

Análisis de imagen sobre concreto desintegrado en la etapa de postcalentamiento

A. H. Akca^{1*}, N. Özyurt²

*Contact author: aakca@yildiz.edu.tr

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v10i2.482>

Recepción: 02/11/2019 | Aceptación: 05/02/2020 | Publicación: 30/04/2020

RESUMEN

En este estudio se investigó la relación entre el crecimiento de grietas y la reducción de la resistencia a la compresión después de exposición a altas temperaturas y después del curado con aire. Las muestras de concreto fueron calentadas a 1000 °C y se sometieron a curado por aire durante 28 días. Durante el período de curado, sus superficies calentadas fueron monitoreadas usando una cámara réflex digital de lente única y las imágenes fueron analizadas usando un software de análisis de imágenes. Después del enfriamiento, la reducción máxima en la resistencia a la compresión del concreto fue del 49.5% y la del concreto curado al aire fue del 66.8%. Los análisis de imagen mostraron altas correlaciones entre el crecimiento de grietas y la reducción de la resistencia a la compresión. Este método no destructivo tiene el potencial de representar el alcance del daño en el concreto después de la exposición a altas temperaturas.

Palabras clave: alta temperatura; concreto reforzado con fibra; deterioro; desarrollo de grietas; análisis de píxeles negros.

Citar como: Akca, A. H., Özyurt, N. (2020), “Análisis de imagen sobre concreto desintegrado en la etapa de postcalentamiento”, Revista ALCONPAT, 10 (2), pp. 219 – 229, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v10i2.482>

¹ Department of Civil Engineering, Yıldız Technical University, İstanbul, Turkey.

² Department of Civil Engineering, Boğaziçi University, İstanbul, Turkey.

Información Legal

Revista ALCONPAT es una publicación cuatrimestral de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción, Internacional, A. C., Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida, Yucatán, C.P. 97310, Tel.5219997385893, alconpat.int@gmail.com, Página Web: www.alconpat.org

Editor responsable: Dr. Pedro Castro Borges. Reserva de derechos al uso exclusivo No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos otorgados por el Instituto Nacional de Derecho de Autor. Responsable de la última actualización de este número, Unidad de Informática ALCONPAT, Ing. Elizabeth Sabido Maldonado, Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida, Yucatán, C.P. 97310.

Las opiniones expresadas por los autores no necesariamente reflejan la postura del editor.

Queda totalmente prohibida la reproducción total o parcial de los contenidos e imágenes de la publicación sin previa autorización de la ALCONPAT Internacional A.C.

Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el primer número del año 2021 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del tercer número del año 2020.

Image analysis on disintegrated concrete at the post-heating stage

ABSTRACT

The relation between crack growth and reduction in the compressive strength after high temperature exposure and after air re-curing was investigated in this study. Concrete specimens were heated to 1000 °C and they were subjected to air re-curing for 28 days. During re-curing period, their heated surfaces were monitored by using a digital single-lens reflex camera and the images were analyzed by using image analysis software. After cooling, the maximum reduction in the compressive strength of concrete was 49.5% and that of air re-cured concrete was 66.8%. Image analyses showed high correlations between crack growth and reduction in the compressive strength. This non-destructive method has the potential to represent the extent of damage in concrete after high temperature exposure.

Keywords: high temperature; fiber reinforced concrete; deterioration; crack development; black pixel analysis

Análise de imagem em concreto desintegrado na fase de pós-aquecimento

RESUMO

A relação entre o crescimento de fissuras e a redução da resistência à compressão após exposição a altas temperaturas seguidas de resfriamento lento e ao ar foi investigada neste estudo. As amostras de concreto foram aquecidas a 1000 °C e, após submetidas ao resfriamento lento foram, na sequência sazoadas ao ar por 28 dias. Durante o período de resfriamento, sua superfície foi monitorada usando uma câmera reflex digital de lente única e as imagens foram analisadas usando o software de análise de imagens. Logo após o resfriamento, a redução máxima na resistência à compressão do concreto foi de 49,5% e a do concreto sazoadado ao ar, após 28 dias, foi de 66,8%. As análises de imagem mostraram altas correlações entre o crescimento da fissura e a redução da resistência à compressão. Este método não destrutivo tem o potencial de representar a extensão dos danos no concreto após a exposição a altas temperaturas.

Palabras clave: temperatura alta; concreto reforçado com fibra; deterioração; desenvolvimento de fissuras; análise de pixel preto.

1. INTRODUCCIÓN

Los gradientes térmicos, la evaporación del agua libre y los cambios químicos en el concreto son las principales razones de los deterioros tales como agrietamiento, delaminación de la superficie, agrietamiento y desprendimiento (Poon et al. 2001; Akca y Özyurt, 2013). Además, el deterioro en el concreto puede continuar en los días subsiguientes de enfriamiento debido a los continuos cambios que ocurren en la microestructura del concreto. Por ejemplo, la rehidratación de CaO resulta en Ca(OH)₂ con una expansión de volumen del 44% y esta reacción puede causar grietas en el concreto, especialmente a nivel de superficie calentada (Lin et al. 1996; Alonso y Fernandez, 2004; Mendes et al. 2011).

Los cambios en las superficies calentadas del concreto pueden usarse para evaluar las propiedades residuales del concreto después de la exposición al calor. Por ejemplo, cambios de color en las superficies de concreto calentadas o expuestas al fuego brindan información sobre la temperatura máxima experimentada y la cantidad de deterioro del concreto (Yüzer et al. 2004; Ingham, 2009). La coloración rosa a roja se produce debido a la oxidación de compuestos de hierro en partículas de arena después de 300 °C y la superficie de concreto de color blanquecino significa que la temperatura del concreto excedió los 700 °C a la cual tiene lugar la descarbonización de los

carbonatos. Por lo tanto, la reducción en la resistencia se puede predecir aproximadamente sin aplicar pruebas destructivas en el concreto en algunos casos.

Del mismo modo, las grietas en las superficies calentadas se pueden evaluar para predecir la resistencia residual del concreto después del enfriamiento. Por lo tanto, las muestras de concreto se sometieron a un proceso de re-curado al aire después de calentar hasta 1000 °C. En este proyecto, se aplicó una condición de calentamiento de una cara de las muestras, ya que puede considerarse más realista y aplicable. Luego, las superficies calentadas de las muestras de concreto se monitorearon usando una cámara DSLR después de enfriar y las imágenes se evaluaron para comprender la relación entre el ancho y la tasa de crecimiento de grietas en las superficies calentadas y la reducción de la resistencia a la compresión después del calentamiento.

2. ESTUDIO EXPERIMENTAL

2.1 Materiales y especímenes

Se utilizó cemento Portland tipo CEM I (PC) en grupos de concreto y la cantidad total de cemento en 1 m³ de concreto fue de 450 kg y todos los grupos de concreto tuvieron una relación de agua cemento de 0.45. La Tabla 1 muestra las proporciones de mezcla de grupos de concreto. Como aditivos químicos, se utilizaron en las mezclas de concreto aditivo de arrastre de aire a base de sal de amonio y alcohol oleoso (AEA) y superplastificante a base de policarboxilato modificado. El contenido de AEA fue el mismo y 0.3 kg (0.7% del peso total del cemento) en todos los grupos de concreto. La cantidad de súperplastificante se varió para obtener niveles de revenimiento en los límites de S4 dados en EN 206-1. Se utilizaron fibras de acero como fibras de alto punto de fusión y fibras de PP como fibras de bajo punto de fusión para reforzar grupos de concreto. En los grupos reforzados con fibra de PP, se usaron fibras de PP al 0.2% del volumen de concreto y en los grupos reforzados con fibra de acero se usaron las fibras de acero al 0.5% del volumen de concreto. Se agregaron fibras de PP y fibras de acero en contenidos de 0.1% y 0.25% por volumen en grupos de concreto híbridos reforzados con fibra, respectivamente. La arena de río y la grava silíceas se usaron en todos los grupos de concreto como agregados. Dependiendo de los tipos de fibra y también de la presencia de agente de arrastre de aire, se diseñaron 8 grupos de concreto diferentes como se puede ver en la Tabla 1.

Se produjeron 11 especímenes cúbicos con dimensiones de 15x15x15 cm para cada grupo de concreto. Un día después de la producción, las muestras fueron desmoldadas y colocadas en agua de curado durante 27 días. Luego se acondicionaron en ambiente de laboratorio durante 2 meses adicionales antes de las pruebas (Poon et al. 2001; Chang et al. 2006). Se usaron tres muestras cúbicas para determinar las propiedades iniciales del concreto antes de calentar. Los restantes 8 especímenes cúbicos se calentaron a 1000 ° C. Dos de ellos se usaron para monitorear las temperaturas en cubos de concreto durante el calentamiento, 3 de ellos se probaron para determinar las propiedades después del enfriamiento y las 3 muestras cúbicas restantes se sometieron a curado por aire. Por lo tanto, en las tablas y gráficos 0, X y Z representan pruebas antes del calentamiento, después del enfriamiento y después del curado del aire, respectivamente.

Tabla 1. Proporcionamiento de mezclas.

| Series | W/C | Cemento | Agua | Grava triturada | Arena triturada | Arena | SP ^a | AEA | Fibras PP | Fibras de acero |
|--------|------|---------|-------|-----------------|-----------------|-------|-----------------|-----|----------------------|------------------------------------|
| | | | | | | | | | (kg/m ³) | (dm ³ /m ³) |
| C00 | 0.45 | 450 | 202.5 | 968 | 565 | 225 | 5.7 | - | - | - |
| C0S | 0.45 | 450 | 202.5 | 968 | 565 | 225 | 6.0 | - | - | 5 |
| C0P | 0.45 | 450 | 202.5 | 968 | 565 | 225 | 6.3 | - | 2 | - |
| C0H | 0.45 | 450 | 202.5 | 968 | 565 | 225 | 6.6 | - | 1 | 2.5 |
| CA0 | 0.45 | 450 | 202.5 | 968 | 565 | 225 | 5.3 | 0.3 | - | - |
| CAS | 0.45 | 450 | 202.5 | 968 | 565 | 225 | 5.7 | 0.3 | - | 5 |
| CAP | 0.45 | 450 | 202.5 | 968 | 565 | 225 | 6.0 | 0.3 | 2 | - |
| CAH | 0.45 | 450 | 202.5 | 968 | 565 | 225 | 6.6 | 0.3 | 1 | 2.5 |

^a SP superplastificante

2.2 Procedimiento de calentamiento

En este estudio se utilizó un horno eléctrico que tiene una temperatura máxima de operación de 1250 °C. Se determinaron dos etapas de calentamiento y durante la primera etapa, las muestras se calentaron a 1000 °C y durante la segunda etapa, las muestras se mantuvieron a esta temperatura hasta el final del tiempo de calentamiento total (200 minutos). La Figura 1 representa el procedimiento de calentamiento. El horno eléctrico funcionaba a plena potencia y la temperatura dentro del horno alcanzó 1000 °C en aproximadamente 120 minutos. Como la capacidad de calentamiento del horno era limitada, la velocidad de calentamiento era de 20 °C/min al principio, pero la velocidad disminuía a 5 °C/min al final de la primera etapa de calentamiento. Después de completar la segunda etapa, no se sacaron muestras de concreto caliente hasta que el horno se enfrió a 100 °C.

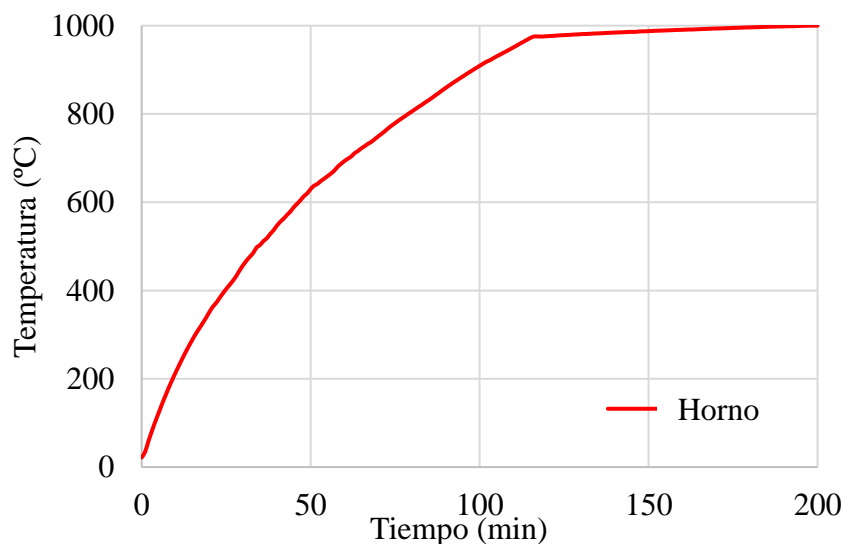


Figura 1. Procedimiento de calentamiento.

Se colocaron juntos cuatro cubos de concreto en el horno eléctrico y para simular las condiciones de calentamiento de una cara se aislaron con bloques de concreto aireados como se muestra en la Figura 2. Para el monitoreo de temperatura, se colocaron termopares tipo K dentro de una muestra de concreto durante el calentamiento.

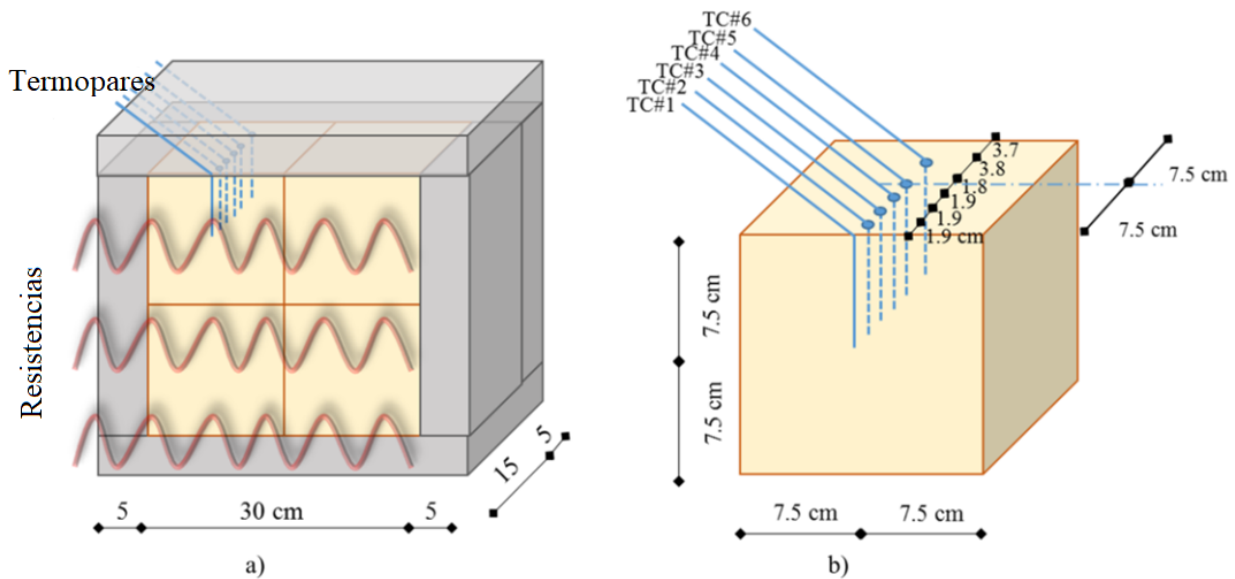


Figura 2. a) Aislamiento térmico de especímenes de concreto dentro del horno eléctrico, b) posiciones de los termopares tipo K utilizados para monitorear el cambio de temperatura.

2.3. Proceso de re-curado

Después de los procesos de calentamiento y enfriamiento, 3 muestras fueron sometidas a curado por aire durante 28 días. Las muestras se mantuvieron en un entorno de laboratorio que tiene una humedad relativa de $65 \pm 10\%$ y una temperatura de 20 ± 2 °C durante el período de curado.

2.4. Medición del ancho de grieta

Los cambios visuales en el concreto expuesto al calor o al fuego brindan información sobre la temperatura máxima experimentada y la cantidad de deterioro del concreto (Yüzer et al. 2004; Ingham, 2009). Por lo tanto, se tomó una fotografía de la cara calentada de un espécimen sobreviviente de cada grupo de concreto usando una cámara DSLR. Estas imágenes se analizaron mediante un software llamado Imagen J, como se puede ver en la Figura 3. Durante un análisis, el área de la imagen completa se dividió en 9 subáreas y se midieron los anchos máximos de grietas de cada subárea y luego se obtuvieron los anchos medios de grietas.

2.5. Análisis de píxeles negros

El desarrollo de grietas durante el re-curado por aire se controló tomando fotos de superficies calientes cada hora durante una semana. Se utilizaron una cámara DSLR de alta resolución y una lente macro de 100 mm para obtener imágenes detalladas. Como se puede ver en la Figura 4, estas imágenes se convirtieron en imágenes en blanco y negro de 8 bits utilizando Imagen J y se realizaron análisis de píxeles negros (BPA) en ellas.

Los píxeles negros representan grietas, huecos de aire, delaminación de la superficie y sombra (debido a la posición de los focos) en las superficies calientes de las muestras. Se calcularon las áreas totales de píxeles negros para todas las imágenes por separado. Luego, estos valores calculados se dividieron en el área de píxeles negros de la primera imagen para obtener valores de área normalizados. Finalmente, se dibujaron gráficos de área-tiempo normalizados para todos los grupos de concreto, excepto los grupos que experimentaron desprendimientos durante el calentamiento y las líneas de tendencia se ajustaron en los gráficos como se muestra en la Figura 5. Estas curvas se usaron para monitorear el deterioro del concreto durante una semana. Las pendientes de las líneas de tendencia ajustadas se denominaron tasas de BPA y se compararon con las relaciones de reducción de la resistencia a la compresión de los grupos de hormigón curado con aire.

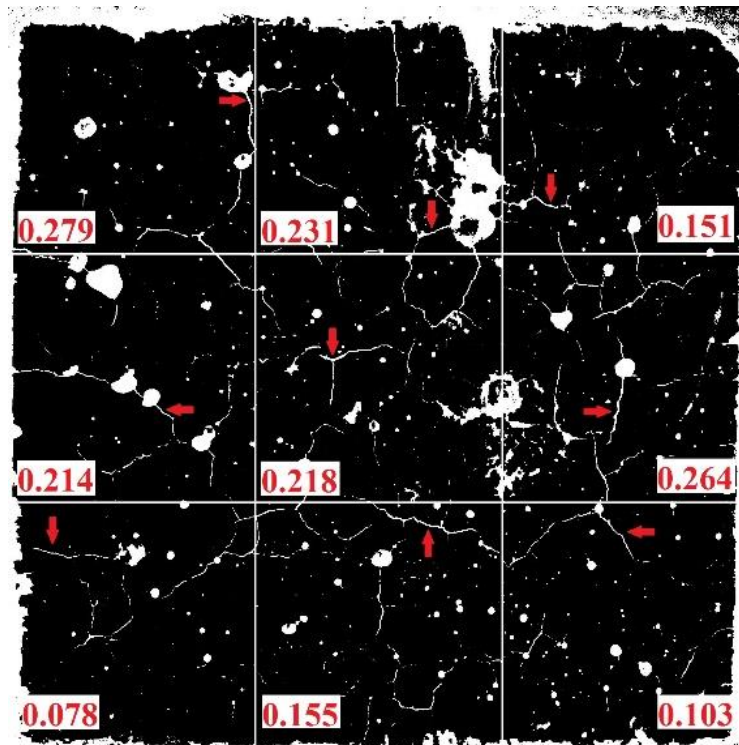


Figura 3. Mediciones de ancho de grietas en una muestra C00X (superficie justo después del enfriamiento).

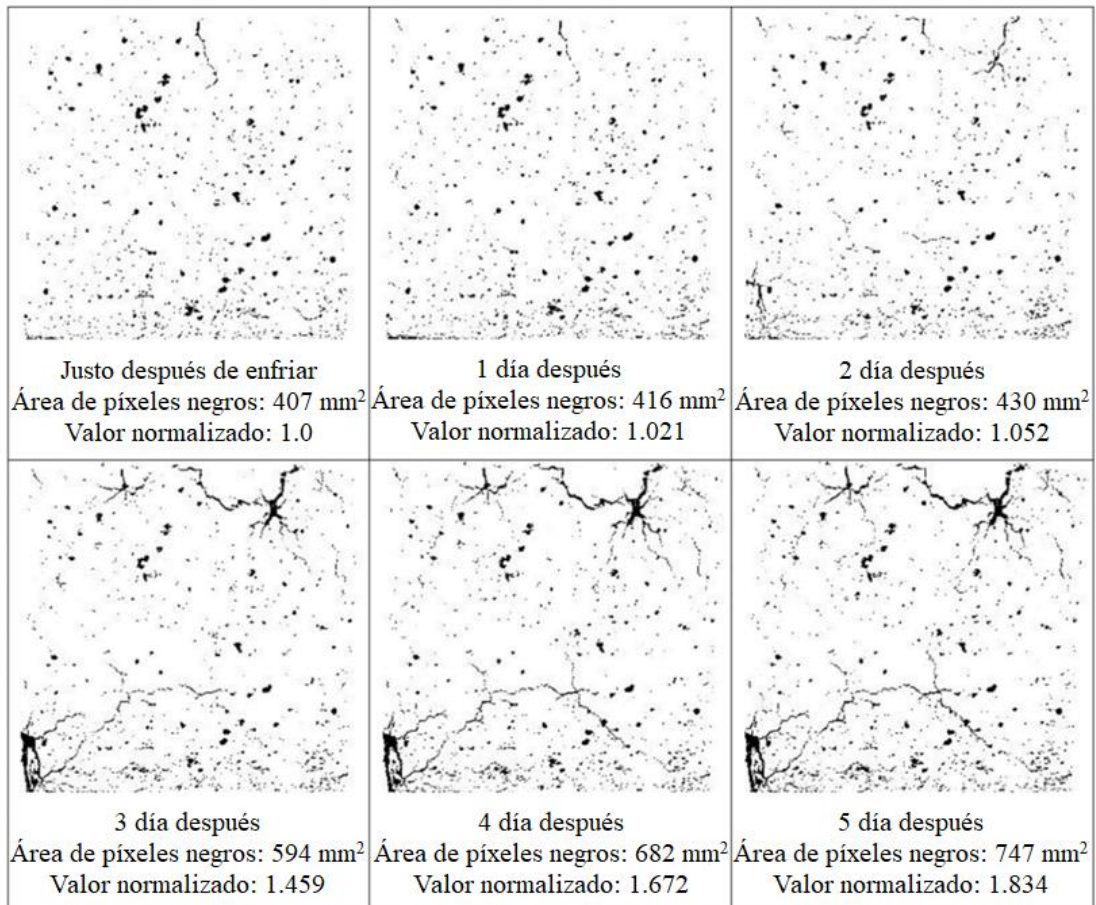


Figura 4. Monitoreo del crecimiento de grietas en imágenes en blanco y negro capturadas de una muestra de COPZ durante el re-curado por aire.

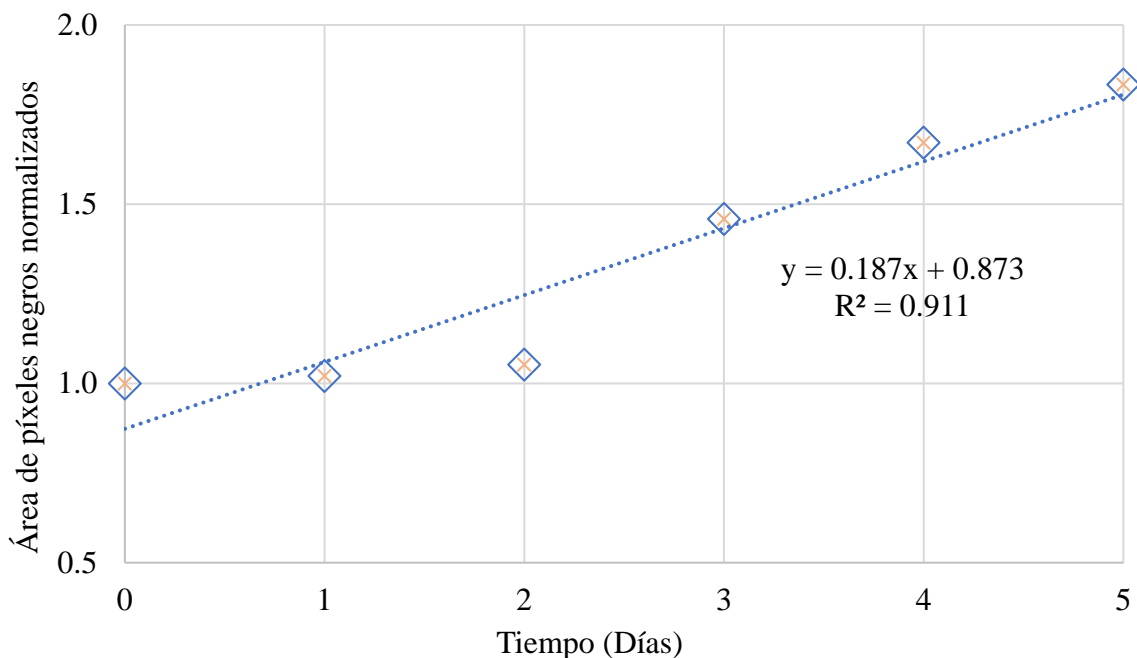


Figura 5. Valor de análisis de píxeles negros de la muestra COPZ.

3. RESULTADOS

3.1. Monitoreo de Temperatura

Las temperaturas de la superficie calentada y las partes internas de los cubos de concreto se monitorearon durante el calentamiento y el monitoreo de la temperatura continuó durante el enfriamiento del horno (150 minutos más). En el período de enfriamiento, aunque se detuvo el calentamiento del horno, las temperaturas en el concreto continuaron aumentando. Los datos de termopares fueron muy cercanos cuando se compararon en términos de tipos de materiales cementosos. Por lo tanto, todos los grupos de concretos se reunieron en dos categorías según el uso de AEA en ellos. La Tabla 2 muestra las temperaturas máximas promedio monitoreadas en categorías de concreto con y sin arrastre de aire durante el monitoreo de temperatura total (200 + 150 minutos). Los resultados mostraron que las temperaturas experimentadas en el concreto con aire incorporado fueron menores que las del hormigón sin aire incorporado. Cuando se considera todo el período de calentamiento y enfriamiento, se puede ver que los grupos de concreto experimentaron al menos 583 °C de temperatura, lo que puede provocar graves pérdidas de resistencia (Poon et al. 2001; Akca y Özyurt, 2013).

Tabla 2. Valores de temperatura máxima promedio a profundidades predefinidas desde la superficie durante el total de los procesos de calentamiento y enfriamiento (al final de 350 minutos).

| Termopar No | TC#1 | TC#2 | TC#3 | TC#4 | TC#5 | TC#6 |
|---------------------------|------|------|------|------|------|------|
| Profundidad (mm) | 0 | 19 | 38 | 57 | 75 | 113 |
| Sin AEA ¹ (°C) | 1000 | 805 | 691 | 657 | 636 | 608 |
| Con AEA ² (°C) | 1000 | 784 | 662 | 627 | 608 | 583 |
| Diferencia (°C) | 0 | 21 | 29 | 30 | 28 | 25 |

Sin AEA¹ representa todos los grupos de concreto sin aire de arrastre.

Con AEA² significa todos los grupos de concreto con arrastre de aire..

3.2. Pruebas de compresión

Las muestras cúbicas de concreto se cargaron antes de calentar, después de enfriar y después de volver a curar al aire (durante 28 días) y se determinaron los valores de resistencia a la compresión de los grupos de concreto en cada etapa. Los valores de resistencia a la compresión de todos los grupos de concreto disminuyeron después del calentamiento y se observó una mayor reducción en la resistencia residual después del período de re-curado por aire. Las relaciones de reducción en la resistencia a la compresión de todos los grupos de concreto después del enfriamiento y después del re-curado por aire se pueden observar en la Tabla 3.

Tabla 3. Reducción de la resistencia a la compresión con respecto a la resistencia antes del calentamiento.

| Reducción en resistencia a la compresión | C00 | C0S | C0P | C0H | CA0 | CAS | CAP | CAH |
|--|------|------|------|------|------|------|------|------|
| Después del enfriamiento (%) | 31.9 | 25.8 | 36.7 | 33.9 | 35.2 | 36.5 | 49.5 | 45.5 |
| Después del re-curado por aire (%) | 64.1 | 44.9 | 66.8 | 49.2 | 56.3 | 49.6 | 58.7 | 56.5 |

3.3. Medición del espesor de grieta (después del enfriamiento de los especímenes)

Se tomaron fotografías de la cara calentada de un espécimen sobreviviente de cada grupo de concreto usando una cámara DSLR. Estas imágenes se analizaron mediante un software llamado Image J, luego se obtuvieron los anchos de grietas medios. Los anchos de grietas promedio de los grupos de concreto después del enfriamiento se muestran en la Tabla 4. De acuerdo con los resultados, se puede concluir que hubo grietas en las caras calentadas de las muestras alrededor de 0,20 mm después del calentamiento. También la tendencia a la fisuración del concreto reforzado con fibra de PP puede considerarse más alta y la del hormigón reforzado con fibra de acero puede considerarse más baja con respecto a los grupos de hormigón liso después del enfriamiento. Por otro lado, se observaron grietas más grandes en los grupos de concreto arrastrados por aire que en los grupos de concreto sin arrastre de aire.

Tabla 4. Anchos de grietas promedio en las caras calentadas de los grupos de concreto después del enfriamiento.

| Ancho de grieta | C00X | C0SX | C0PX | C0HX | CA0X | CASX | CAPX | CAH X |
|--------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|----------|
| Media (mm) | 0.188 | 0.175 | 0.196 | 0.181 | 0.195 | 0.182 | 0.206 | 0.204 |
| Desviación estandar (mm) | 0.07 | 0.05 | 0.03 | 0.03 | 0.03 | 0.04 | 0.03 | 0.04 |

Los anchos de grietas promedio calculados se compararon con la reducción en la resistencia a la compresión de las muestras después del enfriamiento, como se puede ver en la Figura 6. Los resultados mostraron que el aumento en el ancho de grieta promedio de las muestras causó un aumento en la reducción en la resistencia a la compresión. Esta relación se puede usar para predecir el alcance del deterioro de las propiedades mecánicas residuales de los elementos de concreto sin aplicar pruebas destructivas sobre ellos después de un evento de incendio.

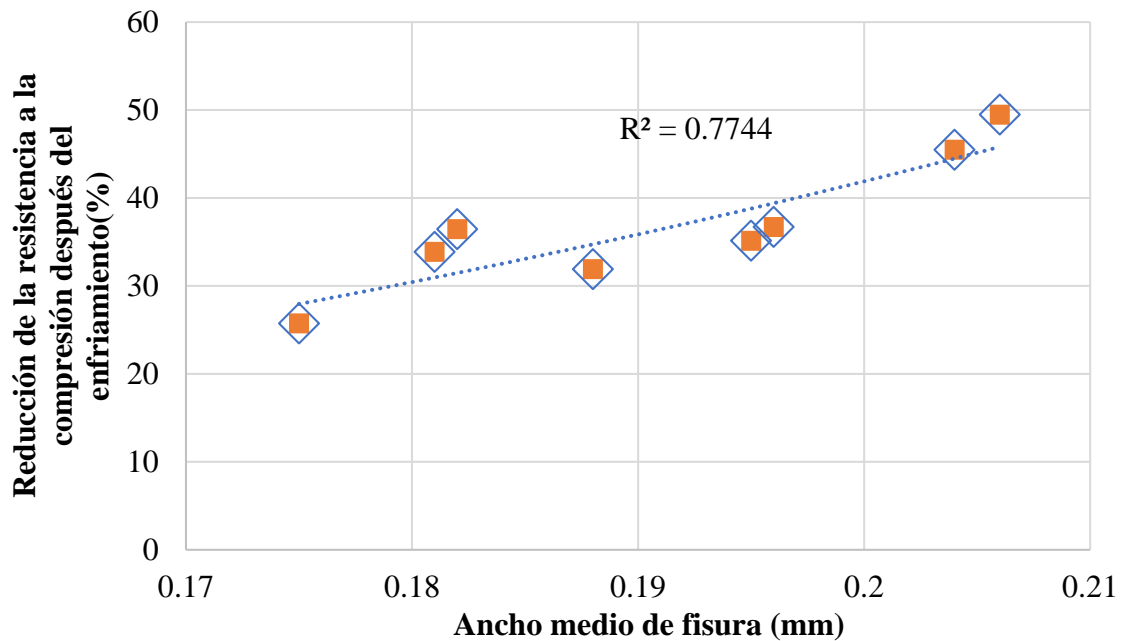


Figura 6. Relación entre la reducción de la resistencia a la compresión y el ancho medio de grietas después del enfriamiento.

3.4. Análisis de píxeles negros (BPA) (para el período de re-curado en aire)

Después del enfriamiento, el tamaño y el número de grietas aumentaron en las superficies calentadas de las muestras de concreto probablemente debido a la rehidratación expansiva de CaO. Por lo tanto, se capturaron imágenes de la superficie de las muestras durante la primera semana de re-curado con aire y estas imágenes se evaluaron en un software de análisis de imágenes para evaluar la relación entre la tasa de desarrollo de grietas y la reducción de la resistencia a la compresión durante el período de re-curado con aire. En consecuencia, se calcularon las tasas de BPA de las muestras de concreto curado por aire (como se explica en la Sección 2.5) para monitorear el desarrollo de daños y estos valores se compararon con las diferencias en los valores de resistencia a la compresión después del período de re-curado por aire como se muestra en la Tabla 5.

Table 5. Resistencia a la compresión residual y valores de BPA.

| Group | X-Group ¹ (MPa) | Z-Individual ² (MPa) | (Z-X)/X (%) | BPA Rate (Day ⁻¹) |
|-------|---|------------------------------------|----------------|----------------------------------|
| C00 | Se observó desprendimiento. BPA no fue examinado. | | | |
| C0S | Se observó desprendimiento. BPA no fue examinado. | | | |
| C0P | 36.9 | 20.1 | - 45.5 | 0.187 |
| C0H | 36.7 | 24.6 | - 32.8 | 0.056 |
| CA0 | 35.5 | 22.2 | - 37.5 | 0.087 |
| CAS | 34.9 | 25.6 | - 26.9 | 0.087 |
| CAP | 25.3 | 21.2 | - 16.1 | 0.007 |
| CAH | 27.2 | 24.3 | - 10.5 | 0.019 |

X-Group¹ Representa el valor de resistencia residual promedio de 3 muestras después del enfriamiento.

Z-Individual² Representa el valor de resistencia residual individual de la muestra monitoreada después del curado por aire

Valor de resistencia a la compresión individual de la muestra monitorizada (re-curado en aire durante 28 días después del período de enfriamiento y probado al final de este período de 28 días) y valor de resistencia a la compresión promedio de 3 muestras probadas después del enfriamiento (como un valor de resistencia inicial antes del periodo de re-curado al aire) se usaron para calcular el cambio en la resistencia a la compresión durante el período de re-curado al aire.

Después de la comparación, se obtuvo un grado de dispersión como se muestra en la Figura 7 y mostró que había una relación logarítmica entre los cambios en la resistencia a la compresión y las tasas de BPA. El valor R^2 calculado para todo el conjunto de datos fue de 0,77. Esta tasa se puede aumentar utilizando técnicas avanzadas de fotografía, analizando en un software específico, aumentando el tamaño de la muestra, etc. Por ejemplo, los vacíos de aire en la superficie de las muestras influyen en la cantidad total de píxeles negros. Si el efecto de los huecos de aire se elimina de alguna manera, se pueden obtener tasas de BPA más precisas.

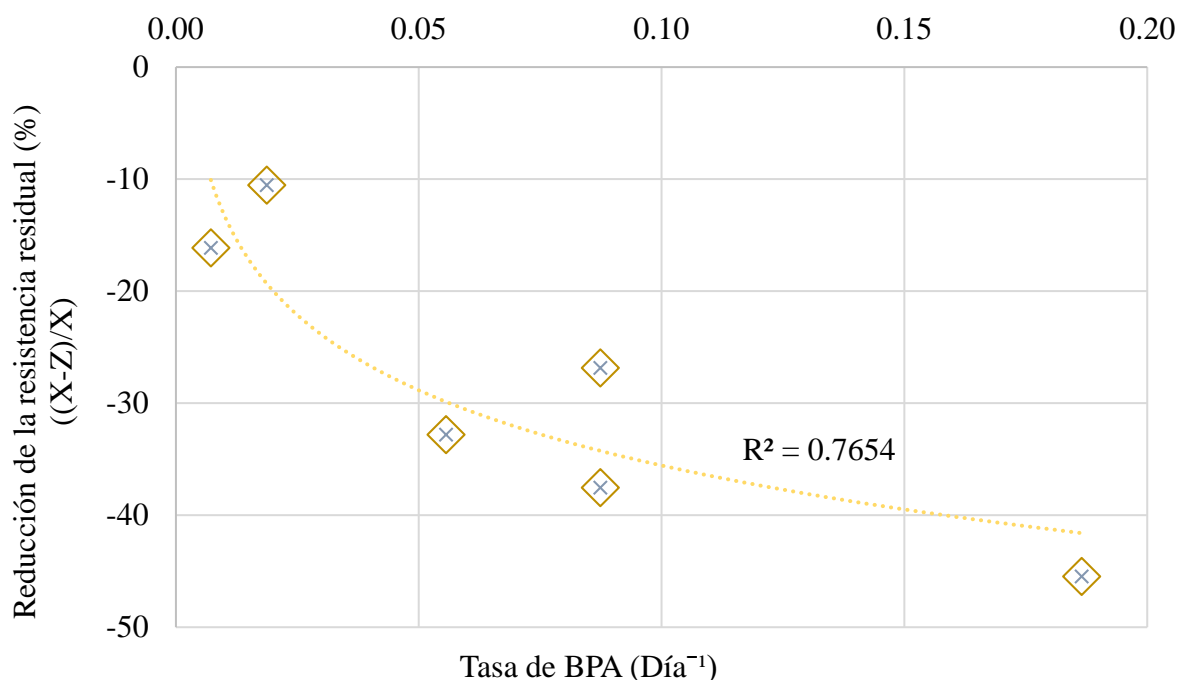


Figure 7. Análisis de resultados de píxeles negros.

4. CONCLUSIONS

En este estudio, se investigó la desintegración de varios tipos de concreto bajo régimen de re-curado al aire. Se realizaron BPA en muestras re-curadas al aire y se evaluó la relación entre el desarrollo de grietas y la reducción de la resistencia a la compresión. Y las conclusiones que se dan a continuación se pueden extraer con respecto a los resultados obtenidos limitados a la geometría de la muestra (forma cúbica 15by15by15 cm)

1. Debido al aumento excesivo de la temperatura en el hormigón, la resistencia a la compresión de los grupos de hormigón disminuyó aproximadamente un 35% después del calentamiento. Además, el agrietamiento continuo del concreto luego del enfriamiento causó una mayor reducción en la resistencia a la compresión.
2. La relación entre las grietas en las superficies calentadas y la reducción de la resistencia a la compresión se evaluó después del enfriamiento. Los resultados mostraron que el ancho promedio de grietas en la superficie calentada del concreto puede brindar información sobre la disminución de la resistencia a la compresión del concreto.

3. Durante este estudio se desarrolló una técnica de análisis de imagen que se llama análisis de píxeles negros (BPA) para comprender la relación entre el crecimiento de grietas durante el re-curado al aire y la reducción de la resistencia a la compresión después del re-curado al aire. Este método dio buenos resultados para altas y se puede mejorar para representar mejor el alcance del daño en el concreto después de la exposición a altas temperaturas.

5. AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen el apoyo financiero del Fondo de Investigación de la Universidad Boğaziçi [Código de Proyecto 14A04D2]. También se reconoce el apoyo de AKÇANSA Cement y BASF-YKS Construction Chemicals. Los autores también desean agradecer a Ümit Melep, Bilge Uluocak y Melike Babucci por su apoyo durante las mediciones experimentales. El primer autor agradece el apoyo financiero brindado por el Consejo de Investigación Científica y Técnica de Turquía (TÜBİTAK).

6. REFERENCIAS

- Akca, A. H., Özyurt, N. (2013). *High performance concrete under elevated temperatures*. Construction and Building Materials. 44:317-328. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.03.005>
- Alonso, C., Fernandez, L. (2004). *Dehydration and rehydration processes of cement paste exposed to high temperature environments*. Journal of Materials Science. 39:3015-3024.
- Chang, Y. F. Chen, Y. H., Sheu, M. S., Yao, G. C. (2006). *Residual stress-strain relationship for concrete after exposure to high temperatures*. Cement and Concrete Research. 36 (10):1999-2005. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2006.05.029>
- Ingham, J. P. (2009). *Application of petrographic examination techniques to the assessment of fire-damaged concrete and masonry structures*. Materials Characterization. 60 (7):700-709. <https://doi.org/10.1016/j.matchar.2008.11.003>
- Lin, W. M., Lin, T. D., Powers-Couche, L. J. (1996). *Microstructures of Fire-Damaged Concrete*. ACI Materials Journal. 93 (3):199-205.
- Mendes, A., Sanjayan, J. G., Collins, F. (2011). *Effects of slag and cooling method on the progressive deterioration of concrete after exposure to elevated temperatures as in a fire event*. Materials and Structures. 44:709-718. <https://doi.org/10.1617/s11527-010-9660-2>
- Poon, C. S., Azhar, S., Anson, M., Wong, Y. L. (2001). *Comparison of the strength and durability performance of normal- and high-strength pozzolanic concretes at elevated temperatures*. Cement and Concrete Research. 31 (9):1291-1300. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(01\)00580-4](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(01)00580-4)
- Yüzer, N., Aköz, F., Dokuzer Öztürk, L. (2004). *Compressive strength-color change relation in mortars at high temperature*. Cement and Concrete Research. 34 (10):1803-1807. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2004.01.015>