la ecuación para predecir el ancho de fisura parece concordar adecuadamente con los datos de ensayo disponibles, el procedimiento resulta demasiado complejo a los fines del diseño. También se ha desarrollado un enfoque similar para predecir los anchos de fisura en miembros traccionados de hormigón con malla de alambre soldado (Lee et al., 1987). En ACI 224.2R el lector encontrará una discusión más exhaustiva de la fisuración del hormigón de miembros sometidos a tracción directa.

CAPÍTULO 5 - EFECTOS A LARGO PLAZO SOBRE LA FISURACIÓN

5.1 - Introducción

La fisuración del hormigón se ve afectada por las condiciones a largo plazo a las cuales está expuesto el miembro. En la mayoría de los casos, la exposición a largo plazo y las cargas de larga duración extienden las dimensiones de las fisuras, principalmente su ancho, tanto en el hormigón simple como en el hormigón armado. La discusión de este capítulo resume los principales factores a largo plazo que afectan el control de la fisuración del hormigón armado y pretensado.

5.2 - Efectos de las cargas de larga duración

Como se discutió en el Capítulo 2, tanto las cargas sostenidas como las cargas cíclicas aumentan la cantidad de microfisuración. La microfisuración parece ser una función de la deformación total, y es en gran parte independiente del método mediante el cual se induce la deformación. Las microfisuras que se forman a niveles de cargas de servicio no parecen afectar demasiado la resistencia ni la serviciabilidad del hormigón armado y pretensado.

Sin embargo, el efecto de las cargas sostenidas o repetitivas sobre la fisuración macroscópica puede ser una consideración importante desde el punto de vista de la serviciabilidad de los miembros de hormigón armado, particularmente en términos de la corrosión de las armaduras y la apariencia. El aumento del ancho de fisura provocado por las cargas de larga duración o repetitivas puede variar entre 100 y 200% con el transcurso de los años (Bate, 1963; Brendel y Ruhle, 1964; Lutz, Sharma y Gergely, 1968; Abeles, Brown y Morrow, 1968; Bennett y

Dave, 1969; Holmberg y Lindgren, 1970; Illston y Stevens, 1972; Holmberg, 1973). Aunque hay una gran dispersión en los datos disponibles, la información obtenida de ensayos de carga sostenida de hasta dos años de duración (Illston y Stevens, 1972) y ensayos de fatiga de hasta un millón de ciclos (Bennett y Dave, 1969; Holmberg, 1973; Rehm y Eligehausen, 1977) indican que con el tiempo es doble esperar que los anchos de fisura se dupliquen. Bajo la mayoría de las condiciones la separación de las fisuras no cambia con el tiempo bajo niveles de tensión constantes (Abeles, Brown y Morrow, 1968; Illston y Stevens, 1972; Holmberg, 1973). Existe una excepción en el caso de cargas bajas o en vigas con elevados porcentajes de armadura, en cuyo caso el número total y el ancho de las fisuras aumenta sustancialmente luego de iniciada la carga (Brendel y Ruhle, 1964; Abeles, Brown y Morrow, 1968; Holmberg, 1973). En consecuencia, el mayor aumento porcentual del ancho de fisura se dará en miembros flexionados sometidos a bajos niveles de carga, ya que en este caso las fisuras tardan más en desarrollarse.

Para miembros flexionados tanto de hormigón pretensado como de hormigón armado las cargas de larga duración y las cargas repetitivas dan aproximadamente los mismos anchos y separaciones de fisuras (Rehm y Eligehausen, 1977). Sin embargo, la velocidad de desarrollo del ancho de fisura es considerablemente mayor bajo cargas repetitivas (Bennett y Dave, 1969; Holmberg, 1973; Rehm y Eligehausen, 1977; Stevens, 1969).

Como se discutió en el Capítulo 4, el ancho de fisura es función del recubrimiento. Para cargas estáticas de corta duración y de fatiga, el ancho de las fisuras superficiales es aproximadamente proporcional a la deformación del acero (Illston y Stevens, 1972; Holmberg, 1973; Stevens, 1969). Los anchos de fisura aumentan bajo cargas sostenidas a una velocidad decreciente. Sin embargo, la velocidad de crecimiento del ancho de fisura es mayor que la deformación superficial media observada al nivel del acero. Para cargas de larga duración el ancho de fisura es proporcional a la deformación del acero (incluyendo los efectos de la fluencia lenta), más la deformación inducida en el hormigón debido a la retracción (Illston y Stevens, 1972).

Bajo las cargas iniciales las fisuras que intersecan la armadura son restringidas por la adherencia entre el acero y el hormigón (Illston y Stevens, 1972; Broms, 1965b), y el ancho de las fisuras superficiales no constituye una buena indicación de la exposición de las armaduras a condiciones corrosivas. Sin embargo, con el tiempo la adherencia entre el acero y el hormigón se debilita. Luego de alrededor de dos años el ancho de fisura en la armadura es aproximadamente igual al ancho de fisura en la superficie (Illston y Stevens, 1972). En esta etapa las fisuras en los miembros flexionados son de forma triangular, con su ancho aumentando a partir del eje neutro hacia el intradós, y son aproximadamente uniformes en todo el ancho de la viga.

5.3 - Efectos ambientales

Los efectos a largo plazo de un ambiente adverso, tanto en cuanto a la formación como al agrandamiento de las fisuras en el hormigón (Mather, 1957, 1968), pueden dañar tanto el hormigón como las armaduras. Si el hormigón no es resistente al congelamiento y deshielo, si está críticamente saturado se desarrollarán fisuras debido a los efectos de estallido del agua que se congela. La ausencia de esta resistencia puede deberse a los siguientes motivos: uso de agregados gruesos resistentes al agua, sistema de vacíos de aire inadecuado, o falta de protección del hormigón contra el congelamiento antes de su curado. En el hormigón no resistente a las heladas la saturación crítica puede ocurrir por la presencia de fisuras preexistentes que permiten el ingreso de agua. El inicio de la fisuración de borde cerca de las juntas u otras fisuras en los pavimentos constituye un buen ejemplo de ello. En casos más extremos, no es inusual que las fisuras provocadas ya sea por tensiones térmicas o por retracción de la mezcla más rica de la capa superior del tablero para tránsito vehicular de una presa provoquen descantilladuras debido al congelamiento del agua en las propias fisuras, independientemente de la resistencia a las heladas del hormigón. Por otro lado, las fisuras preexistentes también pueden permitir que el hormigón se seque por debajo de la saturación crítica antes de congelarse, lo cual no ocurriría en ausencia de estas fisuras. El papel que desempeñan las fisuras en relación con la resistencia a las heladas variará según las condiciones ambientales, tal como el tiempo de secado típico luego de un humedecimiento previo al congelamiento, ancho de las fisuras y capacidad de drenaje de las mismas.

La durabilidad del hormigón mejora cuando los agregados utilizados son durables bajo condiciones de congelamiento y deshielo y la resistencia del hormigón es adecuada (ACI 201.2R). Ensayos de exposición in situ sobre vigas de hormigón armado (Roshore, 1967) sometidas a congelamiento y deshielo en un ambiente oceánico indican que el uso de hormigón con aire incorporado hizo que las vigas fueran más resistentes a la meteorización que si se hubiera usado hormigón sin aire incorporado. Las vigas con barras conformadas modernas fueron más durables que aquellas con barras conformadas a la vieja usanza. Los anchos máximos de fisura no aumentarían con el tiempo cuando la tensión en el acero era de menos de 30 ksi (210 MPa), pero aumentaron sustancialmente (50 a 100%) durante un período de nueve años cuando la tensión del acero era de 30 ksi (210 MPa) o más.

5.4 - Agregados y otros efectos

El hormigón se puede fisurar como resultado de las reacciones expansivas entre los agregados y los álcalis presentes en el cemento hidratado, aditivos o fuentes externas tales como el agua de curado, el agua subterránea o las soluciones alcalinas almacenadas o empleadas en la estructura terminada.

Las posibles soluciones para estos problemas incluyen limitar los componentes reactivos del agregado, limitar el contenido de álcalis del cemento y agregar un material

puzolánico satisfactorio, o bien combinar estas acciones. Los aditivos puzolánicos no reducen el potencial de algunas reacciones expansivas, como por ejemplo la reacción álcali-carbonato. ACI 201.2R y Woods (1968) detallan la identificación y evaluación de la reactividad de los agregados. ACI 221.1R contiene lineamientos sobre la reacción álcali-agregado y el proceso de selección para dosificar la mezcla y lograr durabilidad.

En base a ACI 201.2R, ACI 212.3R, ACI 222R y Mather (1957, 1968), el riesgo de usar cloruro de calcio, que podría iniciar la corrosión, amerita una recomendación contra su empleo cuando el control de la fisuración es un factor de importancia que afecta el comportamiento a largo plazo y la durabilidad de un sistema estructural. Además, se debería evitar el uso de cloruro de calcio en estructuras armadas expuestas a ambientes húmedos independientemente de la presencia de sales solubles en las aguas y el suelo adyacentes.

La aplicación de sales descongelantes sobre una superficie de hormigón endurecido también puede provocar condiciones perjudiciales. El hormigón que estará expuesto a descongelantes o productos químicos similares debería tener aire incorporado y ser curado de manera de lograr una baja permeabilidad.

5.5 - Uso de polímeros para mejorar las características de fisuración

Hay una gran cantidad de trabajos disponibles sobre el uso de polímeros para modificar las características del hormigón (Brookhaven National Laboratory, 1968; ACI SP-40; ACI SP-58; ACI 548R). Los hormigones polímero-cemento portland tienen gran capacidad de deformación, elevadas resistencias a la tracción y a la compresión y permeabilidad despreciable. La resistencia a tracción por compresión diametral puede llegar a 10,7 MPa (1550 psi) (Nawy, Ukadike y Sauer, 1977). Aunque hoy en día su uso no es habitual, la impregnación con polímeros es otro método para introducir sistemas de polímeros que benefician al hormigón. Estos materiales se discuten con mayor detalle en el Capítulo 6.

CAPÍTULO 6 - CONTROL DE LA FISURACIÓN EN SOBRECAPAS

6.1 - Introducción

Se puede construir una sobrecapa colocando mortero u hormigón sobre una superficie de hormigón. El uso de estas sobrecapas ha aumentado rápidamente desde principios de la década del 70. En la actualidad son utilizadas para rehabilitar tableros de puentes deteriorados, reforzar o renovar pavimentos, pisos de depósitos, pasarelas y otras construcciones de hormigón, y también en construcciones nuevas de dos capas.

Las sobrecapas se pueden dividir en tres grupos. El primer grupo es cuando se utiliza cemento portland. Estas sobrecapas pueden ser de hormigón denso de bajo asentamiento (LSDC,

según sus siglas en inglés), hormigón polímero [también llamado hormigón modificado con látex (LMC, según sus siglas en inglés)] y hormigón reforzado con fibras (FRC, según sus siglas en inglés). Estas sobrecapas también pueden contener vapores de sílice, ceniza fina o escoria de alto horno. El segundo grupo incluye las sobrecapas de morteros u hormigones polímero y con resina epoxi. El tercer grupo incluye el hormigón impregnado con polímero (PIC, según sus siglas en inglés), el cual en términos generales no ha resultado eficiente, económico ni práctico. En los sistemas con hormigón impregnado con polímero, el hormigón endurecido se impregna con un monómero de bajo peso molecular que llena las pequeñas fisuras y vacíos hasta una pequeña profundidad (alrededor de 5mm [1/4 in.]) debajo de la superficie. Luego el monómero se polimeriza y se obtiene una capa superficial relativamente impermeable.

Si la losa de base está relativamente libre de fisuras, o si la sobrecapa es lo suficientemente gruesa y resistente para resistir la propagación de las fisuras de la losa original, en general el mejor enfoque consiste en usar una capa bien adherida con juntas coincidentes. Si el espesor de la sobrecapa es suficiente, generalmente la mejor alternativa es una sobrecapa totalmente no adherida si hay un grado de fisuración importante o si posteriormente se puede desarrollar fisuración en la losa de base. Se han construido sistemas satisfactorios, esencialmente no adheridos, en los cuales la sobrecapa se colocó sobre una capa asfáltica. El propio asfalto actúa como capa desadherente si su superficie es razonablemente suave y sin baches. Este tipo de construcción se presta particularmente bien para el caso de losas de pistas de aterrizaje deterioradas que han sido reafirmadas con hormigón asfáltico pero que requieren un pavimento rígido adicional para soportar las crecientes cargas que imponen las aeronaves cada vez más pesadas. Otra técnica que se ha utilizado cuando el material de base es razonablemente suave consiste en colocar la sobrecapa sobre una lámina de polietileno. Sobre superficies irregulares, descantilladas o con baches, es recomendable colocar debajo de la lámina de polietileno una capa de asfalto niveladora y desadherente.

Las principales causas de fisuración en las sobrecapas son:

- Retracción plástica causada por una evaporación excesiva debida a las condiciones ambientales prevalentes mientras el hormigón se encuentra en estado fresco o plástico;
- Retracción por secado diferencial entre el material de la sobrecapa y el sustrato de hormigón;
- Tensiones térmicas diferenciales entre la sobrecapa y el sustrato de hormigón. Estas pueden ser provocadas por diferentes temperaturas en la sobrecapa y en el sustrato; también pueden ser provocadas o agravadas por diferentes coeficientes de expansión térmica y propiedades elásticas de los materiales;
- Fisuración refleja de las fisuras del sustrato;
- Tensiones de combadura en los bordes y esquinas que pueden producir deslaminaciones y otras fisuras; y
- Prácticas constructivas deficientes.

La observación a largo plazo de numerosas sobrecapas (Schrader y Munch, 1976; Bishara, 1979; Shah y Skarendahl, 1986) indica que la fisuración provocada por la retracción diferencial es el problema más común. Estas fisuras son también las que tienen mayor probabilidad de aumentar o crecer con el tiempo. También se ha detectado que hay otro problema, la deslaminación de la sobrecapa, que ocurre solamente en las fisuras en la sobrecapa o en los bordes, normalmente a edades muy tempranas. Estas deslaminaciones se difundirán con el tiempo.

Para reducir la incidencia de la fisuración en las sobrecapas de hormigón rígidas, se recomiendan los siguientes procedimientos:

- Se debe preparar cuidadosamente la superficie del hormigón de base para asegurar que la sobrecapa se adhiera adecuadamente. Esto se puede lograr usando métodos mecánicos como chorro de municiones, raspado, cincelado manual o chorro de arena, y métodos hidráulicos como chorro de agua a alta presión (hidrodemolición). Los métodos de escarificación que impactan la superficie pueden provocar fisuras en el sustrato que a su vez pueden causar deslaminación. Para cada proyecto los procedimientos se deberían seleccionar considerando el estado del hormigón, la disponibilidad de equipos y las condiciones ambientales. El resultado final debería ser una superficie de hormigón sana y limpia;
- Todos los equipos usados para mezclar, colocar y acabar la sobrecapa deben ser adecuados para el tipo de sobrecapa a aplicar, y deben estar bien calibrados y en buen estado de funcionamiento. Tanto el contratista como el personal de inspección deben estar capacitados para aplicar técnicas constructivas adecuadas al tipo particular de sobrecapa seleccionado;
- Se deben monitorear y registrar cuidadosamente las cantidades de los materiales, incluyendo el contenido de agua total, la relación w/c y la cantidad de polímero;
- Para aplicaciones viales se debe evaluar el control del tránsito. Mantener el tránsito durante la reconstrucción provoca deflexiones y/o vibraciones en los tableros de puentes. Se debe considerar la posibilidad de colocar la sobrecapa en momentos en los cuales hay poco tránsito y/o restringir la velocidad del tránsito;
- No se debe colocar sobrecapa sobre las juntas de contracción de un tablero, a menos que inmediatamente se practique una junta aserrada. Demorar el aserrado generalmente provocará que la sobrecapa se fisure sobre la junta, y muy posiblemente algo de deshaderencia adyacente a la misma. El método de preferencia consiste en formar la junta con un material compresible y colocar la sobrecapa contra el mismo. Luego del curado el material compresible se puede retirar y reemplazar por el material definitivo de la junta;
- En las construcciones nuevas de dos capas en tableros de puentes, la sobrecapa se debe colocar luego de retirar los encofrados y estructuras provisionales del hormigón de base,

de manera que las tensiones provocadas por el peso de la sobrecapa sean soportadas por el hormigón subyacente. Si la sobrecapa se coloca antes de retirar estos encofrados la sobrecapa deberá soportar parte de su propio peso y puede llegar a fisurarse en las regiones de momento negativo;

- Las sobrecapas se deben colocar sólo si las condiciones ambientales son favorables, según lo definido en ACI 308, o bien si se toman medidas adecuadas para hormigonado en tiempo caluroso (ACI 305R) o en tiempo frío (ACI 306R). Tasas de evaporación de alrededor de $1 \text{ kg/m}^3/\text{h}$ ($0,2 \text{ lb/ft}^3/\text{h}$), medidas en una superficie de agua libre, pueden provocar fisuración por retracción plástica que puede aumentar el grado de fisuración y la probabilidad de deslaminación. Puede ser necesario emplear algún procedimiento de curado, como por ejemplo mantas húmedas o curado por niebla. Para proyectos importantes, tales como sobrecapas sobre pavimentos, se debe monitorear la tasa de evaporación para determinar si es necesario utilizar procedimientos de curado más rigurosos; y
- La armadura de corte mecánica es efectiva para reducir la fisuración de sobrecapas colocadas durante períodos de altas tasas de evaporación.

6.2 - Sobrecapas de hormigón reforzado con fibras (FRC)

Si está correctamente dosificada, mezclada y colocada, una sobrecapa de FRC resistente a la fisuración puede ser la mejor solución para ciertos problemas. El sobrecapado con hormigón fibroso aplicado a carreteras, pistas de aterrizaje, pisos de depósitos y pasarelas se viene utilizando desde mediados de la década del 70. Generalmente las fibras empleadas son de acero o polipropileno, con longitudes comprendidas entre 10 y 70 mm ($1/2$ y $2-3/4$ in.). Los efectos del hormigón fibroso sobre la fisuración de una sobrecapa dependen fuertemente de las condiciones in situ presentes en cada situación (Schrader y Munch, 1976; Shah y Skarendahl, 1986; Shah y Batson, 1987; ACI 544.2R; ACI 544.3R; ACI 544.4R).

El concepto básico del FRC – que las fibras impiden el crecimiento de las microfisuras del hormigón – es aplicable a las fibras de acero, fibras sintéticas (por ejemplo, polipropileno) y fibras minerales (por ejemplo, vidrio). Las fibras de acero afectan significativamente la tenacidad del hormigón. Las fibras de resinas sintéticas tienen un menor módulo de elasticidad y una adherencia más pobre que las fibras de acero; estas fibras no se corroen pero pueden reducir la exudación y la fisuración por retracción plástica. Las fibras de vidrio se usan fundamentalmente en paneles de revestimiento y otros productos premoldados que se fabrican en plantas industriales usando encofrados dentro de los cuales se rocían fibras de vidrio y lechada de cemento. Las fibras de vidrio no se pueden mezclar bien en las mezcladoras convencionales. También hay importantes problemas de durabilidad a largo plazo asociados con las fibras de vidrio (Hoff, 1987; Shah, Ludirja y Daniel, 1987).

6.2.1 Adherencia entre el hormigón reforzado con fibras y el hormigón subyacente – Durante los primeros estudios realizados sobre FRC se creía que el sistema ideal era una capa parcialmente adherida. La expresión "parcialmente adherida" significa que no hay ningún intento deliberado para mejorar la adherencia entre la sobrecapa y el material subyacente mediante mejoradores de la adherencia, sujetadores o láminas de polietileno. La superficie a sobrecapar se limpia para eliminar todo el material suelto, generalmente usando una manguera, y se deja en estado húmedo. La evaluación de proyectos parcialmente adheridos indican que ésta es la técnica menos recomendable. Durante un período de varios años numerosas sobrecapas de FRC han evidenciado cantidades significativas de fisuración refleja y combadura de los bordes. La combadura de los bordes es un fenómeno típico en las sobrecapas de poco espesor [menos que aproximadamente 75 mm (3 in.)], y puede provocar fisuración.

6.2.2 Volumen y tamaño de las fibras – La teoría del FRC se basa en un mecanismo para detener la fisuración que depende de numerosos parámetros (Shah y Naaman, 1976; Shah y Batson, 1987). Algunos de los parámetros que afectan el efecto reforzante de las fibras incluyen las propiedades mecánicas de las mismas, su relación de aspecto (relación entre la longitud y el diámetro de la fibra) y la fracción en volumen de las fibras (relación entre volumen de fibras y volumen de hormigón). Aumentar la relación de aspecto o la fracción en volumen de las fibras puede mejorar el mecanismo para detener la fisuración, siempre que las fibras estén uniformemente distribuidas. Si el número de fibras que atraviesan una fisura es relativamente pequeño, el mecanismo para detener la fisuración resulta limitado.

6.2.3 Tipo y forma de las fibras – Debido a que tienen mayor resistencia al arrancamiento, las fibras de acero conformadas presentan grandes ventajas con respecto a las lisas, tanto en cuanto al comportamiento previo a la fisuración como al comportamiento posterior a la misma.

6.2.4 Fibras en fisuras abiertas – Se ha discutido considerablemente sobre el estado y la eficiencia de las fibras de acero que atraviesan una fisura. En el momento de la fisuración las fibras pierden su adherencia al hormigón, pero continúan proveyendo resistencia mecánica al arrancamiento. Esta resistencia posterior a la fisuración es una de las características más importantes del FRC, y puede ser significativa en el caso de las fibras conformadas. Lo que se plantea es que es posible que después de la fisuración las fibras de acero se oxiden y no provean ningún beneficio a largo plazo. Sin embargo, investigaciones realizadas (Schrader y Munch, 1976; ACI 544.2R; ACI 544.3R) muestran que si los anchos de fisura son pequeños [de 0,03 a 0,08 mm (0,001 a 0,003 in.)] las fibras no se corroerán, aún después de años de exposición (Schrader y Munch, 1976; Schupack, 1985).

6.2.5 Consideraciones respecto a la dosificación de la mezcla – Aún con un reductor del agua de alto rango, el agua requerida para un hormigón fibroso es mayor que la requerida para la misma mezcla sin fibras. Esto se debe al menor asentamiento que caracteriza la presencia de fibras. Esta mayor

demanda de agua del FRC tiende a provocar fisuras de retracción. Los niveles de agua de amasado se pueden mantener en niveles razonables usando aditivos reductores del agua de rango normal o elevado (Walker y Lankard, 1977). Se deberían emplear aditivos para ajustar la dosificación de las mezclas para sobrecapas adheridas, de manera que la relación w/c y el contenido de cemento se acerquen a los mismos valores usados en el material subyacente. Si fuera posible, los agregados de la sobrecapa deberían tener propiedades físicas similares a las de los agregados originales, a menos que los agregados originales no sean adecuados.

6.2.6 Sobrecapas sobre juntas – Se han probado diferentes métodos para colocar sobrecapas sin juntas sobre juntas existentes en el hormigón de la capa de base; la mayoría de estos métodos han fracasado (ACI 544.4R). Al igual que en el caso de las sobrecapas de hormigón convencional, si hay juntas en la losa de base éstas se deben mantener en la sobrecapa.

6.3 - Sobrecapas de hormigón modificado con látex o resina epoxi

Se han usado sobrecapas adherida de mortero y hormigón modificados con estireno-butadieno o látex con un espesor mínimo de 20 a 40 mm (3/4 a 1-1/2 in.), respectivamente, para renovar tableros de puentes y en construcciones nuevas de dos capas para resistir de manera efectiva la penetración de iones cloruro de las sales descongelantes e impedir la posterior corrosión de las armaduras y el descantillado del hormigón del tablero (Bishara y Tantayanondkul, 1974; Clear, 1974). También se han usado exitosamente sobrecapas que contenían modificadores epoxi dosificables en agua. Las sobrecapas de hormigón modificado con látex y resinas epoxi se discuten en ACI 548R y ACI 548.1R.

La inspección de una gran cantidad de tableros de puentes sobrecapados con hormigón modificado con látex (Bishara, 1979) reveló que en algunos proyectos hubo fisuras por retracción finas y aleatorias. Este tipo de fisuración no es tan extensa en las construcciones nuevas de dos capas. Las fisuras aleatorias por retracción merecen un comentario especial. Algunas veces pueden ser atribuidas a prácticas de control o construcción inadecuadas, tal como el uso de hormigón con alto contenido de agua. Colocar una sobrecapa en tiempo caluroso sin adecuada protección contra el secado temprano es otra causa de fisuración por retracción plástica.

Algunas veces han aparecido fisuras dispuestas en patrones aleatorios aún en casos en que la dosificación de la mezcla y los métodos constructivos fueron adecuados. También se han observado fisuras transversales, separadas entre 3 y 4 ft (0,9 a 1,2 m) en algunos tableros de puentes. La fisuración se puede deber a condiciones únicas que provocan la contracción térmica de la superficie mientras el sustrato y la parte inferior de la capa de hormigón modificado con látex no experimentan una contracción similar. Este choque generalmente ocurre durante la primera noche posterior a la colocación, cuando la sobrecapa posee rigidez pero aún no ha desarrollado una resistencia a la tracción apreciable. Las fisuras transversales de poca abertura y

patrón de distribución aleatorio han provocado preocupaciones estéticas, pero no han provocado la falla de las sobrecapas. Típicamente, estas fisuras son estables y de poca profundidad [2 a 10 mm (1/16 a 3/8 in.)]. Un enfoque recomendable, seguro y conservador, consiste en tratar estas fisuras con un metacrilato penetrante de alto peso molecular o epoxi o uretano de baja viscosidad, que se pueden esparcir sobre la superficie luego del período de curado y secado pero antes de permitir el tráfico sobre la sobrecapa. El agente penetrante generalmente llena y sella las fisuras superficiales.

El acabado y el texturado se deben hacer poco después de la colocación y antes que el polímero del látex comience a secarse o a aglutinarse en la superficie. Una demora podría producir roturas, cicatrices y posiblemente fisuración. Por ejemplo, si se usa un rastrillo para acanalar una superficie luego que ésta se ha comenzado a secar, se pueden producir roturas de alrededor de 13 mm (1/2 in.) de largo y 3 mm (1/8 in.) de profundidad. Éstas estarán orientadas formando ángulos rectos respecto a la dirección del acanalado. Se puede texturar el hormigón ya endurecido usando ruedas de corte.

6.4 - Sistemas de hormigón impregnado con polímero (PIC)

La impregnación y polimerización superficial del hormigón colocado se ha usado en una variedad de proyectos (Schrader et al., 1978). Los primeros proyectos experimentaron dificultades de naturaleza práctica, y actualmente no son un procedimiento popular para el tratamiento de losas.

6.5 - Sobrecapas de hormigón de resina epoxi y otros polímeros

Los hormigones de resina epoxi y de otros polímeros se discuten en ACI 548R y ACI 548.1R. Estos materiales se componen de un monómero o una resina epoxi como ligante, agregados como filler y nada de agua. En ocasiones se agrega cemento portland o ceniza fina como filler mineral. Las sobrecapas construidas con estos materiales son generalmente delgadas y no contienen agregado grueso. Las aplicaciones típicas son encima de superficies lisas en salas esterilizadas de instalaciones alimenticias y sanitarias o cuando un piso requiere resistencia química sin gran aumento del espesor. Las aplicaciones de las superficies texturadas incluyen los tableos de puentes, estructuras para estacionamiento de vehículos y pasarelas de estadios. Debido a que las reacciones que endurecen estos materiales son normalmente exotérmicas, no se los puede utilizar en grandes espesores ni en tiempo caluroso sin que se presente el problema de las tensiones térmicas.

Los polímeros poseen coeficientes de expansión térmica significativamente mayores que los del hormigón, aún cuando se utilicen agregados como filler. Los cambios de temperatura provocan tensiones normales y de corte en la unión entre la sobrecapa y la losa de base, las cuales pueden provocar fisuración o laminación. Para reducir la fisuración en los hormigones polímero se deberían utilizar sobrecapas delgadas con polímeros de bajo módulo de elasticidad.

Las sobrecapas de hormigón de resina epoxi y otros polímeros se adhieren de manera excelente a una superficie seca. Se deben evitar las técnicas de preparación de superficies en las cuales se emplea agua. Estas sobrecapas son impermeables a los vapores, por lo tanto antes de utilizarlas es necesario realizar un estudio cuidadoso si se desea que haya transmisión de vapor de agua a través de la sobrecapa.

Es importante evaluar el contenido de humedad del hormigón sobre el cual se colocará la sobrecapa. Esto se hace fijando un trozo de polietileno al hormigón. Si dentro del tiempo necesario para curar el polímero o la resina epoxi se acumula humedad en la cara inferior, se debe dejar que el hormigón continúe el proceso de secado.

CAPÍTULO 7 - CONTROL DE LA FISURACIÓN EN EL HORMIGÓN MASIVO

7.1 - Introducción

7.1.1 Definición de hormigón masivo – ACI 116R define al hormigón masivo como "cualquier volumen de hormigón cuyas dimensiones son lo suficientemente grandes como para que sea necesario tomar medidas para considerar la generación de calor provocada por la hidratación del cemento y el consiguiente cambio de volumen a fin de minimizar la fisuración." Las estructuras de hormigón masivo consisten en presas, plantas de energía eléctrica, pilares de puentes y otros elementos estructurales de grandes dimensiones. Una característica común a muchas estructuras de hormigón masivo es que hay agua en contacto directo con el hormigón, lo cual genera un ambiente muy húmedo. Otra característica es que, por su propio diseño, las estructuras hidráulicas de hormigón masivo tienen poca o ninguna armadura; deben resistir las cargas mediante su propia forma, tamaño y resistencia. Esto significa que el control de la fisuración es fundamental. La fisuración puede ocurrir en cualquier momento de la vida de servicio de la estructura, y los ingenieros deberían diseñar la forma y los materiales de manera que la estructura se pueda adaptar a condiciones variables (ACI 207.1R; ACI 207.2R; ACI 207.4R; ACI 207.5R).

7.1.2 Tipos de fisuras – La fisuración del hormigón masivo puede ser el resultado de causas relacionadas con los materiales, causas estructurales, o una combinación de ambas. Las fisuras atribuibles a los materiales son provocadas por la retracción por secado, con un importante gradiente térmico no lineal iniciado por el calor de hidratación y la reacción álcali-agregado. La fisuración superficial puede aparecer en forma de fisuras irregulares y ser el resultado de la disminución de volumen debajo de la superficie. La fisuración aleatoria que aparece como consecuencia de los materiales puede atravesar un elemento de hormigón masivo, y los anchos de fisura pueden variar desde apenas perceptibles hasta valores muy elevados. La fisuración estructural puede deberse a una carga individual o a una combinación de las mismas, tal como las cargas gravitatorias, presión de líquidos e impactos severos. Las fisuras estructurales son de cualquier ancho, pero generalmente están alineadas en una dirección estructuralmente

plausible. La formación de una única fisura de gran abertura generalmente indica la existencia, previa a la formación de la fisura, de una tensión principal de tracción perpendicular a la fisura. También se evidencia riesgo estructural cerca de donde hay cambios de geometría.

7.2 - Métodos de control de la fisuración

Dadas las probables temperaturas y deformaciones, el diseñador debería determinar cuáles medidas resultan más prácticas para impedir la fisuración. Algunas de las condiciones que facilitan la prevención de la fisuración son:

- Hormigón con gran capacidad de deformación por tracción;
- Bajo contenido de cemento (permitido por bajas tensiones de diseño);
- Cemento de baja generación de calor o empleo de puzolanas;
- Colar el hormigón en pequeños segmentos o bloques;
- Baja temperatura durante la colocación;
- Baja velocidad de construcción cuando no se utiliza enfriamiento artificial;
- Enfriamiento artificial mediante una red interna de tuberías de agua fría;
- Aislar las superficies del hormigón;
- Bajo grado de restricción, como en el caso de fundaciones no restringidas, o en porciones de la estructura bien alejadas de la fundación que genera la restricción; y
- Ausencia de elevadores de la tensión, como las galerías.

Hay dos medidas que pueden minimizar la fisuración. La primera consiste en modificar los materiales y la dosificación de la mezcla para producir un hormigón con la mejor resistencia a la fisuración o la mayor capacidad de deformación por tracción posibles. Esto puede requerir una cuidadosa elección de los agregados, usar un contenido mínimo de cemento para el hormigón interior y/o restringir el tamaño máximo de los agregados. El intento de producir un hormigón con alta capacidad de deformación por tracción puede limitar el tamaño máximo de los agregados a un valor algo por debajo de lo que podría resultar la alternativa más económica. En el caso de agregados igualmente económicos provenientes de diferentes fuentes, se debería dar preferencia al agregado que proporcione la mejor resistencia a la fisuración. Generalmente éste será un material triturado de baja expansión térmica y bajo módulo de elasticidad.

La segunda medida para impedir la fisuración consiste en controlar los factores que producen deformación por tracción. Esto puede implicar enfriamiento previo, enfriamiento posterior, aislamiento o posiblemente calentamiento de las superficies de hormigón expuestas y un diseño que minimice las deformaciones alrededor de galerías y otras aberturas.

A partir de estas consideraciones se deduce que el grado de control de la fisuración necesario puede variar desde ningún control, en el caso de una presa cerca del ecuador o con agregados favorables, hasta medidas muy costosas en

ubicaciones donde la temperatura varía ampliamente y donde los únicos agregados económicos son de elevado módulo de elasticidad y alta expansión térmica.

En el caso de las presas, la altura afecta la necesidad de controlar la fisuración. Si la represa es muy alta las tensiones de diseño pueden ser elevadas y se necesitará un mayor contenido de cemento para lograr la resistencia necesaria para el margen de seguridad requerido. Esto provocará mayor generación de calor y en consecuencia temperaturas internas más elevadas. Además, una presa más alta tendrá mayores dimensiones horizontales, que provocarán mayor grado de restricción y disminuirán la velocidad de disipación de calor y por lo tanto será necesario controlar más estrictamente la temperatura.

Las prácticas recomendadas requieren tanto enfriamiento previo como enfriamiento posterior, y la aplicación de un aislante térmico sobre las superficies expuestas durante tiempo frío. El aislante se deja el tiempo suficiente para permitir que las temperaturas en la superficie del hormigón se acerquen lentamente a la temperatura ambiente, o hasta que se coloque más hormigón sobre la superficie protegida o contra la misma.

Luego de establecer el historial de temperaturas anticipado, el siguiente paso consiste en determinar la probable tensión de tracción. Esto se puede hacer usando programas de elementos finitos computacionales (Wilson, 1968; Polivka y Wilson, 1976; Lu, Campbell y Bombieh, 1979) formulados desde el punto de vista de la transferencia de calor. Aún con el enfoque de los elementos finitos este análisis resulta complejo debido a las variables dependientes del tiempo. Los problemas incluyen el hecho que se deben generar datos para establecer estas propiedades dependientes del tiempo para el hormigón a utilizar. El análisis debería incluir muchos intervalos de tiempo para considerar adecuadamente la fluencia lenta (o relajación) y las propiedades diferentes o variables de cada colada de hormigón.

Por otra parte, las tensiones cercanas a un borde provocadas por choques térmicos de corta duración se pueden calcular fácilmente (ACI 207.2R), ya que en este caso se puede asumir que el hormigón está totalmente restringido. Si la restricción es total la deformación es nula, y la tensión se obtiene multiplicando el módulo de elasticidad por la deformación que se habría producido si no hubiera restricción. La deformación es igual al producto de la caída de temperatura por el coeficiente de expansión térmica. Esta situación es importante porque en muchos casos el control de la deformación de borde es suficiente para controlar la fisuración. Las deformaciones internas se desarrollan a una velocidad suficientemente baja como para ser tolerables, aún cuando sus dimensiones sean importantes.

7.3 - Diseño

Diseñar una estructura de hormigón masivo significa determinar las cargas y combinaciones de cargas, junto con un método de análisis estructural confiable para llegar a una forma geométrica económica que satisfaga los criterios de seguridad. Las cargas y combinaciones de cargas serán diferentes en las

diferentes estructuras, pudiéndose mencionar entre ellas la presión hidrostática, cargas gravitatorias, cargas de hielo, sedimentos, cargas térmicas, cargas sísmicas, peso de la superestructura, condiciones diferenciales en las fundaciones e impactos.

Los ensayos de materiales se realizan sobre probetas que no son totalmente representativas de la estructura, ya que antes de preparar los cilindros de 300 mm (6 in.) de diámetro los agregados mayores de 40 mm (1,5 in.) se retiran de la mezcla tamizando en húmedo (USBR, 1981). La tensión máxima es la tensión de diseño que se basa en requerimientos estructurales. Se considera de buena práctica utilizar un factor de seguridad elevado de hasta tres o cuatro, lo que significa que la resistencia debería ser tres o cuatro veces mayor que la tensión máxima anticipada. Con frecuencia se usan ensayos de resistencia a 2, 7, 14, 28, 90 ó 180 días o un año. El período de tiempo elegido depende del tiempo que transcurrirá antes de la carga. Por ejemplo, si la carga total no se hará hasta después de un año, se puede prescribir un hormigón de baja resistencia temprana y mantener la consistencia con la secuencia constructiva prevista. Debido a que los cilindros preparados en obra son de hormigón tamizado en húmedo, la resistencia medida se corrige a un hormigón masivo equivalente aplicando un factor de reducción de alrededor de 0,80 para condiciones típicas o bien desarrollando un factor a partir de la comparación de las resistencias de las probetas cilíndricas tamizadas en húmedo con las obtenidas de probetas cilíndricas de 12 ó 24 in. (300 ó 600 mm). En USBR (1991) se pueden hallar datos específicos sobre factores de reducción adecuados en función de parámetros variables.

Para el hormigón interior se debería especificar la resistencia más baja posible a fin de reducir el contenido de cemento. Esto reducirá el calor de hidratación y el consiguiente gradiente térmico, disminuyendo la probabilidad de fisuración. A menudo se puede lograr un compromiso entre resistencia temprana y calor de hidratación reemplazando una parte significativa del cemento por puzolana. Un reemplazo uno-a-uno del cemento portland por puzolana puede reducir el calor de hidratación a la mitad del generado por la misma cantidad de cemento.

7.3.1 Seguridad contra el deslizamiento – El hormigón no fisurado proporciona un elevado factor de seguridad contra el deslizamiento. Sin embargo, las juntas horizontales de colado débiles pueden comprometer la seguridad. Por lo tanto, las especificaciones deberían requerir cuidado en la preparación de las superficies sobre las cuales se harán las coladas y en la colocación y compactación del hormigón colocado. En el caso de una presa, las superficies de colado deberían tener una leve pendiente ascendente hacia el borde aguas abajo para mejorar el drenaje durante la preparación de la superficie como así también la resistencia al corte durante la operación de la presa. No es necesario aplicar una capa de mortero sobre las superficies de colado antes de colocar la siguiente colada. Estas condiciones son adecuadas para el hormigón colocado de manera convencional. En las construcciones de hormigón compactado a rodillo se coloca una capa de mortero entre

coladas cerca de la cara aguas arriba como una medida de protección contra las infiltraciones.

7.3.2 Economía – Son muchos los factores que afectan la resistencia a la fisuración. Por ejemplo, el agregado menos costoso podría tener propiedades térmicas no deseadas y requerir un costoso control de la temperatura para impedir la fisuración. El agregado que le proporciona al hormigón la mayor capacidad de deformación por tracción podría aumentar las cantidades de agua y cemento requeridas, anulando los beneficios de la elevada capacidad de deformación. De manera similar, la rigidez de los agregados de menor calidad puede ser menor que la de la matriz que los rodea y no soportar la parte proporcional de la carga que les corresponde.

7.3.2.1 Selección de los agregados – Los agregados elegidos deben ser aquellos con los cuales se puede fabricar un buen hormigón con el menor costo global. Si el agregado natural que se puede obtener cerca de la obra tiene propiedades desfavorables para el control de la fisuración, una solución económica puede ser triturarlo para aumentar su resistencia a la fisuración, ya que esto reduciría el costo del control de la temperatura. Si recurrir a la trituración resulta necesario o ventajoso se debería elegir la roca que posea las propiedades más favorables. La roca debería tener bajo coeficiente de expansión térmica y bajo módulo de elasticidad, y debería producir partículas de buena forma y textura superficial. Las rocas con módulos de elasticidad más elevados que la matriz concentrarán la carga en la roca, produciendo una distribución no uniforme de las tensiones de compresión. Las rocas más resistentes también actuarán impidiendo la fisuración de la matriz. Estas son consideraciones importantes para aumentar la resistencia a la fisuración del hormigón.

7.3.2.2 Tamaño de los agregados – El tamaño máximo de agregado se debería determinar considerando la factibilidad de colocar correctamente el hormigón en la estructura. Se pueden usar agregados con diámetros de hasta 150 mm (6 in.), excepto si el hormigón debe resistir flujos de agua de alta velocidad o si se requiere hormigón estructural. Los agregados de mayor tamaño permiten usar menos agua y cemento para un volumen dado, con la consiguiente reducción del control de temperatura requerido para lograr un determinado nivel de resistencia a la fisuración. Las ventajas de los agregados de mayor tamaño se deben sopesar contra la necesidad de contar con equipos de mayor tamaño y los potenciales problemas de trabajabilidad y segregación. En los últimos años la tendencia ha sido limitar el tamaño máximo de agregado a 75 mm (3 in.) para el hormigón masivo convencional y 50 mm (2 in.) para el hormigón compactado a rodillo.

7.3.2.3 Contenido de agua – Una reducción del contenido de agua del hormigón permite una correspondiente reducción del contenido de cemento. El hormigón con menos contenido de agua y cemento es superior porque sufre menos cambio de temperatura por los efectos de la hidratación, menos retracción por secado, y es más durable y resistente a la fisuración. Se puede lograr un contenido mínimo de agua especificando vibradores adecuados que permiten usar hormigón de bajo asentamiento, empleando aditivos reductores del agua cuando

sea necesario y produciendo y colocando el hormigón a temperaturas más bajas.

7.3.2.4 Puzolana – En la mayoría de los casos se pueden conseguir buenas puzolanas, como por ejemplo una ceniza fina, que se pueden usar para reemplazar una parte del cemento. De este modo se pueden lograr ahorros considerables, y más importante aún para el caso del hormigón masivo, se puede reducir la generación de calor y mejorar la resistencia a la fisuración. Otra ventaja de la puzolana es que, usada en cantidades adecuadas, puede reducir la retracción provocada por agregados reactivos. La cantidad adecuada de puzolana para un determinado agregado reactivo se debe determinar en base a datos de ensayos obtenidos con el agregado, la puzolana y el cemento correspondientes. Esta cantidad puede estar comprendida entre 25 y 35%. Las puzolanas tienden a reducir la ganancia de resistencia temprana, lo cual podría demorar el desencofrado (ACI 221R).

7.3.3 Durabilidad – La durabilidad del hormigón de cemento portland se define como su capacidad de resistir la acción de la meteorización, ataques químicos, abrasión u otros procesos de deterioro (ACI 201.2R). La acción de meteorización más habitual es la ocurrencia de múltiples ciclos de congelamiento y deshielo del agua cerca de la superficie; con el tiempo estos ciclos fracturan y deterioran el hormigón. En el medio ambiente hay compuestos químicos que acortan la vida del hormigón. Los sulfatos presentes en la naturaleza se pueden combinar con el calcio y la alúmina del cemento endurecido y formar productos que pueden provocar un aumento del volumen sólido acompañado por fisuración o deterioro, o bien una reducción sustancial de la resistencia de la matriz de la pasta. En las presas y estribos de puentes, la abrasión causada por los materiales abrasivos transportados por el curso de agua o provocada por flujos de alta velocidad que causan cavitación se puede mitigar usando una mezcla adecuada, optimizando el diseño hidráulico, o combinando ambas soluciones.

Las estructuras de hormigón masivo, normalmente no reforzadas, pueden tener una capa exterior de armadura de temperatura que requiera protección contra la corrosión similar a la usada en el hormigón armado estructural.

Podría haber una reacción álcali-sílice si el álcali del cemento (o de otras fuentes) reacciona con ciertos agregados, como por ejemplo las argilitas, grauvacas, filitas, cuarcitas, esquistos, algunos cuarzos, ópalo, calcedonia y riolitas (ACI 221R). Normalmente la fisuración comienza a aparecer sobre la superficie en forma de fisuras irregulares (ACI 201.1R) pocos años después de la construcción.

La durabilidad del hormigón está estrechamente relacionada con las condiciones de exposición. Por ejemplo, en climas tropicales es posible que no hayan influencias perjudiciales actuando sobre el hormigón a excepción de la cavitación en las áreas sujetas a flujos de agua a alta velocidad. Para las áreas de la estructura principal no sometidas a flujos a alta velocidad, el hormigón tiene la resistencia requerida y se anticipa que durará mucho más allá de la vida de diseño de la estructura. En estos

casos el contenido de cemento se debe mantener bajo para minimizar la generación de calor y la fisuración.

En climas severos en los cuales el invierno se caracteriza por ciclos de congelamiento y deshielo, la relación w/c del hormigón superficial se debe mantener por debajo de la necesaria exclusivamente por motivos de resistencia. Para mejorar la durabilidad con frecuencia se especifican hormigones de mayor resistencia [28 MPa (4000 psi) a 1 año]. La incorporación de aire debería ser obligatoria. Para cualquier hormigón que pudiera estar sujeto tanto a congelamiento como a presión hidrostática, la relación w/c debería ser de alrededor de 0,4. El efecto del hormigón de mayor calidad sobre la fisuración inducida por la temperatura se puede minimizar manteniendo el espesor entre capas en valores mínimos, probablemente alrededor de 0,6 m (2 ft) o menos.

7.3.4 Propiedades del material – Las propiedades del hormigón afectan el control de la fisuración. Los hormigones difieren mucho en la cantidad de deformación por tracción que pueden soportar antes de fisurarse. Si la deformación se aplica rápidamente, los dos factores que gobiernan la capacidad de deformación son el módulo de elasticidad y la resistencia a la tracción. Si la deformación se aplica lentamente cobra importancia la fluencia lenta (o relajación) del hormigón.

Para el caso de una deformación que se aplica rápidamente, muchos ensayos realizados en hormigón magro tales como los usados para el interior de grandes presas han mostrado que la falla ocurre sin demasiada deformación plástica. Para estos hormigones magros la deformación por tracción que puede soportar el hormigón es aproximadamente igual a la resistencia a la tracción dividida por el módulo de elasticidad del hormigón en tracción. El módulo de elasticidad del agregado es importante ya que afecta la deformabilidad del hormigón. La resistencia a la tracción también es un factor importante y, por este motivo, para controlar la fisuración los agregados triturados tienden a ser superiores a los agregados naturales.

7.3.4.1 Módulo de elasticidad – Este tema se discute en profundidad en ACI 207.1R. La Tabla 7.1 muestra valores del módulo de elasticidad de un hormigón determinado luego de diferentes edades de curado.

Tabla 7.1 - Propiedades elásticas y térmicas del hormigón masivo

Propiedades elásticas					
Módulo de elasticidad estático E a las edades de ensayo indicadas, días					Coef. de Poisson
1	3	7	28	90	
46,4 GPa ($0,66 \times 10^6$ psi)	141 GPa ($2,00 \times 10^6$ psi)	180 GPa ($2,56 \times 10^6$ psi)	281 GPa ($4,00 \times 10^6$ psi)	352 GPa ($5,00 \times 10^6$ psi)	0,15 a 0,25
Propiedades térmicas					
Coeficiente de expansión lineal	Conductividad	Difusibilidad	Calor específico		
$7 \text{ a } 15 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$	2,00 a 3,31 kg-cal/m-h- $^\circ\text{C}$	0,0037 a 0,0062 m ² /h	0,22 cal/g- $^\circ\text{C}$		
($4 \text{ a } 8 \times 10^{-6}$)	(135 a 2,24 BTU/ft-h- $^\circ\text{F}$)	(0,040 a 0,067 ft ² /h)	(0,22 BTU/lb- $^\circ\text{F}$)		

7.3.4.2 Resistencia a la fisuración – La deformación por tracción que puede soportar el hormigón varía ampliamente con la composición del hormigón y la velocidad de deformación. Cuando la deformación se aplica lentamente la capacidad de deformación es mucho mayor que cuando se aplica rápidamente. Por lo tanto, el hormigón en el interior de una gran masa que se enfría lentamente puede experimentar una gran deformación antes de fisurarse. Si el hormigón contiene agregados rugosos de pequeño tamaño máximo la capacidad de deformación será elevada. Sin embargo, existe un tamaño de agregado óptimo. Los hormigones con agregados de menor tamaño en general requieren más cemento para una resistencia dada. Esto significa mayor temperatura y la consiguiente deformación debida al enfriamiento. Es evidente que estos efectos pueden contrarrestar la mayor capacidad de deformación lograda usando agregados más pequeños.

7.3.4.3 Capacidad de deformación por tracción – Los ensayos de capacidad de deformación por tracción se llevan a cabo en vigas de hormigón simple bajo cargas de flexión en el tercer punto. Se usan vigas relativamente grandes, con secciones transversales de entre 300 x 300 mm (12 x 12 in.) y 600 x 600 mm (24 x 24 in.) y longitudes de entre 160 y 3250 mm (64 a 130 in.) (Houghton, 1976). Con estos ensayos se determina la capacidad de deformación bajo carga rápida y lenta, simulando tanto los cambios de temperatura rápidos como los lentos que experimenta el hormigón. Expresadas como tensiones en las fibras extremas, las velocidades de carga son generalmente 0,30 MPa/min (40 psi/min) para carga rápida y 0,17 MPa/semana (25 psi/semana) para carga lenta.

En el caso de carga rápida, la deformación se puede medir usando medidores superficiales o empotrados (Houk, Borge y Houghton, 1969; Houghton, 1976). Para los ensayos de larga duración se prefieren los medidores de deformación empotrados. La viga de ensayo usada para determinar la capacidad de deformación se debería proteger envolviéndola con un material impermeable durante el ensayo para así impedir la pérdida de humedad. Los ensayos se deberían realizar a temperatura constante; de este modo se lograrán mediciones más precisas. Houk, Borge y Houghton (1969) y McDonald, Bombieh y Sullivan (1972) presentan procedimientos de ensayo detallados. En los estudios preliminares de la temperatura y los planos de control constructivo para proyectos de hormigón masivo se pueden utilizar los métodos aproximados para estimar la capacidad de deformación por tracción bajo cargas rápidas y lentas dados por Houghton (1976) y Liu y McDonald (1978).

7.3.4.4 Propiedades térmicas – La difusividad térmica y la expansión térmica son importantes para el control de la fisuración provocada por cambios térmicos; su determinación se detalla en ACI 207.1R. En la Tabla 7.1 se indica el rango aproximado de las propiedades térmicas del hormigón masivo.

El coeficiente de expansión térmica es una propiedad importante del hormigón. La cantidad de deformación que produce un cambio de temperatura es directamente proporcional al coeficiente de expansión térmica del hormigón. El coeficiente de expansión térmica medio del hormigón

masivo es alrededor de 5×10^{-6} F (9×10^{-6} C), pero puede variar entre alrededor de 4 y 8×10^{-6} F (7 a 15×10^{-6} C). Por lo tanto, en el caso extremo correspondiente a hormigón de baja resistencia a la tracción, elevado módulo de elasticidad, elevado coeficiente de expansión térmica y totalmente restringido, el hormigón se podría fisurar cuando se produzca una pequeña caída de la temperatura, de apenas 6 F (3 C). Por otra parte, algunos hormigones pueden soportar caídas rápidas de la temperatura de hasta 20 F (10 C), aún estando totalmente restringidos. ACI 207.1R y ACI 207.2R contienen más información sobre la expansión térmica del hormigón.

En el hormigón masivo la tensión de tracción se debe fundamentalmente a la restricción de la contracción térmica y, en mucho menor grado, a la retracción autógena. La retracción por secado es importante ya que puede provocar la aparición de fisuras poco profundas en las superficies. Los cambios de temperatura contribuyen fuertemente a la deformación por tracción del hormigón masivo. La predicción de la deformación probable requiere conocer la temperatura esperada, que se puede determinar si se conoce la curva de temperatura adiabática del hormigón, además de la difusividad térmica, las temperaturas de borde y las dimensiones. El aumento de temperatura adiabática se define como el aumento de temperatura que podría ocurrir si no hubiera pérdida de calor. Para predecir la distribución de las temperaturas se puede usar el método de los elementos finitos. El principal problema consiste en seleccionar correctamente las temperaturas de borde, las cuales a menudo dependen de la temperatura ambiente o del aire. Usar las temperaturas proporcionadas por el Servicio Meteorológico Nacional es una práctica satisfactoria. Para las presas se usan las temperaturas medidas en el reservorio. ACI 207.1R contiene información sobre otros métodos que se pueden usar para predecir las temperaturas en el hormigón masivo.

Las características de generación de calor del cemento desempeñan un importante papel en el aumento de temperatura. Se recomienda el cemento de bajo calor de hidratación ASTM C 150 Tipo IV, pero este hormigón no siempre está disponible. También se recomienda el cemento magro Tipo II de calor de hidratación medio; este casi siempre se puede conseguir. Se pueden usar puzolanas para reemplazar una parte del cemento y reducir la temperatura pico provocada por el calor de hidratación (ACI 207.2R). En algunos casos se puede reemplazar entre 35 y 50% del cemento por igual volumen de una puzolana adecuada y aún así lograr la resistencia especificada a 90 días o un año. Algunas de las puzolanas más comunes usadas en la elaboración de hormigón masivo incluyen las arcillas calcinadas, la tierra diatomácea, las tufas y pumicitas volcánicas y la ceniza fina. El tipo específico de puzolana a utilizar y el probable porcentaje de reemplazo se determinan en función de ensayos, análisis de costos y disponibilidad.

7.3.4.5 Aumento de la temperatura adiabática – ACI 207.1R describe métodos de ensayo y contiene datos sobre el aumento de la temperatura adiabática de hormigones con el mismo contenido de hormigón pero diferentes tipos de cemento

portland. La Figura 7.1 muestra curvas adiabáticas típicas para cemento Tipo II y diferentes cantidades de cemento y puzolana. Los datos muestran cómo el reemplazo de cemento por puzolana afecta la reducción de la temperatura.

7.4 - Construcción

7.4.1 Consideraciones básicas para la construcción – Las estructuras de hormigón masivo deben ser seguras, económicas, durables y estéticamente agradables. Cada uno de estos requisitos afecta la resistencia a la fisuración. El costo dependerá de factores tales como la elección de los mejores agregados, un control de la temperatura adecuado pero no excesivo y un bajo contenido de cemento. La durabilidad dependerá de la calidad del hormigón, las condiciones de exposición y la ausencia de reacciones químicas perjudiciales. La estética se logra mediante el uso de mano de obra calificada, control de fisuras y deformaciones y ausencia de pérdidas y deslavados. Es importante contar con un programa de ensayo de materiales exhaustivo que permita establecer el control necesario antes de preparar las especificaciones y controles para la etapa constructiva.

7.4.2 Efectos térmicos – Se puede minimizar la fisuración inducida por las temperaturas del hormigón masivo si se toman medidas adecuadas para reducir la magnitud y velocidad de los cambios de temperatura. Las medidas más utilizadas incluyen el enfriamiento previo, el enfriamiento posterior, una combinación de ambos y un aislante térmico para proteger las superficies expuestas. El grado de control térmico necesario para controlar la fisuración varía en función de factores tales

como la ubicación, altura y espesor de la estructura, naturaleza de los agregados, propiedades del hormigón y restricciones externas. Aunque gran parte de los datos para este capítulo fueron obtenidos de la experiencia con hormigón masivo en presas, es igualmente aplicable al hormigón masivo usado en otras estructuras, tales como plantas de energía eléctrica, fundaciones de puentes y edificios y otros elementos estructurales de grandes dimensiones. ACI 304R trata el hormigón colocado por el sistema tremie. ACI 207.5R discute el hormigón compactado a rodillo.

El enfriamiento previo del hormigón durante su elaboración y su enfriamiento posterior mediante sistemas de tuberías embebidas son dos medidas muy efectivas. La Sección 7.4.2.1 contiene detalles sobre el enfriamiento mediante tuberías.

Otro método prometedor para el control de la fisuración consiste en colocar hormigón resistente a la fisuración en los bordes (es decir, en los laterales y parte superior de las coladas). Aún si el hormigón más resistente a la fisuración resulta demasiado costoso para utilizar en toda la estructura, es posible utilizarlo de manera limitada sin afectar significativamente los costos. Colar una capa delgada de hormigón cerca de los encofrados no es sencillo, pero se simplifica utilizando paneles premoldeados; éstos se dejan como parte permanente de la estructura. Los paneles deberían ser durables y livianos para proporcionar aislamiento térmico. Ya que la mayoría de las fisuras se originan en los bordes, este método mejora el control de la fisuración. ACI 347R contiene más información sobre el uso de paneles premoldeados para proteger el hormigón masivo.

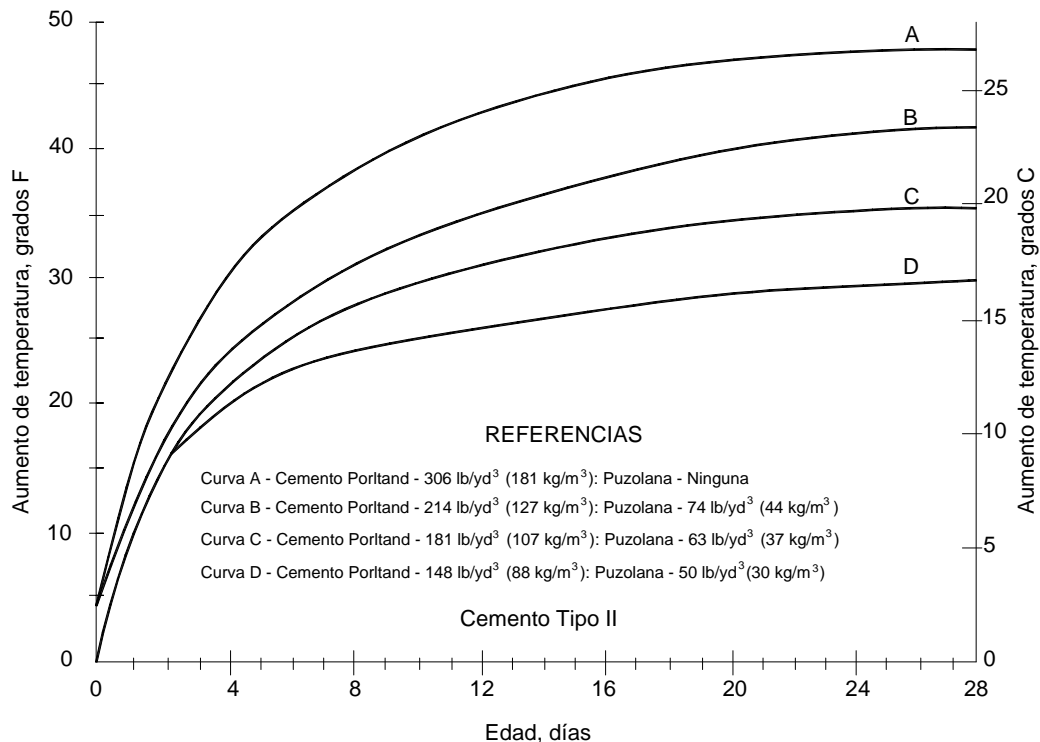


Fig. 7.1 - Curvas típicas de temperatura adiabática para hormigón masivo (Houghton, 1969)

7.4.2.1 Enfriamiento artificial – Durante la etapa de diseño se debería determinar el programa global de enfriamiento del hormigón, incluyendo los criterios de control en obra. El enfriamiento previo del hormigón antes de su colocación se puede lograr usando diferentes métodos, incluyendo el enfriamiento evaporativo de los depósitos de agregado mediante rociadores, el enfriamiento de todos los ingredientes con nitrógeno líquido o el uso de pequeñas partículas de hielo para reemplazar parte del agua de amasado. Si estas precauciones, sumadas al enfriamiento natural, no pueden reducir la fisuración de manera eficiente, se recomienda el enfriamiento posterior del hormigón, particularmente en las presas de hormigón de grandes dimensiones. El enfriamiento posterior del hormigón habitualmente se logra haciendo circular un líquido frío (generalmente agua) a través de tuberías empotradas en el hormigón. Se puede hacer circular agua de un río o lago cercano directamente o bien refrigerarla antes que circule, según sea necesario.

Estudios realizados durante la etapa de diseño establecerán parámetros tales como la altura de las coladas, separación de las tuberías, velocidad de flujo, velocidades de caída de temperatura aceptables (tanto para caída rápida como para caída lenta) y duración aproximada del enfriamiento.

Se deberían evitar los gradientes de enfriamiento pronunciados ya que podrían provocar fisuración. Esto es particularmente válido en masas más pequeñas en las cuales la circulación de agua se debe detener apenas el hormigón alcance la temperatura máxima y comience a enfriarse. Un punto vulnerable de los sistemas de enfriamiento por tuberías son los serpentines, donde puede haber gradientes pronunciados y fisuración si la circulación de agua no se detiene en el momento oportuno. Una ventaja fundamental del enfriamiento artificial es la eliminación uniforme del calor de hidratación y el control preciso de la velocidad. En el hormigón masivo se recomienda una velocidad máxima de enfriamiento de 0,6 C (1 F) por día, pero esta velocidad se debe monitorear durante la construcción para verificar que sea adecuada.

Se deben usar termocuplas en cantidad suficiente para permitir el adecuado monitoreo y control de las temperaturas internas del hormigón. Éstas se deben ubicar de manera que registren temperaturas representativas. Por ejemplo, una grilla para registrar gradientes térmicos en una presa de hormigón tendría entre tres y cinco planos transversales (dependiendo del tamaño de la estructura), cada uno de ellos con entre cinco y diez termocuplas. La separación entre las termocuplas debe ser menor cerca de las caras de la presa.

Los planos constructivos deberían indicar la disposición básica de las cañerías, incluyendo separaciones mínimas, disposición en las caras, aberturas interiores, juntas de construcción transversales en coladas inclinadas, parciales y aisladas, diámetros de las tuberías, elevadores y conexiones. (Houghton, 1969). En la mayor parte de la presa se puede mantener una separación uniforme para la tubería de enfriamiento, pero en todas las presas existen áreas aisladas donde se tienden a concentrar las tuberías. Estas concentraciones tienden a ocurrir en la cara aguas abajo de la

presa, donde están ubicadas las entradas y salidas de las tuberías de enfriamiento, en las zonas adyacentes a aberturas y en coladas de hormigón aisladas e inclinadas. Una planificación adecuada aliviará muchas de las condiciones no deseables que provocan estas concentraciones. Por ejemplo, se debería determinar hasta qué punto se justifica reducir los costos concentrando las entradas y salidas de las tuberías de enfriamiento cerca de las juntas de contracción en la cara de la presa. También se debería decidir si las tuberías de enfriamiento para zonas aisladas en las fundaciones y aberturas como galerías se pueden extender a partir de la cara aguas abajo de la presa o si es necesario emplear un elevador vertical.

Para facilitar la instalación, la tubería empleada para el enfriamiento del hormigón ya colocado debería ser de pared delgada. Las tuberías de aluminio son livianas y fáciles de manejar; sin embargo, su inutilización por la corrosión se vuelve un problema potencial si el enfriamiento se prolonga durante un período de meses. En este caso se prefieren las tuberías de acero. Las conexiones superficiales de las tuberías de enfriamiento se deberían poder retirar hasta una profundidad de 100 ó 150 mm (4 a 6 in.); de este modo una vez retiradas las conexiones los orificios se pueden escariar y llenar en seco.

Antes de colocar el hormigón los serpentines se deben ensayar a presión para detectar pérdidas; para ello se debe usar la misma presión que recibirán del sistema de enfriamiento. Esta presión también se debería mantener durante la colocación del hormigón para impedir su aplastamiento y poder detectar cualquier daño que pudiera aparecer.

En el extremo de cada serpentín empotrado se deberían instalar indicadores visuales del flujo para poder observar fácilmente el flujo del agua de enfriamiento. Además de observar la regularidad del flujo y las temperaturas y presiones del agua, también se deben observar y registrar las temperaturas del hormigón al menos una vez al día mientras dura el enfriamiento de la colada. Para registrar la temperatura durante el proceso de colocación del hormigón se disponen termómetros en la entrada y salida del sistema de enfriamiento.

La planta de refrigeración para el agua de enfriamiento puede estar en una ubicación central, o también puede haber varias plantas portátiles más pequeñas para poder trasladar el sistema de refrigeración a medida que la presa progresa en altura. Se debería disponer de suficientes componentes en standby, con la misma capacidad que las unidades individuales de refrigeración más grandes. Una planta de tamaño insuficiente puede provocar el apagado prematuro del sistema de enfriamiento, antes que el calor de hidratación se haya disipado suficientemente, o la reducción de la velocidad de los trabajos con el consiguiente perjuicio para el cronograma de la obra.

El enfriamiento debería continuar hasta que el hormigón alcance la temperatura prescrita. Esta temperatura depende del tipo de estructura y de las cargas. La temperatura prescrita puede ser la temperatura media anual u otras temperaturas, según las variaciones anuales.

Algunas estructuras de hormigón masivo tienen juntas de contracción verticales para facilitar su construcción; a medida

que el hormigón se enfría estas juntas se abrirán. En algunas presas (especialmente en las presas en arco) estas juntas de contracción después se llenan para restablecer el comportamiento monolítico.

Una vez completado el enfriamiento, las tuberías ya no son necesarias y se las debería llenar con una mezcla cementicia. Se deberían utilizar las mismas técnicas de llenado usadas para hormigón postesado.

7.4.2.2 Enfriamiento natural – Colocando un aislante térmico sobre las superficies de hormigón expuestas durante el tiempo frío se puede proteger al hormigón contra la fisuración, siempre que el aislante sea suficiente y que permanezca durante un período de tiempo suficiente. Si el aislante alcanza para permitir un enfriamiento lento, puede que la deformación por tracción nunca supere el límite de fisuración. Sin embargo, si el hormigón tiene una tasa de relajación (o fluencia lenta) muy baja, la cantidad de aislante y el prolongado tiempo de protección requeridos hacen que esta medida no resulte práctica.

En ambientes donde prevalecen condiciones severas que requerirán grandes cantidades de aislante durante los meses más fríos, puede ser necesario retirar este aislante por etapas a medida que se acercan los meses más cálidos. Se debería permitir que las temperaturas en el interior del hormigón inmediatamente por debajo del aislante se acerquen a la temperatura ambiente lentamente, impidiendo así un choque térmico que podría inducir fisuración en la superficie o debajo de la misma y la posible penetración posterior de las fisuras hacia el interior de la masa de hormigón. No hay que usar demasiado aislante ni dejarlo colocado durante demasiado tiempo, ya que esto podría detener el enfriamiento deseado de la masa interior y posiblemente hacer que la temperatura interior comience a aumentar nuevamente.

Son numerosos los materiales aislantes disponibles. Puede ser un material semirrígido tipo panel, o un material que se aplica por pulverización y se vuelve semirrígido una vez colocado. Generalmente los paneles semirrígidos se instalan en el lado interno de los encofrados. Para mantener el aislante sobre la superficie de hormigón una vez que se retiran los encofrados se usan anclajes temporarios empotrados en la colada de hormigón. El aislante se puede retirar fácilmente de las superficies. La aplicación de aislantes entregados en rollos es particularmente útil para las juntas horizontales entre coladas. Resultan fáciles de instalar y retirar, y además se pueden reutilizar muchas veces. Los aislantes en aerosol se pueden usar en superficies tanto horizontales como verticales. Este tipo de aislante es particularmente útil para aumentar el espesor y la eficiencia de algún otro aislante ya instalado, y también para aislar encofrados. No se pueden usar aislantes que permiten la transmisión de los rayos solares, ya que podría haber un aumento de temperatura en la zona entre el aislante y el hormigón si el aislante queda expuesto a los rayos solares. Los paneles premoldeados de hormigón liviano de baja conductancia o de hormigón de peso normal colado con capas intercaladas de hormigón celular de baja conductancia son

también aceptables como aislantes. Estos paneles también servirían como encofrados para el hormigón.

Se puede permitir que las estructuras de hormigón masivo se enfríen sin usar aislantes cuando las secciones son relativamente delgadas – alrededor de 7 m (20 ft), en climas moderados, si la disipación natural del calor es gradual y el gradiente térmico no es pronunciado.

7.4.3 Cambio de volumen autógeno – El cambio de volumen autógeno es la expansión o retracción del hormigón no provocada por cambios de temperatura, contenidos de humedad o cargas aplicadas; por lo tanto, se trata de una expansión o contracción autoinducida. La expansión puede ser útil para impedir la fisuración, pero la contracción aumenta la tendencia a la fisuración. El cambio de volumen autógeno generalmente se mide mediante medidores de la deformación empotrados en cilindros de hormigón cuidadosamente sellados para garantizar que no haya pérdida de humedad y que el hormigón se mantenga a temperatura constante. Se comienza a medir tan pronto como las probetas se endurecen y sellan, y se continúa midiendo periódicamente durante meses.

7.5 - Operación

Una vez finalizada su construcción, la estructura queda expuesta al ciclo anual de combinaciones de cargas para las cuales fue diseñada. Durante el período de operación inicial, que puede durar algunos meses o incluso años, la estructura y las fundaciones sufrirán algún movimiento elástico superpuesto con un asentamiento fijo. Durante los años siguientes se producirán pequeñas deformaciones permanentes en la estructura, las fundaciones, o ambas; estas deformaciones se caracterizan como fluencia lenta. La fluencia lenta puede iniciar una fisuración no anticipada al provocar que una carga se traslade a áreas estructurales que no fueron diseñadas para deformarse ni soportar más carga. Estas condiciones se pueden anticipar en parte mediante análisis que incluyen la fluencia lenta del hormigón, y diseñando la estructura para que soporte estos movimientos.

7.5.1 Fluencia lenta del hormigón – Fluencia lenta es la deformación continuada del hormigón bajo la acción de tensiones sostenidas. La norma ASTM C 512 detalla un ensayo normalizado para determinar la fluencia lenta del hormigón en compresión. La fluencia lenta del hormigón en tracción es difícil de medir; por lo tanto, se asume que las propiedades de fluencia lenta en tracción y compresión son iguales.

La fluencia lenta del hormigón se mide en probetas cuidadosamente selladas almacenadas a temperatura constante y sometidas a una tensión constante. Generalmente la medición se hace usando medidores de la deformación empotrados, aunque se puede utilizar cualquier otro método confiable. Las probetas se pueden sellar con goma butilo, pero se debe evitar el neopreno porque este material permite que se escape parte de la humedad. Las probetas se deben cargar a las mismas edades especificadas para los ensayos de módulo de elasticidad, aunque no siempre resulta práctico cargar a la edad temprana de un día. Las probetas deberían ser lo suficientemente grandes como para permitir el uso de hormigón como el que se ha de

usar en obra. Con frecuencia se usan probetas cilíndricas de 280 x 560 mm (9 x 18 in.) para 75 mm (3 in.) de tamaño máximo de agregado, o probetas cilíndricas de 150 x 400 mm (6 x 16 in.) para agregados de 40 mm (1-1/2 in.). ACI SP-9 contiene coeficientes útiles para convertir la fluencia lenta correspondiente a un hormigón con agregados de menor tamaño a la fluencia lenta de un hormigón con agregados más grandes. La Figura 7.2 muestra curvas típicas de fluencia lenta obtenidas de investigaciones en laboratorio (McCoy, Thorton y Allgood, 1964). La Tabla 7.2 indica los valores para el módulo de elasticidad sostenido, que se usan para desarrollar coeficientes de tensiones de tracción para una caída de temperatura con restricción total. ACI 209R presenta una discusión del módulo de elasticidad sostenido. Una mayor velocidad de fluencia lenta es útil si la deformación por tracción se aplica gradualmente. Como la resistencia a la tracción del hormigón es prácticamente independiente de las cargas previas, la fluencia lenta tiende a aumentar la capacidad de deformación. Por ejemplo, en el caso de la represa Dworshak, la deformación de falla era casi tres veces mayor para una deformación aplicada durante un período de dos meses, respecto de una deformación aplicada rápidamente (Houk, Paxton y Houghton, 1970).

La fluencia lenta del hormigón bajo tensión sostenida es afectada por la rigidez de los agregados. Si el módulo es

elevado la fluencia es lenta y viceversa. La importancia de la influencia de la rigidez de los agregados sobre la fluencia lenta se puede ilustrar mediante los dos ejemplos siguientes. Primero, supongamos que los agregados y la pasta cementicia tienen el mismo módulo de elasticidad. Cuando se aplique compresión, la tensión y la correspondiente deformación serán iguales en los agregados y en la pasta cementicia. Los agregados no sufrirán fluencia lenta bajo una tensión moderada pero la pasta sí lo hará, y la pasta que está entre las partículas de agregado se relajará y transferirá carga a los agregados para poder mantener el equilibrio. Esto impone una deformación elástica a los agregados que da cuenta de gran parte de la fluencia lenta del hormigón. La cantidad de deformación elástica está directamente relacionada con el módulo de elasticidad del agregado; cuanto más rígido sea el agregado menor será la fluencia lenta. Ahora supongamos que el módulo de elasticidad de los agregados es mucho mayor que el de la pasta cementicia. Cuando se aplique compresión la tensión media en los agregados será mayor que en la pasta cementicia y la pasta sufrirá menor fluencia lenta que la que sufría cuando los módulos eran iguales. Luego la deformación elástica en los agregados provocada por la fluencia lenta de la pasta será menor que cuando los módulos eran iguales. Por lo tanto, un aumento de la rigidez de los agregados actúa de dos manera diferentes para reducir la fluencia lenta del hormigón.

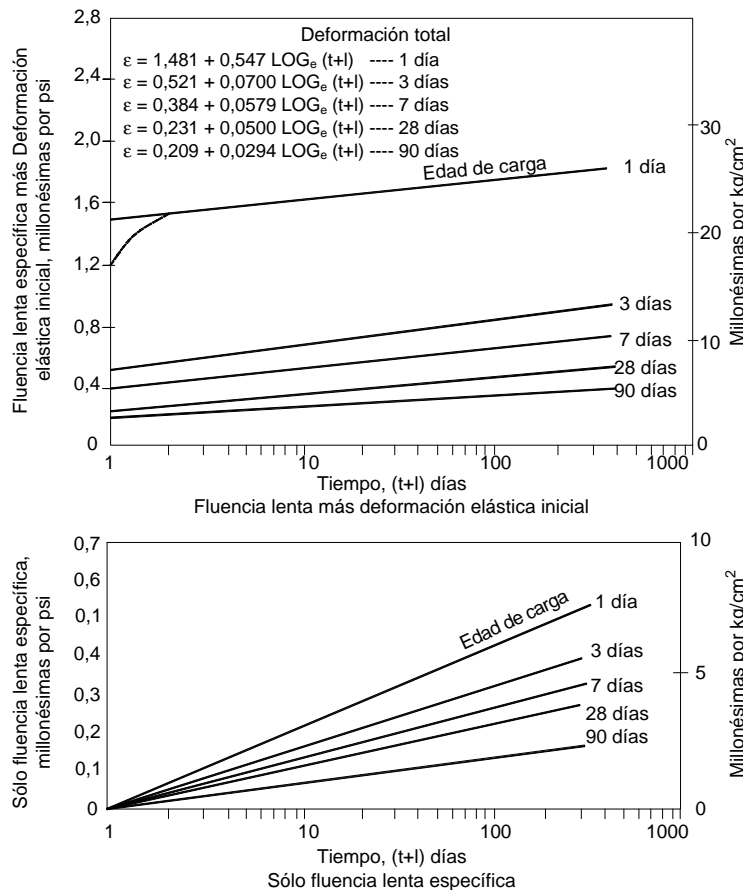


Fig. 7.2 - Curvas típicas de fluencia lenta para hormigón masivo

Tabla 7.2(a) - Módulo de elasticidad sostenido

Módulo de elasticidad sostenido E_s en el momento de la carga en días, GPa (psi)				
Tiempo después de la carga, d	1	3	7	28
0	47,6 (680.000)	134 (1.920.000)	183 (2.610.000)	303 (4.330.000)
1	46,2 (660.000)	123 (1.760.000)	172 (2.460.000)	263 (3.760.000)
3	44,8 (640.000)	113 (1.620.000)	151 (2.150.000)	234 (3.334.000)
7	44,1 (630.000)	95 (1.350.000)	139 (1.980.000)	210 (2.990.000)

Tabla 7.2(b) - Coeficientes de tensión

Coeficiente de tensión de tracción para condición de restricción total y temperatura decreciente para la edad del hormigón en el momento de la carga en días, MPa/C (psi/F)				
Tiempo después de la carga, d	1	3	7	28
0	0,047 (3,7)	0,133 (11,0)	0,1181 (14)	0,300 (24)
1	0,046 (3,6)	0,122 (9,7)	0,1170 (14)	0,260 (21)
3	0,045 (3,5)	0,112 (8,9)	0,1150 (12)	0,231 (18)
7	0,044 (3,5)	0,094 (7,4)	0,1138 (11)	0,208 (16)

CAPÍTULO 8 - CONTROL DE LA FISURACIÓN MEDIANTE PRÁCTICAS CONSTRUCTIVAS ADECUADAS

8.1 - Introducción

Las prácticas constructivas discutidas en este capítulo abarcan las especificaciones, materiales, diseños, aspectos relacionados con las mezclas y performance de la construcción en obra. Antes de discutir cómo se puede controlar la fisuración mediante prácticas constructivas adecuadas, vale la pena mencionar la causa básica de fisuración relacionada con el cambio de volumen del hormigón – la restricción. Si todas las partes del hormigón de una estructura se pueden mover libremente a medida que el hormigón se expande o contrae por el cambio de volumen, no habrá fisuración.

Sin embargo, es evidente que no todas las partes de las estructuras de hormigón se pueden mover libremente, y por su propia naturaleza no pueden responder de la misma manera a los cambios de volumen. Es por ello que se desarrollan deformaciones diferenciales y se inducen tensiones de tracción. La fisuración ocurre si estas tensiones diferenciales superan la capacidad del hormigón de soportarlas. El hormigón nuevo se debe proteger durante tanto tiempo como sea posible contra la pérdida de humedad o las caídas de temperatura. Estas consideraciones pueden resultar en tensiones capaces de provocar fisuración a una edad temprana pero que se podrían soportar a edades más avanzadas. El hormigón debería tener elevada capacidad de deformación por tracción, la cual depende de los agregados. Por lo tanto, es deseable que el módulo de elasticidad en tracción sea bajo.

8.2 - Restricción

En muchas circunstancias bajo las cuales deben actuar la estructura y los elementos de hormigón existe restricción. Algunos ejemplos típicos muestran cómo la restricción puede provocar fisuración si la resistencia del hormigón no es suficiente para soportar las tracciones que se desarrollan.

Un muro o parapeto que a lo largo de su base está anclado a la fundación, o a otros elementos estructurales de menor respuesta a los cambios de volumen, puede estar restringido de moverse si sus partes superiores se acortan por efecto del enfriamiento o secado (ACI 224.3R). En general, la fisuración es inevitable. En la construcción de muros se deberían tomar recaudos para considerar las caídas de temperatura. Se deberían proveer juntas de contracción (o al menos ranuras con una profundidad de al menos 10% del espesor del muro a ambos lados del mismo) a intervalos de entre una a tres veces la altura del muro, para muros de gran altura y muros bajos, respectivamente.

Particularmente en las secciones de mayor tamaño y espesor, el hormigón interior y el exterior pueden estar sujetos a diferentes niveles y velocidades de cambio de temperatura o contenido de humedad. Cuando esto ocurre el hormigón interior restringe la retracción del hormigón exterior, y se desarrollan tensiones de tracción que pueden provocar la fisuración de la superficie. Esto se da cuando la superficie se enfría mientras el interior aún está caliente por el calor de hidratación, o cuando el hormigón de la superficie se seca más rápidamente que el interior. A menudo se puede proteger la superficie a edades tempranas de manera que no se desarrollen deformaciones diferenciales que podrían inducir tensiones antes que el hormigón haya adquirido resistencia suficiente para soportar la deformación sin fisurarse. La armadura dispuesta tanto para contracción térmica como para retracción por secado sólo puede restringir parcialmente la contracción del hormigón superficial, pero puede limitar la cantidad y la abertura de las fisuras.

Como consecuencia de las diferencias de temperatura o de la retracción por secado en dos secciones adyacentes es posible que haya restricción donde cambia la geometría de la sección. Si fuera posible se puede usar una junta de contracción para aliviar esta restricción. En losas y pavimentos de hormigón hay restricción debida al anclaje de las armaduras en zapatas de hormigón perimetrales. Cuando todos los lados de una losa se pueden retraer libremente hacia el centro la fisuración es mínima. Se deberían diseñar juntas de contracción y apoyos perimetrales tomando esto en consideración.

Los muros, losas y revestimientos de túneles colocados contra la superficie irregular de una excavación en roca no se pueden mover cuando la superficie se expande o contrae en respuesta a cambios de temperatura o contenido de humedad. Se deberían proveer juntas de contracción o ranuras de gran profundidad con poca separación para esconder las fisuras que deslucirían estas superficies. En los revestimientos de túneles, la retracción durante las primeras semanas es principalmente de origen térmico, y el uso de hormigón frío [10 C (50 F)] puede

reducir la fisuración. Cuando la fisuración llega a niveles significativos, el revestimiento de hormigón ha alcanzado mayor capacidad de deformación y por lo tanto su resistencia a la fisuración por retracción es mayor. Sin embargo, en los revestimientos de túneles y otros conductos y tuberías de hormigón colados in situ, se puede reducir en gran medida el ancho y la cantidad de fisuras circunferenciales usando una partición para impedir que haya movimiento de aire en el túnel, y generando charcos de agua poco profundos tan pronto como sea posible luego de colocar el revestimiento. Éstos deberían permanecer hasta que el túnel entre en servicio (USBR, 1981). En un ambiente húmedo el hormigón puede adquirir mucha mayor resistencia y será capaz de resistir mejor las tensiones de tracción inducidas por la retracción si se permite que se seque en servicio. Si el túnel transporta agua no habrá más retracción por secado.

Estos ejemplos indican que durante la etapa de diseño se deberían considerar varios procedimientos para controlar la fisuración. Aunque una construcción adecuada puede contribuir significativamente (como se discutirá en secciones siguientes), no se puede esperar que el contratista emplee los mejores procedimientos a menos que estos procedimientos estén especificados en los documentos contractuales.

8.3 - Retracción

8.3.1 Influencia del contenido de agua – Como se ilustra en la Figura 3.5, la retracción por secado del hormigón es proporcional al contenido de agua de la mezcla. Usar un hormigón con el menor asentamiento posible ayuda al control de la fisuración. La elección de la dosificación que requiera la menor cantidad de agua para la resistencia y durabilidad deseadas es un factor de fundamental importancia. Esto significa evitar las mezclas con exceso de arena, usar el máximo tamaño de agregado posible y usar agregados con la forma y la gradación granulométrica más favorables. También significa usar una arena bien graduada con un mínimo de finos pasantes tamiz 100 y libre de arcilla, de manera que su equivalente de arena no sea menor que 80% (AASHTO T 176). La retracción tiende a ser proporcional al volumen total de pasta en la mezcla.

8.3.2 Secado superficial – A menos que la superficie esté sumergida o bajo tierra habrá secado superficial. Es probable que haya deformaciones por retracción por secado de hasta 600×10^{-6} o más. La cantidad de fisuración por retracción depende de factores tales como el grado de secado superficial, la dosificación de la mezcla – especialmente el agua de amasado, y la extensibilidad (capacidad de deformación por tracción) del hormigón. La extensibilidad representa cuánto se puede deformar el hormigón sin superar su resistencia a la tracción, y es igual a la sumatoria de la fluencia lenta más la capacidad de deformación elástica. Esta última está fuertemente vinculada a la composición del agregado y puede variar ampliamente. Típicamente, algunos hormigones con alto contenido de gravas cuarcíticas tienen baja capacidad de deformación y elevado módulo de elasticidad. Los hormigones de baja capacidad de

deformación son más sensibles a la retracción por secado (y a la disminución de la temperatura) y sufrirán mayor grado de fisuración.

Uno de los principales objetivos del control de la fisuración es mantener el hormigón húmedo tanto como sea posible para que tenga tiempo de desarrollar más resistencia y resistir las fuerzas de fisuración. Sin embargo, como se describe en el Capítulo 3 y en Carlson (1938), hay algunos casos en los cuales un prolongado curado húmedo no resulta beneficioso. La importancia del curado húmedo variará dependiendo de las condiciones climáticas y la estación del año. El hormigón frío (a menos de 10 C [50 F]) se seca muy lentamente siempre que la humedad relativa esté por encima de 40%. A cierta profundidad el hormigón pierde la humedad lentamente. Si el secado superficial puede ser rápido, es necesario un curado ininterrumpido para mejorar la resistencia superficial. La fisuración se reducirá aún más si se impide que la superficie se seque rápidamente al final del período de curado. Para lograr un secado lento, se debe dejar el curado húmedo sin mojar varios días después del final del período de curado especificado (preferentemente entre 7 y 10 días), hasta que la cubierta y el hormigón debajo de la misma parezcan secos. Si es necesario utilizar estos procedimientos, se los debería incluir en los documentos contractuales.

8.3.3 Retracción plástica – Generalmente sobre las superficies de pisos y losas aparecen fisuras por retracción plástica no deseadas si las condiciones de trabajo son tan secas que la humedad sale de la superficie de hormigón más rápido de lo que es reemplazada por el agua de exudación. Estas fisuras ocurren antes del inicio del curado y pueden ocurrir ya sea antes o después del acabado final. La superficie de hormigón se contrae a medida que pierde humedad, provocando tensiones de tracción en el hormigón débil, rigidizante y plástico que ocasionan fisuración irregular sobre la superficie. Generalmente estas fisuras son anchas en la superficie pero su profundidad es de apenas unos pocos milímetros (pulgadas), aunque en los pavimentos pueden aparecer fisuras muy profundas. La longitud de las fisuras va de unos pocos milímetros (pulgadas) a unos cuantos metros (pies) y su separación varía entre unos pocos milímetros (pulgadas) y 2/3m (2 ft).

Algunas veces las fisuras por retracción plástica aparecen lo suficientemente temprano como para ser eliminadas posteriormente usando una llana o fratás. Si esto ocurre se recomienda posponer estas operaciones tanto como sea posible para obtener el máximo beneficio sin recurrencia de las fisuras.

En otros casos el uso temprano de la llana puede destruir la tracción creciente, retrabajando el mortero superficial e impidiendo la fisuración plástica. Apenas aparezcan las fisuras, si el estado del hormigón aún lo permite, se debería intentar cerrar las fisuras mediante apisonado o golpeando con una llana. Si las fisuras se cierran firmemente es poco probable que vuelvan a aparecer. Sin embargo, si apenas se pasa un fratás sobre la superficie del hormigón, las fisuras pueden aparecer nuevamente. En cualquier caso el curado se debe iniciar tan pronto como sea posible.

Es más probable que haya fisuración por retracción plástica cuando las condiciones ambientales, temperaturas del hormigón y dosificación de la mezcla se combinan de manera tal de provocar una rápida pérdida de la humedad superficial disponible. Estas condiciones se pueden desarrollar tanto en tiempo caluroso como en tiempo frío cuando se combinan los siguientes factores: baja humedad, altas velocidades del viento y una superficie de hormigón tibio. Las especificaciones del proyecto deberían estipular las precauciones para el control efectivo de la humedad que han de implementarse para impedir la pérdida de humedad superficial bajo estas condiciones. Entre estas precauciones las más importantes son el uso de boquillas de niebla (no de pulverizado) para mantener una delgada capa de humedad sobre la superficie entre operaciones de acabado. Se pueden enrollar y desenrollar rollos de lámina plástica antes y después de aplicar la llana, preferentemente exponiendo sólo el área sobre la cual se está trabajando en el momento. Algunas precauciones menos efectivas pero aún así útiles incluyen las películas monomoleculares pulverizadas que inhiben la evaporación. Los rompevientos también son útiles; por lo tanto es deseable programar la construcción de las losas para cuando los muros ya estén contruidos (ACI 305R; ACI 302.1R).

La fisuración por retracción plástica está asociada con la tasa de pérdida de humedad superficial en relación con la tasa de reabastecimiento de humedad por exudación. En consecuencia, la tasa de pérdida de humedad admisible es afectada significativamente por la tasa de exudación. Además, la tasa de pérdida de humedad de la superficie del hormigón depende de una combinación de factores que incluyen la temperatura del aire, la temperatura del hormigón, la humedad relativa del aire en contacto con el hormigón, el grado de saturación de la superficie de hormigón (cantidad de agua exudada) y la velocidad del viento en la superficie del hormigón.

La tasa de evaporación puede ser mayor para condiciones de hormigonado en frío que para condiciones de hormigonado en tiempo caluroso, particularmente si el hormigón ha sido calentado, el aire es frío y seco y la velocidad del viento es elevada. Esto se debe a que el factor térmico que determina la evaporación superficial es la diferencia entre la temperatura del aire y la temperatura del hormigón. Si la temperatura del hormigón es mayor que la del aire se favorece la evaporación, aunque también depende de la humedad y de la velocidad del viento.

Otras prácticas útiles para contrarrestar la excesiva pérdida de humedad superficial consisten en colar sobre una subrasante bien humedecida, enfriar los agregados humedeciéndolos y colocándolos a la sombra y usar agua fría o hielo triturado como agua de amasado para bajar la temperatura del hormigón fresco.

8.3.4 Enfriamiento superficial – El enfriamiento superficial típicamente provocará en una superficie de hormigón no restringida una retracción de alrededor de 10×10^{-6} C ($5,5 \times 10^{-6}$ F) a medida que disminuye la temperatura. Esto equivale a 9 mm en una longitud de 30 m con una caída de 30 C ($1/3$ in. en 100 ft de longitud con una caída de 50 F). La restricción y la

fluencia lenta reducen la cantidad de deformación por retracción, pero provocan tensiones de tracción. Cuanto más pronto y a menor velocidad se produzca el enfriamiento, menor serán las tensiones de tracción. La influencia de la fluencia lenta reduce el módulo efectivo del hormigón cargado a edades tempranas y permite mayor extensibilidad.

En los trabajos de hormigón normal, la protección invernal requerida para que la resistencia se desarrolle adecuadamente mitigará los efectos más críticos del enfriamiento. Las juntas de contracción para el control de la fisuración por retracción también controlarán la fisuración provocada por caídas de la temperatura superficial. Además del Capítulo 7 de este informe, también los Capítulos 4 y 5 de ACI 207.1R discuten el control de la temperatura en el hormigón masivo para minimizar diferencias de temperatura tempranas entre el interior y el exterior del hormigón. Básicamente, estos controles reducen el aumento de la temperatura interior provocada por el calor de hidratación usando un contenido de cemento mínimo, puzolanas para reemplazar parte del cemento, aditivos reductores del agua, incorporadores de aire, agregados de gran tamaño, bajo asentamiento y hielo triturado como agua de amasado para mantener la temperatura del hormigón fresco tan próxima a 10 C (50 F) como sea posible. En ningún momento se deben retirar encofrados para exponer una superficie tibia a bajas temperaturas. Como se mencionó en la Sección 8.3.2, la extensibilidad o deformación que soportará el hormigón antes de fallar por tracción es función de los agregados y debería ser investigada, especialmente para los proyectos de mayor envergadura. Lo que es aplicable a un proyecto no necesariamente se podrá aplicar a otro.

8.4 - Precipitación de los agregados

Las fisuras por precipitación o asentamiento de los agregados se desarrollan mientras el hormigón está en estado plástico, luego de su consolidación inicial. Las fisuras por precipitación de los agregados son el resultado natural de la precipitación de los sólidos pesados en un medio líquido. Las fisuras por precipitación ocurren a lo largo de elementos rígidamente soportados, tales como armaduras horizontales o varillas de tensión. A veces el hormigón se adhiere a los encofrados. En estas ubicaciones aparecerá una fisura si los encofrados están calientes en la parte superior o son parcialmente absorbentes. A menudo aparecen fisuras en las juntas de construcción horizontales y en las losas de tableros de puentes encima de armaduras o varillas de tensión que tienen apenas unas pocas pulgadas de recubrimiento (alrededor de 75 a 125 mm [3 a 5 in.]). Se pueden reducir las fisuras por precipitación en los tableros de los puentes aumentando el recubrimiento de hormigón y dosificando la mezcla de manera de minimizar la exudación y la precipitación de los agregados. Se puede usar un revibrado tardío para cerrar las fisuras por precipitación y mejorar la calidad y apariencia de la parte superior del hormigón, aún cuando ya se haya producido precipitación y perdido asentamiento (ACI 309R). También se recomienda usar un hormigón de bajo asentamiento para ayudar

a impedir la aparición de fisuras por precipitación en tableros y losas de puentes.

8.5 - Construcción

Es mucho lo que se puede hacer durante la construcción para minimizar la fisuración. Las especificaciones de cada proyecto deberían especificar las acciones que se deben tomar para contrarrestar las condiciones climáticas extremas y contener requisitos razonables.

8.5.1 Agregados del hormigón – Siempre que sea posible, los agregados se deben seleccionar de manera de obtener un hormigón de alta capacidad de deformación. Es importante que los agregados finos y gruesos estén limpios y libres de material fino innecesario, particularmente arcillas. El agregado fino debería tener un equivalente de arena mayor que 80%; esto se debería verificar frecuentemente (AASHTO T 176). La arena se debería almacenar durante un tiempo suficiente para que el contenido de humedad se estabilice a un nivel de menos de 7% en base a condición de secado en horno.

8.5.2 Cemento compensador de la retracción – Se puede usar cemento compensador de la retracción para compensar la retracción de elementos restringidos o elementos con la armadura de retracción mínima exigida por ACI 318. La propiedad más importante de estos cementos es que la expansión inducida en el hormigón durante la colocación y el endurecimiento está diseñada para contrarrestar la retracción por secado normal. Si se lo usa correctamente (particularmente con el curado temprano y exhaustivo requerido para lograr la máxima expansión), algunas veces se puede triplicar la distancia entre juntas sin aumentar el nivel de fisuración por retracción. La Sección 3.6 y ACI 223 contienen detalles sobre los tipos y el uso correcto de los cementos compensadores de la retracción.

8.5.3 Manejo de los agregados y preparación del hormigón – Los agregados se deben manipular de manera de evitar su contaminación, segregación y rotura. La mejor alternativa consiste en tamizar y enjuagar los agregados gruesos, separándolos en sus diversos tamaños, y colocarlos en los correspondientes receptáculos de la planta de dosificación. Se debe cuidar que el hormigón se dosifique y mezcle de manera uniforme para que la variación del asentamiento y la trabajabilidad entre diferentes coladas sea mínima, lo cual invariablemente lleva a demandas de mayor margen de trabajabilidad.

8.5.4 Hormigón frío – En las estructuras de hormigón masivo, reduciendo los contenidos de agua y cemento al mínimo posible y usando hormigón frío se reducirán los diferenciales de temperatura que provocan fisuración. Una menor cantidad de agua de amasado reduce la retracción por secado. En tiempo cálido el hormigón frío reduce la pérdida de asentamiento, mejora la bombeabilidad y mejora la respuesta a las vibraciones. Se puede usar hielo triturado para reemplazar toda el agua de amasado o parte de la misma. En tiempo frío el hormigón está naturalmente frío, y se debe cuidar de usarlo tan frío como sea posible sin provocar daños por congelamiento.

No tiene sentido intentar proteger las superficies, bordes y esquinas colocando hormigón innecesariamente tibio en climas fríos. Estas zonas vulnerables requieren protección mediante aislantes o cerramientos protectores (ACI 306R).

8.5.5 Revibrado – Si se hace lo más tarde posible mientras el hormigón aún responde al vibrador, el revibrado puede eliminar fisuras y grietas si hay algún elemento fijo que impide que parte del hormigón se precipite junto con el resto. Las fisuras por precipitación son más aparentes en la parte superior de muros y columnas donde es sencillo emplear revibrado. El revibrado profundo corrige fisuras provocadas por precipitaciones diferenciales alrededor de encofrados para aberturas y ventanas y cuando las losas y muros se colocan de forma monolítica (ACI 309R).

8.5.6 Acabado – Un correcto acabado de las losas y pavimentos puede reducir muchos tipos de fisuras (ACI 302.1R). Se debería usar hormigón de bajo asentamiento. Raramente se necesita un asentamiento mayor que 75 mm (3 in.), excepto en tiempo caluroso cuando tanto el asentamiento como la humedad se pierden rápidamente. No se deben realizar operaciones de acabado en presencia de agua superficial. Se deben tomar precauciones (Sección 8.3.3) para impedir la retracción plástica. Todas las marcas y ranuras requeridas se deben cortar cuidadosamente hasta la profundidad especificada. El curado se debe iniciar rápidamente.

8.5.7 Curado y protección – El hormigón se debería llevar a un nivel de resistencia adecuada y proteger de las bajas temperaturas y condiciones de secado que podrían provocar su fisuración. El curado y la protección no deben terminar de forma abrupta. Si se deja que el hormigón nuevo se seque o enfríe gradualmente durante el transcurso de varios días, la fluencia lenta puede reducir la posibilidad de fisuración cuando finalmente el curado y la protección se discontinúan por completo. La aplicación posterior de un compuesto de curado luego del curado inicial disminuirá la velocidad de secado.

8.5.8 Varios – Debido a sus potenciales efectos sobre la fisuración, algunos ítems habitualmente cubiertos en las especificaciones de un proyecto (o que deberían estar cubiertos cuando sean necesarios) requieren atención especial durante la construcción.

- Las armaduras deben estar firmemente apoyadas, con el espesor de recubrimiento designado para impedir la corrosión, expansión y fisuración;
- No se debe colocar hormigón contra armaduras o encofrados calientes;
- Los apoyos de los encofrados deben tener resistencia y rigidez suficiente para impedir fallas y distorsiones tempranas que podrían provocar fisuración;
- Las subrasantes y demás apoyos no deberían sufrir asentamientos diferenciales, los cuales podrían provocar tensiones excesivas en la estructura y fisuración de la misma;
- No se debería usar cloruro de calcio si hay armaduras de acero. Si es necesario acelerar el fraguado o ganar

resistencia, se debería usar más cemento, agua caliente o un acelerador sin cloruro;

- Las unidades premoldeadas se deben manipular cuidadosamente para evitar tensiones excesivas. Se deberían considerar los puntos donde se aplicarán las fuerzas y la rigidización de las unidades;
- Evitar el uso de salamandras no ventiladas en tiempo frío (ACI 306R) o equipos a gasolina cuando la ventilación no es adecuada. Estos aumentarán el riesgo de carbonatación, provocando retracción y fisuración superficial;
- No se deben omitir las juntas de contracción; las ranuras deben tener profundidad suficiente y estar dentro de la separación máxima permitida. En tiempo caluroso o ambientes áridos, las juntas de construcción se deberían materializar en el hormigón fresco en forma de insertos o bien como juntas aserradas en caso que el hormigón esté lo suficientemente endurecido como para no resultar dañado por la hoja de la sierra;
- Se deben neutralizar los elementos reactivos de los agregados gruesos usando cementos de bajo contenido de álcalis, puzolanas adecuadas, o una combinación de ambos. Ciertos cherts y otros agregados expansivos pueden provocar fisuras y desconchaduras. Las especificaciones del proyecto deberían cubrir estas propiedades de los agregados, junto con el grado de limpieza de los mismos; y
- La cantidad de aire incorporado debe ser adecuada, y se la debe monitorear para impedir fisuras provocadas por los ciclos de congelamiento y deshielo y exposición a sales descongelantes.

8.6 - Especificaciones para minimizar la retracción por secado

Las acciones a implementar durante la construcción para obtener el menor cambio de volumen posible en el hormigón deberían estar incluidas en las especificaciones. A menos que las cotizaciones se hagan sobre esta base, no se puede esperar que los contratistas empleen materiales, mezclas y procedimientos fuera de los normales. Las especificaciones del proyecto deberían detallar cuidadosamente los siguientes ítems.

8.6.1 Materiales del hormigón – El cemento debería ser ASTM C 150 Tipos I, II, V, ASTM C 595 Tipo IS, o ASTM C 845 para el caso de cemento hidráulico expansivo. Tener sumo cuidado si se utiliza cemento Tipo III ya que éste tiene una elevada tasa de generación de calor y desarrollo de resistencia (y rigidez). Si se usa cemento compensador de la retracción se deberían seguir las recomendaciones de ACI 224. También se puede usar el ASTM C 595 Tipo IP. Los agregados que favorecen un bajo contenido de agua de amasado con aquellos bien graduados, de forma adecuada (no alargados, planos ni astillosos), con cantidades mínimas de arcilla y tierra, y sin exceso de finos. Los agregados se deberían seleccionar entre rocas que produzcan hormigones de baja retracción. Si corresponde, se debería considerar el uso de puzolanas y aditivos químicos. Se deberían prohibir el cloruro de calcio y

otros aditivos que contengan cantidades significativas de cloruros.

8.6.2 Mezclas de hormigón – Para lograr la menor cantidad de retracción posible, la mezcla se debería dosificar considerando los factores que contribuyen a un menor contenido de pasta. Usar el mayor tamaño máximo de agregado posible. El contenido de arena, el asentamiento (contenido de agua) y la temperatura de la mezcla se deberían mantener tan bajos como sea posible. Siempre que se pueda, limitar las fracciones de menor tamaño, es decir 4,75 mm a 9,5 ó 20 mm (No. 4 a 3/8 ó 3/4 in.) del agregado grueso al cincuenta por ciento del total, especialmente si el agregado es triturado.

8.6.3 Manejo y colocación del hormigón – Cuando corresponda, los equipos (mangas, cintas, transportadores, bombas, tolvas y baldes) deberían ser capaces de manejar eficientemente hormigones de bajo asentamiento y grandes tamaños máximos de agregado. Las acciones que tienden a hacer que una mezcla sea más bombeable también tienden a que el hormigón resultante tenga mayor tendencia a la retracción y fisuración. Se debería requerir el empleo de equipos de bombeo capaces de manejar mezclas que favorezcan la reducción de la fisuración.

Los vibradores deberían ser los mayores y más potentes que resulte práctico operar en las instalaciones. Las coladas superiores de hormigón se deberían revibrar en el último momento posible, mientras el vibrador aún pueda penetrar por su propio peso.

8.6.4 Acabado – El acabado debería hacerse conforme a las recomendaciones de ACI 302.1R para así minimizar la fisuración superficial. Es particularmente importante que las ranuras en losas y pavimentos tengan una profundidad al menos igual a un cuarto del espesor de la losa.

8.6.5 Encofrados – Los encofrados deben tener resistencia suficiente para soportar el vibrado de hormigones de bajo asentamiento. Si se desea evitar la fisuración por retracción térmica, se debe evitar exponer superficies de hormigón tibio a condiciones de secado rápido o bajas temperaturas antes del curado, durante el desencofrado (ACI 347R).

8.6.6 Juntas de contracción – Los planos del proyecto deberían incluir un sistema adecuado de juntas de contracción para contrarrestar la retracción. Se deberían incluir ranuras conformadas a ambos lados de parapetos, muros de retención y otros muros; estas ranuras deberían tener profundidad y separación adecuadas.

8.6.7 Curado y protección – Estos procedimientos deberían asegurar la presencia de humedad suficiente para sostener la hidratación en la superficie del hormigón durante las primeras etapas de desarrollo de resistencia. Se debería evitar el rápido secado de las superficies al concluir el período de curado especificado. Dando tiempo para que las tensiones inducidas por las restricciones se ajusten y relajen, se minimiza la fisuración.

El mejor ambiente de curado consiste en mantener el hormigón continuamente húmedo durante el período de curado. El curado húmedo debería usar una cubierta húmeda en

contacto con las superficies de hormigón. Al final del período de curado húmedo, durante al menos siete días, se debería mantener la cubierta hasta que ésta y la superficie de hormigón parezcan secas, especialmente en climas áridos.

En áreas menos áridas y espacios interiores, los encofrados proveerán un curado adecuado si las superficies expuestas se protegen contra el secado y se dejan en contacto con el hormigón durante al menos siete días. A partir de ese momento los encofrados se deben dejar colocados, pero con los bulones aflojados, el tiempo suficiente para que las superficies de hormigón se sequen gradualmente.

Si se usa curado por inundación en climas áridos, se deben tomar precauciones tales como la correcta aplicación de un compuesto de curado al discontinuar la inundación para evitar un secado rápido. Debido a que el secado es lento y prolongado, un compuesto de curado bien aplicado constituye un curado adecuado para losas y pavimentos contruidos sobre una subrasante bien humedecida, y constituye un curado adecuado para superficies encofradas. En climas áridos, los compuestos de curado no son adecuados para secciones estructurales de menor espesor. Si se usan sobre superficies encofradas, estos compuestos se deben aplicar mientras la superficie aún está húmeda pero no mojada (ACI 308).

8.7 - Conclusión

Es responsabilidad del ingeniero desarrollar diseños eficientes y requisitos claros y específicos e incluirlos en las especificaciones del proyecto. Para asegurar resultados satisfactorios tanto para el propietario como para el ingeniero, este último debería hacer que el propietario disponga inspecciones periódicas ya sea por parte de personal del propietario, el ingeniero o un servicio de inspección calificado que garantice que la construcción se realice conforme a la manera en que fue presupuestada. Sin un compromiso firme y total de confirmar las características y el grado de performance especificados, es muy probable que los resultados obtenidos no sean los deseados. Sin inspecciones estrictas, un programa de aseguramiento de la calidad y una cabal comprensión de los requisitos del proyecto por parte del contratista, es probable que el hormigón contenga más agua de la que debería. Un menor contenido de agua puede agilizar las operaciones de acabado y permitir que el proceso de curado comience a una edad más temprana. Si se aplican correctamente, los procedimientos discutidos en este capítulo pueden ser una influencia efectiva para lograr hormigones de alta calidad con mínima fisuración.

CAPÍTULO 9 - REFERENCIAS

9.1 - Normas e informes de referencia

Las normas e informes listados a continuación corresponden a las últimas ediciones disponibles al momento de la preparación de este documento. Debido a que estos documentos son revisados con frecuencia, se recomienda contactar al

organismo correspondiente si se desea obtener la última versión.

American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)

T 176 Plastic Fines in Graded Aggregate and Soils by Use of the Sand Equivalent Test

American Concrete Institute (ACI)

116R Cement and Concrete Terminology
201.1 Guide for Making a Condition Survey of Concrete in Service
201.2R Guide to Durable Concrete
207.1R Mass Concrete
207.2R Effects of Restraint, Volume Change, and Reinforcement on Cracking of Mass Concrete
207.4R Cooling and Insulating Systems for Mass Concrete
207.5R Roller Compacted Mass Concrete
209R Prediction of Creep, Shrinkage, and Temperature Effects in Concrete Structures
212.3R Chemical Admixtures for Concrete
221R Guide for Use of Normal Weight and Heavyweight Aggregates in Concrete
221.1R State-of-the-Art Report on Alkali-Aggregate Reactivity
222R Corrosion of Metals in Concrete
223 Standard Practice for the Use of Shrinkage-Compensating Concrete
224.3R Joints in Concrete Construction
302.1R Guide for Concrete Floor and Slab Construction
304R Guide for Measuring, Mixing, Transporting, and Placing Concrete
305R Hot Weather Concreting
306R Cold Weather Concreting
308 Standard Practice for Curing Concrete
309R Guide for Consolidation of Concrete
313 Standard Practice for Design and Construction of Concrete Silos and Stacking Tubes for Storing Granular Materials
318/318R Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary
340R ACI Design Handbook [SP-17(97)]
347R Guide to Formwork for Concrete
350 Code Requirements for Environmental Engineering Concrete Structures
446.1R Fracture Mechanics of Concrete: Concepts, Models, and Determination of Material Properties
504R Guide to Sealing Joints for Concrete Structures
544.2R Measurement of Properties of Fiber-Reinforced Concrete
544.3R Guide for Specifying, Proportioning, Mixing, Placing, and Finishing Steel Fiber Reinforced Concrete
544.4R Design Considerations for Steel Fiber Reinforced Concrete
548R Polymers in Concrete

- 548.1R Guide for the Use of Polymers in Concrete
- SP-38 Klein Symposium on Expansive Cement Concretes
- SP-40 Polymers in Concrete
- SP-58 Polymers in Concrete
- SP-64 Cedric Wilson Symposium on Expansive Cement

American Society for Testing and Materials (ASTM)

- C150 Specification for Portland Cement
- C 845 Specification for Expansive Hydraulic Cement
- E 399 Test Method for Plain-Strain Fracture Toughness of Metallic Materials

European Committee for Concrete-International Federation of Prestressed Concrete (CEB-FIP)

- CEB-FIP European Model Code for Concrete Structures

Estas publicaciones se pueden obtener de las siguientes organizaciones:

American Association of State Highway and Transportation Officials
444 N. Capitol Street NW
Washington, DC 20001

American Concrete Institute
PO Box 9094
Farmington Hills, MI 48333-9094

ASTM
100 Barr Harbor Drive
West Conshohocken, PA 19428

CEB-FIP
c/o British Cement Association
Century House
Telford Avenue
Crowthorne, Berkshire RG45 6YS
United Kingdom

9.2 - Referencias citadas

Aalami, B.O. y Barth, F.G., 1989, "Restraint Cracks and their Mitigation in Unbonded Post-Tensioned Building Structures," *Cracking in Prestressed Concrete Structures*, SP-113, G. T. Halvorsen y N. H. Bums, eds., American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., pp. 157-202.

Abeles, P.W., 1956, "Cracks in Prestressed Concrete Beams," *Proceedings*, 5to Congreso IABSE. International Association for Bridge and Structural Engineering, Zurich, pp. 707-720.

Abeles, P.W.; Brown, E.L. II y Morrow, J.W., 1968. "Development and Distribution of Cracks in Rectangular Prestressed Beams during Static and Fatigue Loading," *Journal*, Prestressed Concrete Institute, V. 13, No. 5, Octubre, pp. 36-51.

ACI Committee 223, 1970, "Expansive Cement Concretes: Present State of Knowledge," *ACI Journal*, *Proceedings* V. 67, No. 8, Agosto, pp. 583-610.

ACI Committee 224, 1971, "Causes, Mechanism, and Control of Cracking in Concrete," *ACI Bibliography* No. 9, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 92 pp.

ACI Committee 224, 1972, "Control of Cracking in Concrete Structures," *ACI JOURNAL*, *Proceedings* V. 69, No. 12, Diciembre, pp. 717-753.

ACI Committee 224, 1980, "Control of Cracking in Concrete Structures," *Concrete International: Design and Construction*, V. 2, No. 10, Octubre, pp. 35-76.

ACI Committee 318, 1999, "Discussion of a Report Published in the November 1998 Issue of Concrete International, pp. S1-S90," *Concrete International*, V. 21, No. 5, Mayo, pp. 318.1-318.49.

Atimtay, E. y Ferguson, P.M., 1973, "Early Chloride Corrosion of Reinforced Concrete - A Test Report," *ACI Journal*, *Proceedings* V. 70, No. 9, Setiembre, pp. 606-611.

Attigbo, E.K. y Darwin, D., 1987, "Submicrocracking in Cement Paste and Mortar," *ACI Materials Journal*, V. 84, No. 6, Noviembre-Diciembre, pp. 491-500.

Attigbo, E.K. y Darwin, D., 1988, "Strain Due to Submicrocracking in Cement Paste and Mortar," *ACI Materials Journal*, V. 85, No. 1, Enero-Febrero, pp. 3-11.

Bascoul, A.; Kharchi, F. y Maso, J.C., 1987, "Concerning the Measurement of the Fracture Energy of a Micro-Concrete According to Crack Growth in Three Point Bending Tests of Notched Beams," *Proceedings*, SEM-RILEM International Conference on Fracture of Concrete and Rock, S.P. Shah and S. E. Swartz, eds., Houston, Texas.

Bate, S.C.C., 1958, "Relative Merits of Plain and Deformed Wires in Prestressed Concrete Beams under Static and Repeated Loading," *Proceedings*, Institution of Civil Engineers (Londres), V. 10, Agosto, pp. 473-502.

Bate, S.C.C., 1963, "A Comparison Between Prestressed Concrete and Reinforced Concrete Beams under Repeated Loading," *Proceedings*, Institution of Civil Engineers (Londres), V. 24, Marzo, pp. 331-358.

Bazant, Z.P., 1979, "Material Behavior under Various Types of Loading," *High Strength Concrete*, S.P. Shah, ed., University of Illinois, Chicago, pp. 79-92.

Bazant, Z.P.; Kim, J.K y Pfeiffer, P., 1986, "Determination of Non-linear Fracture Parameters from Size Effect Tests," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, V. 112¹, No. 2, Febrero, pp. 289-307.

Bazant, Z.P. y Oh, B.H., 1983, "Crack Band Theory for Fracture of Concrete," *Materials and Structures*, RILEM, V. 16, No. 93, pp. 155-177.

Bazant, Z.P. y Sener, S., 1988, "Size Effect in Pullout Tests," *ACI Materials Journal*, V. 85, No. 5, Mayo, pp. 347-35

Bazant, Z.P.; Sener, S. y Pratt, P.C., 1988, "Size Effect Tests of Torsional Failure of Plain and Reinforced Concrete Beams," *Materials and Structures*, V. 21, pp. 425-430.

- Bazant, Z.P. y Sun, H.H., 1987, "Size Effect in Diagonal Shear Failure: Influence of Aggregate Size and Stirrups," *ACI Materials Journal*, V. 84, No. 4, Abril, pp. 259-272.
- Beckett, D. y Alexandrou, A., 1997, Introduction to Eurocode 2 - *Design of Concrete Structures*, E&FN Spon, 191 pp.
- Beeby, A.W., 1978b, "Concrete in the Oceans – Cracking and Corrosion," *Technical Report No. 1*, Cement and Concrete Association, Londres.
- Beeby, A.W., 1978b, "Corrosion of Reinforcing Steel in Concrete and Its Relation to Cracking," *The Structural Engineer*, Londres, V. 56A, No. 3, Marzo, pp. 77-81.
- Beeby, A.W., 1983, "Cracking Cover at Corrosion of Reinforcement," *Concrete International: Design and Construction*, V. 5, No. 2, Febrero, pp. 35-40.
- Bennett, E.W. y Chandrasekhar, C.S., 1971, "Calculation of the Width of Cracks in Class 3 Prestressed Beams," *Proceedings*, Institution of Civil Engineers, Londres, V. 49, Julio, pp. 333-346.
- Bennett, E.W. y Dave, N. J., 1969, "Test Performances and Design of Concrete Beams with Limited Prestress," *The Structural Engineer*, Londres, V. 47 No. 12, Diciembre, pp. 487-496.
- Bishara, A.G., 1979, "Latex Modified Concrete Bridge Deck Overlays-Field Performance Analysis," *Report No. FHWA/OH/79/004*, Federal Highway Administration, Washington D.C., Octubre, 97 pp.
- Bishara, A.G. y Tantayanondkul, P., 1974, "Use of Latex in Concrete Bridge Decks," *Report No. EES 435*, (ODOT-12-74) Ohio Department of Transportation, Ohio State University, Columbus, Ohio.
- Brendel, G. y Ruhle, H., 1964, "Tests on Reinforced Concrete Beams Under Long-Term Loads (Dauerstandversuche mit Stahlbetonbalken)," *Proceedings*, Séptimo Congreso IABSE (Rio de Eneiro, 1964), International Association of Bridge and Structural Engineering, Zurich, Suiza, pp. 916-922.
- Broms, B.B., 1965a, "Technique for Investigation of Internal Cracks in Reinforced Concrete Members," *ACI Journal*, *Proceedings* V. 62, No. 1, Enero, pp. 35-44
- Broms, B.B., 1965b, "Crack Width and Crack Spacing in Reinforced Concrete Members," *ACI Journal*, *Proceedings* V. 62, No. 10, Octubre, pp. 1237-1256.
- Brookhaven National Laboratory, 1968, "Concrete Polymer Materials," *BNL Report 50134* (T-509).
- Brooks, J.J. y Neville, A.M., 1977, "A Comparison of Creep, Elasticity and Strength of Concrete in Tension and in Compression," *Magazine of Concrete Research*, Londres, V. 29, No. 100, Setiembre, pp. 131-141.
- Bryant, A.H. y Vadhanavikkit, C., 1987, "Creep Shrinkage-Size, and Age at Loading Effects," *ACI Materials Journal*, V. 84, No. 2, Marzo-Abril, pp. 119-123.
- Burgess, J.A.; Breen, J.E. y Poston, R.W., 1989, "Anchorage Zone Cracking of Post-Tensioned Bridge Decks with Closely Spaced Anchors," *Cracking in Prestressed Concrete Structures*, SP-113, G. T. Halvorsen y N. H. Burns, eds., American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., pp. 79-108.
- Buyukozturk, O., 1970, "Stress-Strain Response and Fracture of a Model of Concrete in Biaxial Loading," Tesis Doctoral, Cornell University, Ithaca, N.Y., Junio.
- California Department of Transportation, 1963, Report: Effect of Curing on Shrinkage of Concrete.
- Carino, N.J., 1977, "Effects of Polymer Impregnation on Mortar-Aggregate Bond Strength," *Cement and Concrete Research*, V. 7, No. 4, Julio, pp. 439-447.
- Carlson, R.W., 1938, "Drying Shrinkage of Concrete as Affected by Many Factors," *Proceedings*, ASTM, V. 38, Part II, pp. 419-437.
- Carrasquillo, R.L.; Slate, F.O. y Nilson, A.H., 1981, "Microcracking and Behavior of High Strength Concrete Subject to Short-Term Loading," *ACI Journal*, *Proceedings* V. 78, No. 3, Mayo-Junio, pp. 179-186.
- Castro-Montero, S.; Shah S.P. y Miller, R.A., 1990, "Study of Fracture Process in Mortar with Laser Holographic Measurements," *Proceedings of the NATO Advanced Research Workshop on Toughening Mechanisms in Quasi-Brittle Materials*, Evanston, Ill.
- Catalano, D. y Ingrassia, A.R., 1982, "Concrete Fracture: A Linear Elastic Fracture Approach," *Department of Structural Engineering Report*, School of Civil and Environmental Engineering, Cornell University, Ithaca, N.Y., 161 pp.
- Clear, K. C., 1974, "Time to Corrosion of Reinforcing Steel in Concrete Slabs," *Transportation Research Record* No. 500, Transportation Research Board, pp. 16-24.
- Cook, D.J. y Chindaprasirt, P., 1980, "Influence of Loading History Upon the Compressive Properties of Concrete," *Magazine of Concrete Research*, Londres, V. 32, No. 111, Junio, pp. 89-100.
- Darwin, D., 1978, Discussion of "Bond Failure and Inelastic Response of Concrete," de Testa y Stubbs, *Journal of the Engineering Mechanics Division*, ASCE, V. 104, No. EM2, Abril, pp. 507-509.
- Darwin, D. y Slate, F.O., 1970, "Effect of Paste Aggregate Bond Strength on Behavior of Concrete," *Journal of Materials*, V. 5, No. 1, Marzo, pp. 86-98
- Davis, H.E., 1940, "Autogenous Volume Changes of Concrete," *Proceedings*, ASTM, V. 40, pp. 1103-1110.
- Derucher, K.N., 1978, "Application of the Scanning Electron Microscope to Fracture Studies of Concrete," *Building and Environment*, V. 13, No. 2, 1978, pp. 135-141.
- Dolan, C.W., 1990, "Developments in Non-Metallic Prestressing Tendons," *PCI Journal*, V. 35, No. 5, Setiembre-Octubre, pp. 80-88.
- Euro EC2 Code, 1997, *Design of Concrete Structures*, París.
- Feldman, R. F., y Swenson, E. G., 1975, "Volume Change on First Drying of Hydrate Portland Cement with and without Admixture," *Cement and Concrete Research*, V. 5, No. 1, pp. 25-35.
- Frantz, G.C. y Breen, J.E., 1980a, "Cracking on Side Faces of Large Reinforced Concrete Beams," *ACI Journal*, *Proceedings* V. 77, No. 5, Setiembre-Octubre, pp. 307-313.
- Frantz, G.C. y Breen, J.E., 1980b, "Design Proposal for Side Face Crack Control Reinforcement for Large Reinforced

- Concrete Beams," *Concrete International: Design and Construction*, V. 2, No. 10, Octubre, pp. 29-34.
- Frosch, R.J., 1999, "Another Look at Cracking and Crack Control in Reinforced Concrete," *ACI Structural Journal*, V. 96, No. 3, Mayo-Junio, pp. 437-442.
- Gergely, P., 1969, "Anchorage Systems in Prestressed Concrete Pressure Vessels' Anchorage Zone Problems," *Report No. ORNL-TM-2378*, Oak Ridge National Laboratory, U.S. Atomic Energy Commission, Oak Ridge, Tenn., pp. 1-49.
- Gergely, P. y Lutz, L.A., 1968, "Maximum Crack Width in Reinforced Concrete Flexural Members," *Causes, Mechanism, and Control of Cracking in Concrete*, SP-20, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., pp. 87-117.
- Gergely, P. y Sozen, M.A., 1967, "Design of Anchorage Zone Reinforcement in Prestressed Concrete Beams," *PCI Journal*, V. 13, No. 2, Marzo-Abril, pp. 63-75.
- Gettu, R.; Bazant, Z.P. y Katy, M.E.; 1990, "Brittleness of High Strength Concrete," *Serviceability and Durability of Construction Materials*, B.A. Suprenant, ed., ASCE, New York, V. 2, pp. 976-985.
- Ghosh, R.S. y Malhotra, V., 1979, "Use of Superplasticizers as Water Reducers," *Cement Concrete and Aggregates*, ASTM, V. 1, No. 2, pp. 56-63.
- Gjörv, O.E.; Sorenson, S.I. y Arnesen, A., 1977, "Notch Sensitivity and Fracture Toughness of Concrete," *Cement and Concrete Research*, V. 7, pp. 333-344.
- Gopalaratnam, V.S. y Shah, S.P., 1986, "Softening Response of Plain Concrete in Direct Tension," *ACI Journal, Proceedings* V. 82, No. 3, May-Junio, pp. 310-323.
- Griffith, A.A., 1920, "The Phenomena of Rupture and Flow of Solids," *Transactions*, Royal Society of London, No. 221 A, pp. 163-198.
- Halvorsen, G.T., 1987, "Code Requirements for Crack Control," *Concrete and Concrete Construction*, SP-104, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., pp. 275-322.
- Hansen, W. y Almudaiheem, J.A., 1987, "Ultimate Drying Shrinkage of Concrete—Influence of Major Parameters," *ACI Materials Journal*, V. 84, No. 3, Mayo-Junio, pp. 39-46.
- Harajli, M.H., y Naaman, A.E., 1989, "Cracking in Partially Prestressed Beams Under Static and Fatigue Loading," *Cracking in Prestressed Concrete Structures*, SP-113, G.T. Halvorsen y N.H. Burns, eds., American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., pp. 29-56.
- Higgins, D.D. y Bailey, J.E., 1976, "Fracture Measurements on Cement Paste," *Journal of Materials Science*, V. 11, pp. 1995-2003.
- Hillemeier, B. y Hilsdorf, H.K., 1977, "Fracture Mechanics Studies of Concrete Compounds," *Cement and Concrete Research*, V. 7, No. 5, Setiembre, pp. 523-536.
- Hillerborg, A.; Modeer, M. y Petersson, P.E., 1976, "Analysis of Crack Formation and Crack Growth by Means of Fracture Mechanics and Finite Elements," *Cement and Concrete Research*, V. 6, pp. 773-782.
- Hoff, G.C., 1987, "Durability of Fiber Reinforced Concrete in a Severe Marine Environment," *Concrete Durability*, SP-100, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., pp. 997-1041.
- Holmberg, A., 1973, "Crack Width Prediction and Minimum Reinforcement for Crack Control," *Dansk Selskab for Byaningsstatik*, Copenhagen, V. 44, No. 2, Junio, pp. 41-50.
- Holmberg, A. y Lindgren, S., 1970, "Crack Spacing and Crack Width Due to Normal Force or Bending Moment," *Document D2*, National Swedish Council for Building Research, Estocolmo, 57 pp.
- Houk, I.E., Jr.; Borge, O.E. y Houghton, D.L., 1969, "Studies of Autogenous Volume Change in Concrete for Dworshak Dam," *ACI Journal, Proceedings* V. 66, No. 7, pp. 560-568.
- Houk, I.E., Jr.; Paxton, J.A. y Houghton, D.L., 1970, "Prediction of Thermal Stress and Strain Capacity of Concrete by Tests on Small Beams," *ACI Journal, Proceedings* V. 67, No. 3, Marzo, pp. 253-261.
- Houghton, D.L., 1969, "Concrete Volume Change for Dworshak Dam," *Proceedings*, ASCE, V. 95, No. 2, Octubre, pp. 153-166.
- Houghton, D.L., 1976, "Determining Tensile Strain Capacity of Mass Concrete," *ACI Journal, Proceedings* V. 73, No. 12, Diciembre, pp. 691-700.
- Hsu, T.T.C., 1963, "Mathematical Analysis of Shrinkage Stresses in a Model of Hardened Concrete," *ACI Journal, Proceedings* V. 60, No. 3, Marzo, pp. 371-390.
- Hsu, T.T.C.; Slate, F.O.; Sturman, G.M. y Winter, G., 1963, "Microcracking of Plain Concrete and the Shape of the Stress Strain Curve," *ACI Journal, Proceedings* V. 60, No. 2, Febrero, pp. 209-224.
- Hutton, S.G. y Loov, R.E., 1966, "Flexural Behavior of Prestressed, Partially Prestressed, and Reinforced Concrete Beams," *ACI Journal, Proceedings* V. 63, No. 12, Diciembre, pp. 1401-1410.
- Illston, J.M., y Stevens, R.F., 1972, "Long-Term Cracking in Reinforced Concrete Beams," *Proceedings*, Institution of Civil Engineers, Londres, Part 2, V. 53, Diciembre, pp. 445-459.
- Jenq, Y.S. y Shah, S.P., 1987, "Mixed Mode Fracture Parameters of Concrete," *Proceedings*, SEM-RILEM International Conference on Fracture of Concrete and Rock, S.P. Shah y S.E. Swartz, eds., Houston, Texas, pp. 359-369.
- John, R. y Shah, S.P., 1986, "Fracture of Concrete Subject to Impact Loading," *Journal of Cement Concrete and Aggregates*, ASTM, V. 8, No. 1, pp. 24-32.
- Kaplan, F.M., 1961, "Crack Propagation and the Fracture of Concrete," *ACI Journal, Proceedings* V. 58, No. 5, Noviembre, pp. 591-610.
- Karsan, I.D. y Jirsa, J.O., 1969, "Behavior of Concrete under Compressive Loadings," *Journal of the Structural Division*, ASCE, V. 95, ST 12, Diciembre, pp. 2543-2563.
- Kesler, C.E.; Naus, D.J. y Lott, J.L.; 1972, "Fracture Mechanics, Its Applicability to Concrete," *Proceedings*, International Conference on Mechanical Behavior of Materials, Kyoto, Agosto 15-20, 1971, The Society of Materials Science, Japón, V. IV, pp. 113-124.

- Krishna, R.N.; Basavarajuiah, B.S. y Ahamed K.U.C., 1973, "Flexural Behavior of Pretensioned Concrete Beams with Limited Prestress," *Building Science*, V. 8, No. 2, Junio, pp. 179-185.
- Lee, S.L.; Mansur, M.S.; Tan, K.H. y Kasiraju, K., 1987, "Cracking Behavior of Concrete Tension Members Reinforced with Welded Wire Fabric," *ACI Structural Journal*, V. 84, No. 6, Noviembre-Diciembre, pp. 481-491.
- Leibengood, L.D.; Darwin, D. y Dodds, R.H.; 1986, "Parameters Affecting FE Analysis of Concrete Structures," *Journal of the Structural Division*, ASCE, V. 112, No. 2, Febrero, pp. 326-341.
- Leonhardt, F., 1977, "Crack Control in Concrete Structures," *IABSE Surveys* No. 54/77, International Association for Bridge and Structural Engineering, Zurich, 26 pp.
- Leonhardt, F., 1988, "Crack and Crack Control in Concrete Structures," *PCI Journal*, V. 22, No. 4, pp. 124-145.
- Linsbauer, H.N.; Ingraffea, A.R.; Rossmanith, H.P. y Wawrzynek, P.A., 1989a, "Simulation of Cracking in Large Arch Dam: Part I," *Journal of the Structural Division*, ASCE, V. 115, No. 7, Febrero, pp. 1599-1615.
- Linsbauer, H.N.; Ingraffea, A.R.; Rossmanith, H.P. y Wawrzynek, P.A., 1989b, "Simulation of Cracking in Large Arch Dam: Part II," *Journal of the Structural Division*, ASCE, V. 115, No. 7, Febrero, pp. 1616-1630.
- Liu, T.C.; Campbell, R.L. y Bombich, A. A.; 1979, "Verification of Temperature and Thermal Stress Analysis Computer Programs for Mass Concrete Structures," *Miscellaneous Paper* No. SL-79-7, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss., Abril.
- Liu, T.C. y McDonald, J.E., 1978, "Prediction of Tensile Strain Capacity of Mass Concrete," *ACI Journal, Proceedings* V. 75, No. 4, Mayo, pp. 192-197.
- Lorman, W.R., 1940, "The Theory of Concrete Creep," *Proceedings ASTM*, V. 40, pp. 1082-1102.
- Lutz, L.A., Sharma, N.K. y Gergely, P., 1968, "Increase in Crack Width in Reinforced Concrete Beams under Sustained Loading," *ACI Journal, Proceedings* V. 64, No. 9, Setiembre, pp. 538-546.
- Maher, A. y Darwin, D., 1976, "A Finite Element Model to Study the Microscopic Behavior of Plain Concrete," *CRINC Report* SL-76-02, University of Kansas Center for Research, Inc., Lawrence, Kansas, Noviembre, 83 pp.
- Maher, A. y Darwin, D., 1977, "Microscopic Finite Element Model of Concrete," *Proceedings*, First International Conference on Mathematical Modeling (St. Louis, Agosto 29-Setiembre 1, 1977). University of Missouri Rolla, V. 111, pp. 1705-1714.
- Maher, A. y Darwin, D., 1982, "Mortar Constituent of Concrete in Compression," *ACI Journal, Proceedings* V. 79, No. 2, Marzo-Abril, pp. 100-109.
- Maji, A.K. y Shah, S.P., 1987, "Process Zone and Acoustic Emission Measurements in Concrete," *Experimental Mechanics*, SEM, Paper No. 3609.
- Marshall, W.T. y Mattock, A.H., 1962, "Control of Horizontal Cracking in the Ends of Pretensioned Concrete Girders," *Journal*, Prestressed Concrete Institute, V. 7, No. 5, Agosto-October, pp. 56-74.
- Martin, J.L.; Darwin, D. y Terry, R.E., 1991, "Cement Paste, Mortar and Concrete in Compression," *SM Report* No. 31, University of Kansas Center for Research, Lawrence, Kans., 161 pp.
- Mather, B., 1957, "Factors Affecting Durability of Concrete in Coastal Structures," *Technical Memorandum* No. 96, Beach Erosion Board, Washington D.C., Junio.
- Mather, B., 1968, "Cracking Induced by Environmental Effects," *Causes, Mechanism, and Control of Cracking in Concrete*, SP-20, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., pp. 67-72.
- McCoy, E.E., Jr.; Thorton, H.T. y Allgood, J.K., 1964, "Concrete Laboratory Studies, Dworshak (Bruce's Eddy) Dam, North Fork Clearwater River near Orofino, Idaho: Creek Tests," *Miscellaneous Paper* No. 6-613, Report 2, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss., Diciembre.
- McDonald, J.E.; Bombich, A.A. y Sullivan, B.R., 1972, "Ultimate Strain Capacity and Temperature Rise Studies, Trumbull Pond Dam," *Miscellaneous Paper* C-72-20, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss., Agosto.
- Meier, S.W. y Gergely, P., 1981, "Flexural Crack Width in Prestressed Concrete Beams," *Journal of the Structural Division*, ASCE; V. 107, No. ST2, pp. 429-433.
- Meyers, B.L.; Slate, F.O. y Winter, G., 1969, "Relationship between Time Dependent Deformation and Microcracking of Plain Concrete," *ACI Journal, Proceedings* V. 66, No. 1, Enero, pp. 60-68.
- Nallathambi, P. y Karihaloo, B.L., 1986, "Influence of Slow Crack Growth on the Fracture Toughness of Plain Concrete," *Fracture Toughness and Fracture Energy*, F. H. Wittmann, ed., Elsevier Science Publishers, Holanda, pp. 271-280.
- Naus, D.J. y Lott, J.L., 1969, "Fracture Toughness of Portland Cement Concrete," *ACI Journal, Proceedings* V. 66, No. 6, Junio, pp. 481-489.
- Nawy, E.G., 1968, "Crack Control in Reinforced Concrete Structures," *ACI Journal, Proceedings* V. 65, No. 10, Octubre, pp. 825-836.
- Nawy, E.G., 1972, "Crack Control through Reinforcement Distribution in Two-Way Acting Slabs and Plates," *ACI Journal, Proceedings* V. 69, No. 4, Abril, pp. 217-219.
- Nawy, E.G. y Blair, K.W., 1971, "Further Studies on Flexural Crack Control in Structural Slab Systems," *Cracking, Deflection, and Ultimate Load of Concrete Slab Systems*, SP-30, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., pp. 1-41.
- Nawy, E.G. y Huang, P.T., 1977, "Crack and Deflection Control of Pretensioned Prestressed Beams," *PCI Journal*, V. 22, No. 3, Mayo-Junio, pp. 30-47.
- Nawy, E.G. y Neuwerth, G.E., 1977, "Behavior of Concrete Slabs, Plates and Beams with Fiber Glass as Main Reinforcement," *Proceedings*, ASCE, V. 103, ST2, Febrero, pp. 421-440.

- Nawy, E.G.; Ukadike, M.M. y Sauer, J.A.; 1977, "High Strength Field Polymer Modified Concretes," *Proceedings*, ASCE, V. 103, ST 12, Diciembre, pp. 2307-2322.
- Nawy, E.G., 1989a, "Flexural Cracking Behavior of Partially Prestressed Pretensioned and Post-Tensioned Beams – State of the Art," *Cracking in Prestressed Concrete Structures*, SP-113, G.T. Halvorsen y N.H. Burns, eds., American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., pp. 128.
- Nawy, E.G., 1989b, "Stresses, Strains, and Bursting Cracks in Anchorage Zones of Post-Tensioned Beams," *Cracking in Prestressed Concrete Structures*, SPA 13, G.T. Halvorsen y N.H. Burns, eds., American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., pp. 109-132.
- Nawy, E.G., 2001, *Fundamentals of High-Performance Concrete*, John Wiley and Sons, New York, 446 pp.
- Nepper-Christensen, P. y Nielsen, T.P.H., 1969, "Modal Determination of the Effect of Bond between Coarse Aggregate and Mortar on the Compressive Strength of Concrete," *ACI Journal*, *Proceedings* V. 66, No. 1, Enero, pp. 69-72.
- Neville, A.M. y Hirst, G.A., 1978, "Mechanism of Cyclic Creep of Concrete," *Douglas McHenry Symposium on Concrete and Concrete Structures*, SP-55, B. Bresler, ed., American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., pp. 83-101.
- Neville, A.M. y Brooks, J.J., 1985, *Concrete Technology*, John Wiley & Sons, Inc., New York.
- Ngab, A.S.; Slate, F.O. y Nilson, A.H., 1981, "Micro-cracking and Time-Dependent Strains in High-Strength Concrete," *ACI Journal*, *Proceedings* V. 78, No. 4, Julio-Agosto, pp. 262-268.
- Nilson, A.H., 1987, *Design of Prestressed Concrete*, 2nd Edition, John Wiley & Sons, New York, 592 pp.
- Odman, S.T.A., 1968, "Effects of Variations in Volume, Surface Area Exposed to Drying, and Composition of Concrete on Shrinkage," *RILEM/CEMBUREAU, International Colloquium on the Shrinkage of Hydraulic Concretes*, Madrid, 20 pp.
- Oh, B.H. y Kang, Y.J., 1987, "New Formulas for Maximum Crack Width and Crack Spacing in Reinforced Concrete flexural Membranes," *ACI Structural Journal*, V. 84, No. 2, Marzo-Abril, pp. 103-112.
- Perry, C. y Gillott, J.E., 1977, "The Influence of Mortar Aggregate Bond Strength on the Behavior of Concrete in Uniaxial Compression," *Cement and Concrete Research*, V. 7, No. 5, Setiembre, pp. 553-564.
- Pickett, G., 1956, "Effect of Aggregate on Shrinkage of Concrete and Hypothesis Concerning Shrinkage," *ACI Journal*, *Proceedings* V. 52, No. 5, Enero, pp. 581-580.
- Polivka, R.M. y Wilson, E.L., 1976, "Finite Element Analysis of Nonlinear Heat Transfer Problems," *Report No. UC SESM 76-2*, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, California, Junio.
- Poston, R.W.; Carrasquillo, R.L. y Breen, J.E., 1987, "Durability of Post-Tensioned Bridge Decks," *ACI Materials Journal*, V. 84, No. 4, Julio-Agosto, pp. 315-326.
- Poston, R.W. y Schupack, M., 1990, "Durability of a Precast Prestressed Concrete Conveyor Bridge Structure at a Salt Mine after 17 Years of Service," *Paul Klieger Symposium on Performance of Concrete*, SP-122, D. Whiting, ed., American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., pp. 363-384.
- Rao, A.; Gandotra, K. y Ramaswamy, G.S., 1976, "Flexural Tests on Beams Prestressed to Different Degrees of Prestress," *Journal*, Institution of Engineers (Calcutta), V. 56, Mayo.
- Refai, T.M.E. y Swartz, S.E., 1987, "Influence of Size Effects on Opening Mode Fracture Parameters for Precracked Concrete Beams in Bending," *Proceedings*, SEM-RILEM International Conference on Fracture of Concrete y Rock, S. P. Shah y S. E. Swartz, eds., Houston, Texas
- Rehm, G. y Eligehausen, R., 1977, "Lapped Splices of Deformed Bars Under Repeated Loadings (Übergreifungsstoße von Rippenstählen unter nicht ruhender Belastung)," *Beton Und Stahlbetonbau* (Berlin), No. 7, pp. 170-174.
- Roshore, E.C., 1967, "Field Exposure Tests of Reinforced Concrete Beams," *ACI Journal*, *Proceedings* V. 64, No. 5, Mayo, pp. 253-257.
- Sanders, D.H.; Breen, J.E. y Duncan III, R.R., 1987, "Strength and Behavior of Closely Spaced Post-Tensioned Monostrand Anchorages," *PTI Report*, Octubre, 49 pp.
- Schlaich, J.; Schafer, K. y Jennewein, M.; 1987, "Toward a Consistent Design of Structural Concrete," *PCI Journal*, V. 32, No. 3, Mayo-Junio, pp. 74-150.
- Schrader, E.K. y Munch, A.V., 1976, "Deck Slab Repaired by Fibrous Concrete Overlay," *Proceedings*, ASCE, V. 102, No. COI, Mar., pp. 179-196.
- Schrader, E.K.; Fowler, D.W.; Kaden, R.A. y Stebbins, R.J., 1978, "Polymer Impregnation Used in Concrete Repairs on Cavitation/Erosion Damage," *Polymers in Concrete*, SP-58, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., pp. 225-248.
- Schupack, M., 1985, "Durability of SFRC Exposed to Severe Environments," *Steel Fiber Concrete*, S.P. Shah y A. Skarendahl, eds., Elsevier Applied Science Publishers, Londres, pp. 479-496
- Shah, S.P. y Batson, G.B., eds., 1987, *Fiber Reinforced Concrete Properties and Applications*, SP-105, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 600 pp.
- Shah, S.P. y Chandra, S., 1970, "Fracture of Concrete Subjected to Cyclic and Sustained Loading," *ACI Journal*, *Proceedings* V. 67, No. 10, Octubre
- Shah, S.P.; Ludirja, D. y Daniel, J.I., 1987, "Toughness of Glass Fiber Reinforced Concrete Panels Subjected to Accelerated Aging," *PCI Journal*, V. 32, No. 5, Setiembre-October, pp. 82-99.
- Shah, S.P. y McGarry, F.J., 1971, "Griffith Fracture Criteria and Concrete," *Journal of the Engineering Mechanics Division*, *Proceedings*, ASCE, V. 47, No. EM 6, Diciembre, pp. 1663-1676.
- Shah, S.P. y Naaman, A.E., 1976, "Mechanical Properties of Glass and Steel Fiber Reinforced Mortar," *ACI Journal*, *Proceedings*, Enero, pp. 50-53.
- Shah, S.P. y Skarendahl, A., 1986, *Steel Fiber Concrete*, Elsevier Applied Science Publishers, Londres, 526 pp.

Shah, S.P. y Slate, F.O., 1968, "Internal Microcracking, Mortar-Aggregate Bond, and the Stress-Strain Curve of Concrete," *Proceedings*, International Conference on the Structure of Concrete (Londres, Setiembre 1965), Cement and Concrete Association, Londres, pp. 82-92.

Shah, S.P. y Winter, G., 1966, "Inelastic Behavior and Fracture of Concrete," *ACI Journal, Proceedings* V. 63, No. 9, Setiembre, pp. 925-930.

Slate, F.O. y Matheus, R.E., 1967, "Volume Changes on Setting and Curing of Cement Paste and Concrete from Zero to Seven Days," *ACI Journal, Proceedings* V. 64, No. 1, Enero, pp. 34-39.

Spooner, D.C., 1972, "The Stress-Strain Relationship for Hardened Cement Pastes in Compression," *Magazine of Concrete Research*, Londres, V. 24, No. 29, Junio, pp. 85-92.

Spooner, D.C. y Dougill, J.W., 1975, "A Quantitative Assessment of Damage Sustained in Concrete during Compressive Loading," *Magazine of Concrete Research*, Londres, V. 27, No. 92, Setiembre, pp. 151-160.

Spooner, D.C.; Pomeroy, C.D. y Dougill, J.W.; 1976. "Damage and Energy Dissipation in Cement Pastes in Compression," *Magazine of Concrete Research*, Londres, V. 28, No. 94, Marzo, pp. 21-29.

Stevens, R.F., 1969, "Tests on Prestressed Reinforced Concrete Beams," *Concrete*, Londres, V. 3, No. 11, Noviembre, pp. 457-462.

Stone, W.C. y Breen, J.E., 1984a, "Behavior of Post-Tensioned Girder Anchorage Zones," *PCI Journal*, V. 29, No. 1, Enero-Febrero, pp. 64-109.

Stone, W.C. y Breen, J.E., 1984b, "Design of PostTensioned Girder Anchorage Zones," *PCI Journal*, V. 29, No. 2, Marzo-Abril, pp. 28-61.

Sturman, G.M.; Shah, S.P. y Winter, G., 1965, "Effects of Flexural Strain Gradients on Micro-Cracking and StressStrain Behavior of Concrete," *ACI Journal, Proceedings* V. 62, No. 7, Julio, pp. 805-822.

Suaris, W. y Fernando, V., 1987, "Ultrasonic Pulse Attenuation as a Measure of Damage Growth during Cyclic Loading of Concrete," *ACI Materials Journal*, V. 84, No. 3, Mayo-Junio, pp. 185-193.

Suri, K.M. y Dilger, W.H., 1986, "Crack Width of Partially Prestressed Concrete Members," *ACI Journal, Proceedings* V. 83, No. 5, Setiembre-Octubre, pp. 784-797.

Suzuki, K. y Yoshiteru, O., 1984, "Calculation of Crack Width and Crack Control Design of PPC Members," NATO Advanced Research Workshop on Partial Prestressing, Pans, 35 pp.

Swartz, S.E. y Go, C.G., 1984, "Validity of Compliance Calibration to Cracked Concrete Beams in Bending," *Experimental Mechanics*, SEM, V. 24, No. 2, pp. 129-134.

Tam, K.S. y Scanlon, A., 1986, "Deflection of Two Way Slabs and Transverse Loads," *ACI Journal, Proceedings* V. 83, No. 5, Setiembre-Octubre, pp. 737-744.

Testa, R.B. y Stubbs, N., 1977. "Bond Failure and Inelastic Response of Concrete," *Journal of the Engineering Mechanics Division*, ASCE, V. 103, No. EM2, Abril 1977, pp. 296-310.

Troxell, G.E.; Raphael, J.M. y Davis, R.E., 1958. "Long-Time Creep and Shrinkage Tests of Plain and Reinforced Concrete," *Proceedings*, ASTM, V. 58, pp. 1101-1120.

USBR, 1981, *Concrete Manual*, 8va Edición, U.S. Bureau of Reclamation, 627 pp.

Verbeck, G.J., 1958, "Carbonation of Hydrated Portland Cement," *Cement and Concrete*, STP-205, American Society for Testing y Materials, West Conshohocken, Penn., pp. 17-36.

Walker, A.J. y Lankard, D.R., 1977, "Bridge Deck Rehabilitation with Steel Fibrous Concrete," Presentado en la Tercera Exposición Internacional sobre Construcciones de Hormigón (New Orleans, LA, Eneero), Battelle Columbus Laboratories.

Wittmann, F.H., 1986, *Fracture Toughness and Fracture Energy of Concrete*, Elsevier Science Publishers, Holanda.

Wilson, E.L., 1968, "The Determination of Temperatures within Mass Concrete Structures," *Report* No. 68-17, Structural Engineering Laboratory, University of California, Berkeley, California, Diciembre

Woods, H., 1968, *Durability of Concrete Construction*, Monografía No. 4, American Concrete Instituto/Iowa State University, Farmington Hills, Mich., 187 pp.

Yang, S. y Chen, J., 1988, "Bond Slip and Crack Width Calculations of Tension Members," *ACI Structural Journal*, V. 85, No. 4, Julio-Agosto, pp. 414-422.

Yerlici, V.A., 1975, "Minimum Wall Thickness of Circular Concrete Tanks," *Publication* No. 35-II, International Association for Bridge y Structural Engineering, Zurich, p. 237.

Yoshimoto, A.; Ogino, S. y Kawakami, M., 1972, "Micro-cracking Effect on Flexural Strength of Concrete after Repeated Loading," *ACI Journal, Proceedings* V. 69, No. 4, Abr., pp. 232-240.

Yoshimoto, A.; Ogino, S. y Kawakami, M., 1976, "Microscopic Cracks in Cement Matrix and Deformation Behavior of Concrete," *Proceedings*, 19th Japan Congress on Materials Research, pp. 126-131.

Ytterberg, R.F., 1987, "Shrinkage and Curling of Slabs on Grade," *Concrete International: Design and Construction*, V. 9, No. 4, Abril, pp. 22-31.

Zielinski, J.L. y Rowe, R.E., 1960, "An Investigation of the Stress Distribution in the Anchorage Zones of PostTensioned Concrete Members," *Technical Report* No. 9, Cement and Concrete Association, Londres, Setiembre, 32 pp.

9.3 - Otras referencias

ACI Committee 214, 1977, "Recommended Practice for Evaluation of Strength Test Results of Concrete (214-77)," American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 14 pp.

ACI Committee 224, 1990, "Control of Cracking in Concrete Structures (224R-90)," American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 43 pp.

ACI Committee 224, 1992, "Cracking of Concrete Members in Direct Tension (224.2R-92)," American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 12 pp.

ACI Committee 224, 1993, "Causes, Evaluation, and Repair of Cracks in Concrete Structures (224.1 R-93)," American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 22 pp.

ACI Committee 347, 1969, "Precast Concrete Units Used as Forms for Cast-in-Place Concrete (347.1 R-69)," American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich.

ACI Committee 544, 1996, "State-of-the-Art Report on Fiber-Reinforced Concrete (544.1 R-96)," American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 66 pp.

ASTM C 512, "Test Method for Creep of Concrete in Compression," American Society of Testing and Materials, West Conshohocken, Penn.

ASTM C 595, "Specifications for Blended Hydraulic Cement," American Society of Testing and Materials, West Conshohocken, Penn.

Goyal, B.B., ed., 1982, *Designing for Creep and Shrinkage in Concrete Structures*, SP-76, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 484 pp.

Designing for Effects of Creep, Shrinkage and Temperature in Concrete Structures. 1971, SP-27, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 430 pp.

Neville, A.M., ed., 1964, *Symposium on Creep of Concrete*, SP-9, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 160 pp.