



**COMUNICACIONES**

SECRETARÍA DE INFRAESTRUCTURA, COMUNICACIONES Y TRANSPORTES



# Estudio del comportamiento del concreto sometido a alta temperatura

---

José Trinidad Pérez Quiroz  
Abraham López Miguel  
Jorge Sergio Téllez Martínez  
Maura Arroyo Olvera  
Jorge Terán Guillén

Publicación Técnica No. 726  
**Querétaro, México**  
**2023**

ISSN 0188-7297



Esta investigación fue realizada en la Coordinación de Ingeniería Vehicular e Integridad estructural del Instituto Mexicano del Transporte, por Dr. José Trinidad Pérez Quiroz, Dr. Abraham López Miguel, Ing. Maura Arroyo Olvera, Dr. Jorge Terán Guillen. Investigadores del Instituto Mexicano del transporte adscritos a la especialidad de materiales alternativos, y el Dr. Jorge Sergio Téllez Martínez de la Universidad Politécnica Juventino Rosas.

Esta investigación es el producto final del proyecto de investigación interna EI 06/22: Desarrollo de una metodología para evaluar el deterioro por incendio de estructuras de concreto como puentes, túneles y muelles.

Se agradece la colaboración de Dr. Carlos Alberto González Rodríguez Coordinador del programa de Doctorado de en Ciencia de Materiales, Maestro en Ingeniería José Antonio Juanico Loran ambos de la Universidad Politécnica del Valle de MEXICO, por brindar el apoyo para realizar los ensayos de DRX, al Dr. Juventino López Barroso del TecNM campus Querétaro por brindar el apoyo para realizar los estudios de FTIR.



# Tabla de Contenido

---

	Página
Sinopsis.....	v
Abstract.....	vii
Introducción.....	1
1. Marco teórico .....	3
1.1 Relación entre fuego, concreto y el incendio.....	3
2. Desarrollo experimental.....	17
2.1 Ensayo de metalografía y microdureza.....	20
2.2 Ensayo de tensión.....	21
2.3 Ensayo de compresión (f´c). .....	21
2.4 Ensayo de Difracción Rayos - X. ....	22
2.5 Ensayo de Espectroscopia infrarroja por transformada de Fourier (FTIR) .....	22
2.6 Ensayo de espectroscopia de rayos X de energía dispersiva.....	23
3. Resultados y Análisis de resultados .....	24
3.1 Metalografía .....	24
3.2 Efecto de la temperatura en la evolución microestructural sobre las propiedades mecánicas.....	35
3.3 Efecto de la temperatura en las propiedades mecánicas y químicas del concreto.....	44
3.4 Resultados de DRX y EDS.....	46
3.5 Resultados de FT-IR.....	54

Conclusiones.....	59
Bibliografía .....	601

## Sinopsis

---

En la presente investigación, se evaluó el comportamiento del concreto sometido a temperaturas de 0 °C, 300 °C, 500 °C, 750 °C y 1000 °C, con la finalidad de medir sus propiedades.

Se fabricaron 30 ítems (10 reforzados con acero de 3/8" diámetro y 20 sin acero) cilíndricos de concreto (10 cm de diámetro por 20 cm de alto) de relación agua/cemento de 0.65 (por ser la más comúnmente utilizada), con agregado basáltico de tamaño nominal 3/8" y resistencia a la fluencia de 4200 kg/cm<sup>2</sup>.

Los resultados señalan el deterioro de los ítems, el cual en el caso del concreto comienza con la formación de grietas, desprendimiento y desmoronamiento del concreto en función de la temperatura, los daños se cuantificaron con la ayuda de técnicas de análisis de microscopía electrónica de barrido, espectroscopia de rayos X de energía dispersiva (EDS), espectroscopia infrarroja por transformada de Fourier (FTIR) y difracción de rayos X; mismas que fueron complementadas con los ensayos estándares compresión ( $f'c$ ), en este sentido el acero expuesto promueve que rápidamente adquiera baja resistencia a la fluencia debido a las transformaciones de fases y a la eliminación de defectos cristalinos, se miden con ensayos de metalografía, tensión y dureza.



# Abstract

---

In this research, the behavior of concrete subjected to temperatures of 0 °C, 300 °C, 500 °C, 750 °C and 1000 °C was evaluated in order to measure its properties.

There were manufactured 30 items (10 reinforced with 3/8" diameter steel and 20 without steel) of cylindrical concrete (10 cm diameter by 20 cm high) with a water/cement ratio of 0.65 (as it is the most commonly used), with basaltic aggregate of nominal size 3/8" and a yield strength of 4200 kg/cm<sup>2</sup>.

The results indicate the deterioration of the items, which in the case of concrete begins with the formation of cracks, detachment and crumbling of the concrete as a function of temperature, the damage was quantified with the help of scanning electron microscopy analysis techniques, energy dispersive X-ray spectroscopy (EDS), Fourier transform infrared spectroscopy (FTIR) and X-ray diffraction; These were complemented with standard compression tests (f<sub>c</sub>), in this sense, the exposed steel promotes the rapid acquisition of low creep resistance due to phase transformations and the elimination of crystalline defects, which are measured with metallography, tension and hardness tests.



# Introducción

---

En la presente investigación, se evaluó el comportamiento del concreto sometido a temperaturas de 25 °C, 300 °C, 500 °C, 750 °C y 1000 °C, con la finalidad de medir sus propiedades después de estar sometido a temperaturas elevadas.

Para realizar el proyecto de investigación se fabricaron ítems cilíndricos de concreto con dimensiones de 10 cm de alto por 20 cm con relación agua/cemento aproximada 0.65, con tamaño nominal de 3/8" de agregado basáltico y acero de 9 mm de diámetro. Los resultados señalan el grado de deterioro de los ítems ensayados el cual se cuantificó con la ayuda de análisis metalográfico y ensayos de tensión del acero y, para el concreto ensayo de compresión, técnicas de análisis como microscopia electrónica de barrido, espectroscopia de rayos X de energía dispersiva, espectroscopia infrarroja por transformada de Fourier (FTIR) y difracción de rayos X.



# 1. Marco teórico

---

Un incendio constituye uno de los riesgos más graves al que pueden estar sometidos tanto las construcciones como los usuarios de las mismas. En el tema de la concepción de estructuras y la acción del fuego en comparación con otros materiales de construcción, el concreto tiene una serie de atributos, mostrados en la Figura 1.1. En este contexto, se señala que hay dos componentes principales responsables del desempeño positivo del concreto en una situación de incendio: el primero relacionado con las propiedades del material y el segundo con su funcionalidad cuando se inserta en la estructura general. Está documentado que el concreto es incombustible y tiene una baja velocidad de aumento de temperatura a lo largo de su sección transversal, por lo que en la mayoría de los sistemas estructurales el material puede usarse sin ningún tipo de protección adicional contra el fuego.

Materiales de construcción (sin protección)	Resistencia al fuego	Facilidad de combustión	Contribución a las cargas de incendio	Velocidad de aumento de temperatura en sección transversal	Protección contra fuego (intrínseca del material)	Facilidad de rehabilitación (posterior a incendios)	Protección de evacuación y bomberos
MADERA	BAJA	ALTA	ALTA	MUCHO BAJA	MUCHO BAJA	NULL	BAJA
ACERO	MUCHO BAJA	NULL	NULL	MUCHO ALTA	BAJA	BAJA	BAJA
HORMIGÓN	ALTA	NULL	NULL	BAJA	ALTA	ALTA	ALTA

Fuente: Jacobs, 2007

**Figura 1.1 Atributos de los materiales de construcción (sin protección) expuestos al fuego**

## 1.1 Relación entre fuego, concreto y el incendio

La NBR 13860 presenta la siguiente definición: "El fuego es el proceso de combustión caracterizado por la emisión de calor y luz". Sin embargo, de acuerdo con Seito et al. (2008), a pesar de los grandes avances en la ciencia del fuego, aun no existe un consenso global para definir el fuego en las principales normas internacionales vigentes. Seito et al. (2008) aclaran que inicialmente se formuló una teoría conocida como el triángulo del fuego,

que estaba formada por tres elementos fundamentales: el combustible, el oxidante (oxígeno) y el calor. Según esta teoría, la eliminación de cualquiera de estos elementos del triángulo sería directamente responsable de la extinción del fuego.

Por otro lado, con el descubrimiento del agente extintor "halón", la teoría del fuego fue reformulada, y hoy lleva el nombre de tetraedro del fuego (Figura 1.2). Éste se compone de los elementos: calor, oxidante, combustible y la reacción en cadena (Flashpoint).

El calor generado es el elemento que inicia un incendio, lo mantiene e incrementa su propagación. El oxidante (oxígeno) es necesario para la combustión y está presente en el aire. El combustible es el elemento propagador del fuego y puede ser sólido, líquido o gaseoso. La reacción en cadena hace que el proceso de combustión sea autosostenible. Básicamente, el calor irradiado por las llamas golpea el combustible y se descompone en partículas más pequeñas, que se combinan con oxígeno y se queman, irradiando calor de vuelta al combustible, formando así un ciclo constante (autosostenible).



Fuente: Adaptado de <https://www.safetyps.com/acerca-de-mi-safetyps/>

**Figura 1.2 Tetraedro de fuego**

El concreto tiene una buena resistencia a temperaturas elevadas debido a propiedades como: incombustibilidad y baja conductividad térmica. Además, no emite gases tóxicos cuando se calienta y los elementos tienen mayor masa y volumen en comparación con otros materiales como, estructuras metálicas y de madera, lo cual da como resultado que resisten por más tiempo. Por lo tanto, el concreto no forma parte fundamental del tetraedro del fuego.

En caso de incendio, el concreto sufre las consecuencias del fuego originado en cualquier material inflamable, ya sea sólido, líquido o gaseoso. En general, en túneles, puentes, muelles, edificios comerciales y residenciales, esta carga inflamable proviene de materiales sólidos de base

celulósica como puertas, muebles, suministros de oficina, alfombras, cortinas, vehículos, combustibles, etc.

Las consecuencias se resumen en una sola palabra: destrucción. La estabilidad de una edificación frente a este tipo de evento depende del comportamiento de los elementos estructurales, ya que las elevadas temperaturas pueden causar daños e incluso el colapso de la misma (M. S. Abrams). Según la Asociación Nacional de Protección contra el Fuego en el año 2016 se reportaron 1 342 000 incendios en los Estados Unidos, de los cuales 475 500 fueron en estructuras; además, señala que un conato de incendio en viviendas se genera cada 90 segundos (NFPA 2018).

En las últimas décadas, una cantidad significativa de investigaciones se han llevado a cabo sobre el comportamiento de las estructuras metálicas expuestas al fuego, ya que éste representa una de las condiciones más severas a las que pueden estar sometidas las estructuras (Z. Huang, I. W. Burgess, y R. J. Plank, 2006); (Kadhun, Fawzi, y Hashim, 2003). Sin embargo, el mismo nivel de desarrollo no ha tenido lugar para otras formas de construcción, como las estructuras de concreto (Z. Huang, I. W. Burgess, y R. J. Plank, 2006). Por otro lado, las estructuras de concreto armado tienen más de un siglo de experiencia adquirida con respecto al análisis y diseño ante cargas gravitacionales, viento, nieve y acciones sísmicas; sin embargo, se observa un escenario diferente en la evolución de los códigos y normativas relacionados con el comportamiento de elementos de concreto expuestos al fuego (B. Hélder, A. Doctor, R. Manuel, y C. Marqués, 2009). Tal es así, que la seguridad global de este tipo de estructuras con respecto a los escenarios de incendios siempre ha sido descuidada o simplemente supuesta (B. Hélder, A. Doctor, R. Manuel, y C. Marqués, 2009), (G. A. Khoury, 2000). Diferentes investigaciones han probado que el concreto tiene una resistencia al fuego aceptable en comparación con otros materiales como la madera o el acero (W.Y. Gao, J. G. Dai, and J. G. Teng, 2017); (G. A. Khoury, 2000); C. Sangluaia, M. K. Haridharan, C. Natarajan, and A. Rajaraman, 2013), convirtiéndolo en la principal materia prima de construcción en todo el mundo, que se destaca además por su durabilidad, rentabilidad, velocidad de construcción y apariencia arquitectónica (B. Hélder, A. Doctor, R. Manuel, y C. Marqués, 2009); (Vigneshwaran and Vimalrajan, 2015).

Experimentos recientes a gran escala, como los de Cardington (Z. Sokol, F. Wald, M. Pultar, and M. Beneš, 2003), y acontecimientos reales como el incendio de la Torre de Windsor en Madrid (I. Fletcher, A. Borg, N. Hitchen, and S. Welch, 2006) y el World Trade Center en New York, así como los incendios ocurridos en los túneles de 1979 en el túnel de Nihonzaka que

destruyó 173 vehículos que logró apagarse después de 11 días, aspecto del túnel en la figura 1.3. (Mashimo, H. y Mizutani, T; 2003).



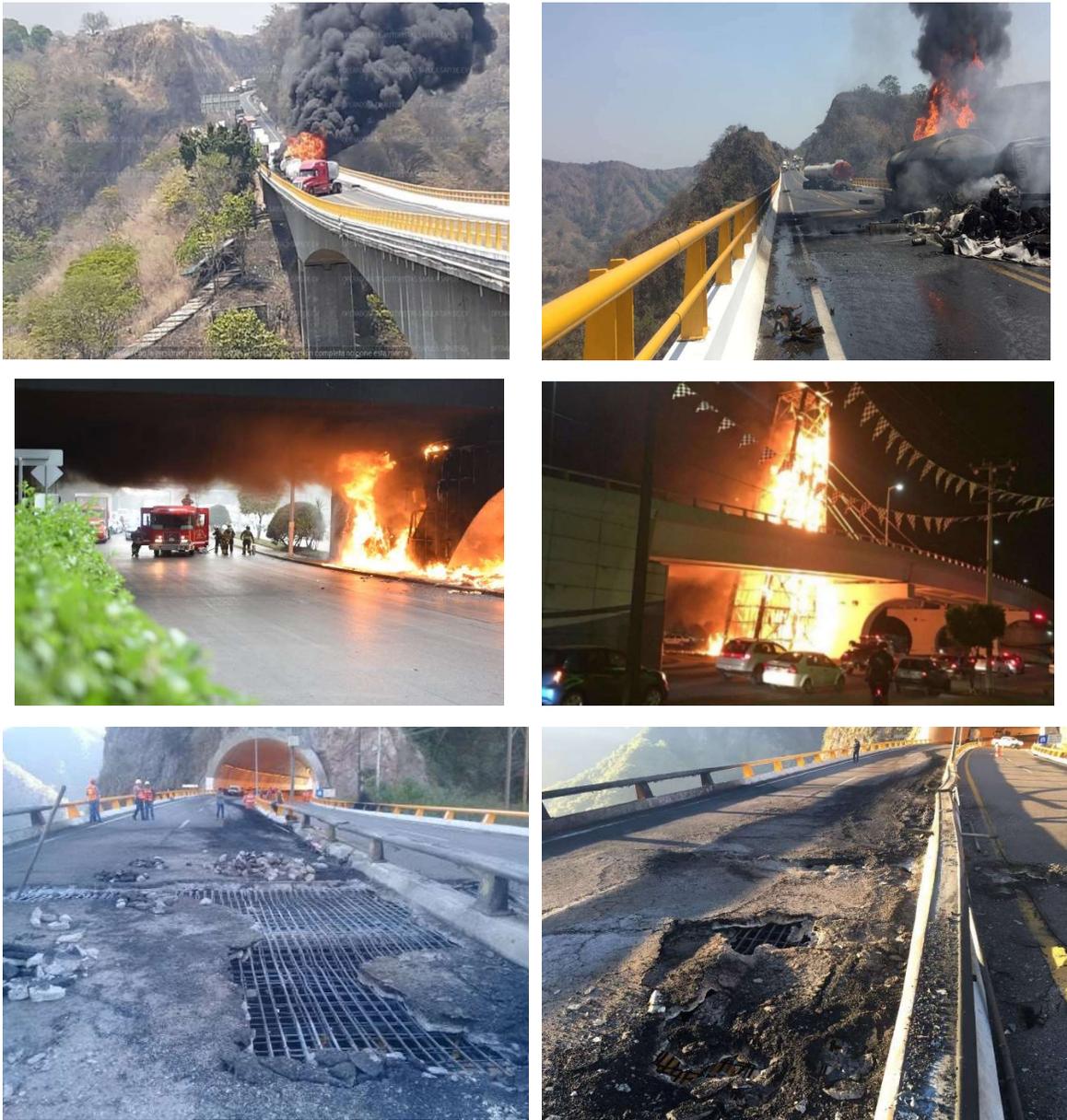
Fuente. Mashimo y Mizutani, 2003

### **Figura 1.3 El túnel Nihonzaka después del incendio**

Los japoneses construyeron un túnel experimental para ensayos de incendios, y establecieron cuantitativamente por primera vez, los principios básicos de la circulación del humo en un túnel. En Europa al incendio del túnel Nihonzaka no se le prestó demasiada atención, y en abril de 1999 ardió una carga de margarina de un camión en el túnel de MontBlanc, murieron asfixiadas 39 personas, y el incendio duró 53 horas (prácticamente se extinguió solo). El túnel estuvo cerrado tres años por problemas jurídicos y administrativos y para una remodelación completa (<https://www.bbc.com/mundo/noticias-40644246>). Y en mayo del mismo año, un semáforo de obra en el interior del túnel del Tauern provocó un choque múltiple de dos camiones y tres coches, seguido de incendio ([https://elpais.com/diario/1999/05/30/internacional/928015222\\_850215.html](https://elpais.com/diario/1999/05/30/internacional/928015222_850215.html)). Murieron 12 personas, el incendio fue apagado por los bomberos en 15 horas y la reconstrucción del tramo dañado duró tres meses; en octubre de 2001 un choque frontal entre dos camiones provocó un incendio en el túnel de San Gotardo con 8 muertos y 150 personas desaparecidas ([https://elpais.com/diario/2001/10/26/internacional/1004047201\\_850215.html](https://elpais.com/diario/2001/10/26/internacional/1004047201_850215.html)). Las figuras 1.4 y 1.5; son muestras del daño que sufre la estructura frente a un incendio.



**Figura 1.4 Elementos de la infraestructura del túnel de San Gotardo colapsados después del incendio de 2001**



**Figura 1.5 Daño por incendio de elementos de concreto en México**

Actualmente se está trabajando para comprender la respuesta global durante y después de un incendio, así mismo el interés en diseñar estructuras y materiales resistentes al fuego está aumentando (G. A. Khoury, 2000). Por ende los usuarios y autoridades demandan cada vez mejores soluciones de seguridad contra incendios B. Hélder, A. Doctor, R. Manuel, y C. Marqués, 2009) que provean de resistencia estructural al fuego, suficiente para dar tiempo a los usuarios u ocupantes a escapar antes de que se produzca la pérdida de resistencia o fallo de estabilidad

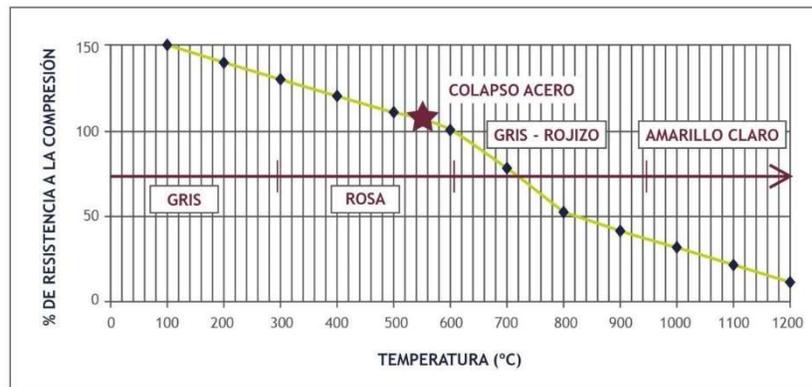
en las construcciones (W.Y. Gao, J. G. Dai, and J. G. Teng, 2017). Cuando el concreto aumenta de temperatura, se produce una disminución de las propiedades mecánicas que causa la reducción de la capacidad de carga de un elemento, se producen transformaciones en la microestructura de la pasta de cemento y agregados, cambios de volumen inducidos por tensiones térmicas (C. Sangluaia, M. K. Haridharan, C. Natarajan, and A. Rajaraman, 2013), en general, varios estudios señalan que la parte superficial de concreto expuesta al fuego pierde aproximadamente el 25% de su resistencia mecánica a la compresión respecto de la original cuando se calienta a temperaturas de alrededor de 300°C y aproximadamente el 75% a temperatura de 600°C en el interior. Otros reportes señalan intervalos de temperatura acompañados con cambio de color del concreto además de cambios físicos. Adicionalmente, es posible determinar la calidad residual y el tiempo de exposición al fuego evaluando la coloración del concreto que ha pasado por fuego, para ello se cuenta con la tabla 1.1 que asocia el color del concreto, la temperatura incidente y la resistencia.

**Tabla 1.1 Resumen de la relación del cambio de color del concreto y los cambios físicos y en  $f'c$  con la temperatura**

Color	Temperatura	Porcentaje de resistencia residual del concreto a compresión (% del original)
Sin cambio	< 300°C	100 a 80
Rosa	300- 600°C	80 a 40
Gris ceniza	600-900°C	40 a 20
Amarillo/Ocre	900-1200°C	20 a 0

Fuente: C. Sangluaia, M. K. Haridharan, C. Natarajan, and A. Rajaraman, 2013

De acuerdo con estudios realizados por la Asociación Nacional de Protección contra el Fuego (NFPA) de los Estados Unidos de América y algunos estudios de laboratorio demuestran que, en el caso del concreto no protegido, las propiedades mecánicas disminuyen drásticamente para temperaturas superiores a 300°C. La tabla 1.1. Presenta un resumen de la relación del cambio de color del concreto y los cambios físicos y en  $f'c$  con la temperatura, (C. Sangluaia, M. K. Haridharan, C. Natarajan, and A. Rajaraman, 2013); y en cuestión de poco tiempo la temperatura se eleva a alrededor de 1200°C (I. Hager, 2013). Otras investigaciones reportan que el decremento de la resistencia a la flexión en vigas de concreto armado asociado con las temperaturas elevadas, las cuales se generan por las redistribuciones del momento de flexión que afecta considerablemente su comportamiento (L. Mwamlamba, G. Mang'uriu, and P. Mulu, 2014), algunos de los efectos de las altas temperaturas sobre el concreto son (ver figura 1.6):



Fuente: L. Mwamlamba, G. Mang'uriu, and P. Mulu, 2014

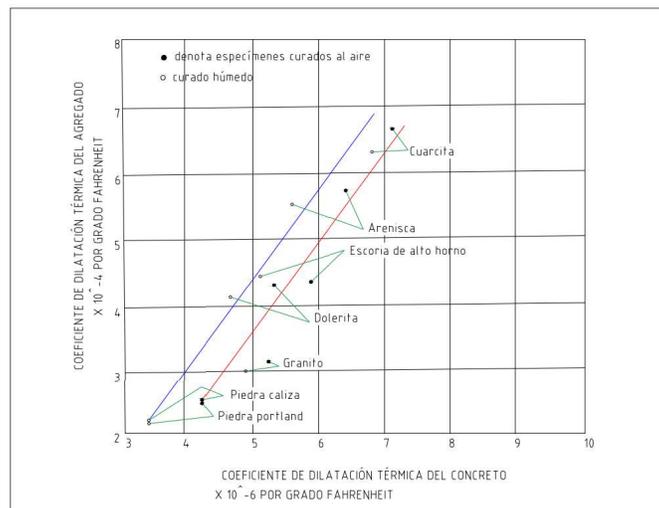
**Figura 1.6 Presenta los cambios físicos causados por los efectos de las altas temperaturas sobre el concreto**

- Cambio en la coloración: el cambio de tonalidades en el concreto está directamente relacionado con la temperatura al cual fue expuesto.
- Disminución de la resistencia a la compresión: a medida que es mayor la temperatura en el concreto, la resistencia en él decae, llegando a ser nula.
- Pérdida de sección: debido a la evaporación del agua retenida al interior del concreto, aumenta la presión en los poros, generando delaminación o pérdida de grandes partes del elemento.
- Afectación del acero de refuerzo: según estudios basados en la NFPA 251, la temperatura de colapso del acero de refuerzo al interior del concreto es de 538°C, la cual, en la mayoría de los casos puede alcanzarse fácilmente.

Además de generar expansión, tensiones, deformaciones y reducción de resistencia en los componentes estructurales (G. A. Khoury, 2000). A esto, se suma la degradación de la adherencia en el acero inducida por la temperatura que influye en la propagación de grietas en el concreto y que tiene un efecto sobre la integridad del mismo. Tales daños localizados (craqueo) pueden ser un factor significativo al realizar la reparación de una estructura posterior a un incendio (V. K. R. Kodur and A. Agrawal, 2017); Por lo tanto, el daño en estructuras de concreto depende principalmente de la temperatura alcanzada, tiempo de exposición, tipo de enfriamiento y de la composición del material. Los efectos de las altas temperaturas sobre las estructuras de concreto son: modificación de las características mecánicas del concreto y el acero, reducción de la adherencia entre el

acero de refuerzo y el concreto que lo recubre, pérdida significativa del espesor del recubrimiento del concreto, desarrollo de esfuerzos por deformaciones impuestas y gradientes térmicos, destrucción de juntas y sellos, entre otros.

El concreto es un material con un coeficiente de conductividad térmica relativamente bajo, por lo que el calor fluye lentamente, pero puede producirse un gradiente térmico significativo dentro del elemento debido a la diferencia de temperatura entre la superficie expuesta y el interior del mismo (I. Hager, 2013). Esta reportado que el coeficiente de expansión térmica de las rocas oscila entre  $1 \times 10^{-6}$  y  $14 \times 10^{-6}$  mm/°C, debido a su diferente composición mineralógica. Asimismo, el coeficiente de expansión térmica de los minerales silíceos es de aproximadamente  $12 \times 10^{-6}$  mm/°C; siendo superior que el de las calizas (ver figura 1.7). Experiencias en la tecnología del concreto afirman que los concretos fabricados con agregados silíceos presentan mayor conductividad térmica que los fabricados con calizos, que los hace más vulnerables en caso de incendio. (Bonnell, D. G. R., & Harper, F. C; 1950) presenta la dependencia de la expansión del concreto con la de su agregado. Una característica particular del concreto y el acero, es que ambos materiales tienen prácticamente el mismo coeficiente de dilatación térmica, lo que permite su empleo en conjunto sin tener en cuenta los esfuerzos que se producirían por los gradientes de temperatura. Sin embargo, la conductividad térmica es diferente: el acero es un buen conductor, mientras que el concreto, más que un conductor puede ser considerado como un aislante térmico.



**Figura 1.7 Presenta los valores del coeficiente de dilatación de diferentes agregados y su efecto sobre el concreto**

La evaluación del daño por fuego en las estructuras de concreto armado generalmente comienza con una evaluación visual, que consiste en detectar los cambios causados por la exposición al calor (I. Hager, 2013), y

así establecer el nivel de daño inducido por la transformación física y química que producen agrietamientos en los elementos (C. Sangluaia, M. K. Haridharan, C. Natarajan, and A. Rajaraman, 2013), además de la identificación del cambio del módulo de elasticidad del concreto y acero (G. A. Houry, 2000); (V. K. R. Kodur and A. Agrawal, 2017); (Z. Huang, 2010).

Algunos estudios de laboratorio demuestran que, en concreto no protegido, las propiedades mecánicas disminuyen drásticamente para temperaturas superiores a 300°C (C. Sangluaia, M. K. Haridharan, C. Natarajan, and A. Rajaraman, 2013) y en cuestión de poco tiempo la temperatura se eleva a alrededor de 1200°C (I. Hager, 2013). Otras investigaciones reportan que el decremento de la resistencia a la flexión en vigas de concreto armado debido a temperaturas elevadas, se genera por las redistribuciones del momento de flexión que afecta considerablemente su comportamiento (L. Mwamlamba, G. Mang'uriu, and P. Mulu, 2014).

El componente más sensible del concreto sometido a altas temperaturas es la cal libre, dado que se encuentra en gran proporción y es uno de los principales productos de la hidratación del cemento. La cal libre, se presenta como hidróxido de calcio ( $\text{CaOH}_2$ ) en concretos nuevos y como carbonato de calcio ( $\text{CaCO}_3$ ) en concretos de mayor antigüedad.

Con altas temperaturas el hidróxido de calcio ( $\text{CaOH}_2$ ) se descompone en óxido de calcio ( $\text{CaO}$ ) y agua ( $\text{H}_2\text{O}$ ), donde esta última ejerce alta presión que fisuran el concreto disminuyendo su resistencia mecánica. A medida que aumenta la temperatura, el carbonato de calcio ( $\text{CaCO}_3$ ) se descompone en óxido de calcio ( $\text{CaO}$ ) y anhídrido carbónico ( $\text{CO}_2$ ) gas que produce el mismo efecto que el vapor de agua, además de causar carbonatación del concreto.

La conductividad del calor establece importantes consideraciones para el concreto estructural; tanto el acero como el concreto, manifiestan diferencias en su conductividad térmica; el acero muy alto y el concreto muy baja, lo que garantiza comportamientos totalmente diferentes de ambos materiales frente a las elevadas temperaturas.

Como se mencionó el efecto de las altas temperaturas afecta las características de resistencia y deformación, tanto del concreto como del acero, que incrementan los esfuerzos, causados por la dilatación que se transmite a través de los nudos rígidos de la estructura. En consecuencia, estos efectos implican que el concreto sea cada vez menos resistente, y con capacidad reducida para deformarse antes de romperse. La resistencia al fuego se determina fundamentalmente, por la protección del acero frente a un excesivo aumento de temperatura; a mayor

recubrimiento mayor será el tiempo en que el elemento se mostrará resistente.

Métodos como el de la norma ASTM E-119 correlacionan la ganancia de temperatura con el tiempo de exposición transcurrido tal como se muestra en la tabla 1.2.

**Tabla 1.2 Correlación de ganancia de temperatura de elementos de concreto**

Tiempo transcurrido	Temperatura alcanzada (°C)
5 min	538
10 min	704
30 min	843
1 hora	927
2 horas	1010
4 horas	1093
> 8 horas	1260

Fuente: ASTM E-119

Respecto a las pérdidas por adherencia, al existir oquedades en la sección, las temperaturas elevadas atraviesan la masa de concreto y llegan rápidamente al acero. El acero al calentarse se dilata generando esfuerzos no deseados sobre el concreto que lo fisuran; posteriormente, el enfriamiento conlleva a la falla por choque térmico. Mientras persistan las altas temperaturas, el acero comprimirá al concreto, reduciendo la capacidad de anclaje y adherencia.

En las Figuras 1.3 – 1.5, se observa este efecto posterior a un incendio en la superficie de una losa de rodamiento. Se trata de un efecto inmediato como consecuencia del choque térmico y el cambio de estado del agua intersticial. Al calentarse el concreto, el agua comienza a evaporarse. Dependiendo de su severidad, el “spalling” puede causar el desprendimiento total del recubrimiento de concreto, dejando descubierto al acero de refuerzo, que hasta entonces ha estado protegido y de alguna manera ha mantenido sus propiedades; con el desprendimiento, aproximadamente a 250 °C de temperatura, conlleva al inicio de la pérdida de resistencia del acero. Este tipo de desprendimiento superficial se conoce como “*spalling*”. Este proceso se desarrolla a temperaturas que oscilan entre los 100 y 150 °C.

Además de la reducción de la resistencia, investigación desarrollada por Abrams (1977) y Neville (1981) indican altos gradientes térmicos en concretos normales expuestos al fuego y una fuerte tendencia a la separación de capas de la superficie caliente de las capas más frías dentro del elemento. Tanto la pérdida de adherencia, como el “spalling” en el concreto sometido a elevadas temperaturas, pueden reducirse si se

garantizan recubrimientos adecuados, y se aplican protecciones pasivas contra incendios; evitando (o retardando) que se alcance así la temperatura crítica.

A diferencia del acero que queda embebido en la masa de concreto, este último se encuentra expuesto y por tanto evaluar el efecto de las altas temperaturas suele volverse complejo. Deberán tomarse en cuenta para estos análisis variables inherentes al fuego, así como otras intrínsecas del material como pueden ser: porosidad, densidad, tipo de áridos, métodos utilizados en la ejecución durante el vibrado, entre otros. Debido a que el concreto se compone mayoritariamente de agregados, es importante la resistencia de estos en el estudio del comportamiento ante las altas temperaturas. El tipo de agregado se convierte entonces en uno de los componentes a tomar en cuenta para el estudio del coeficiente de expansión térmica del concreto; pues la expansión del concreto será una función directa de la expansión del agregado. La porosidad de los agregados también tiene un efecto en el comportamiento del concreto cuando se ha expuesto al fuego, dependiendo de la temperatura, tamaño, permeabilidad y humedad. Los agregados porosos pueden ser susceptibles a la expansión destructiva.

Adicionalmente, la condición del concreto como material poroso hace que este absorba los gases con relativa facilidad. Los gases ácidos, durante el incendio, reaccionan químicamente con los compuestos cálcicos del concreto, formándose el cloruro de calcio ( $\text{CaCl}_2$ ); en general se absorben los iones de calcio y cloro, que al combinarse con el vapor de agua retenido en el interior de la masa incrementan considerablemente el desarrollo de corrosión. De ahí que no deba perderse de vista la estructura posterior a un incendio, pues la corrosión puede afectar el concreto estructural, llegando a destruirlo posterior al cese del fuego.

Debe tenerse especial cuidado durante la extinción del fuego, ya que el agua suministrada con el consecuente enfriamiento que produce a la estructura, produce un enfriamiento súbito del acero y favorece su fragilización. El daño ocasionado por la temperatura de un incendio puede agravarse según el tipo de enfriamiento que se utilice, ya que se produce un enfriamiento acelerado del concreto que genera microfisuras que afectan su estructura interna.

Las propiedades de protección contra el fuego del concreto se encuentran establecidos en la normatividad de construcción que incluyen requisitos de resistencia al fuego (RF) que establecen tiempos mínimos para la estabilidad estructural de la construcción sujeto a un incendio estandarizado, por lo tanto, el uso de concreto en la infraestructura

proporciona niveles excepcionales de protección y seguridad en caso de incendio, ya que se repara con cierta facilidad.

La resistencia al fuego (RF) necesaria depende del tipo de infraestructura, que se clasifica de acuerdo con su utilidad, se toma en cuenta su altura, cantidad de ocupantes, carga combustible, entre otros. Todo esto queda en el ámbito de una protección durante el incendio, pero ¿Qué ocurre después de que la estructura se ha expuesto al fuego?

Una vez extinguido el incendio vienen procesos administrativos que van desde la eventual recuperación de contenidos no dañados, puesta en marcha de la operación, cuantificación de daños, gestiones con seguro, peritajes, etc. Uno de esos aspectos que deben revisarse es cuantificar el daño de las estructuras y determinar si pueden ser reutilizadas, o si requieren reparación/refuerzo o incluso demolición. Muchas decisiones sobre lo que se hará en adelante dependen de esto.

No existe una única forma de evaluar el estado de las estructuras post incendio, pese a eso el análisis suele enfocarse de dos aspectos complementarios:

Existe la revisión directa de los daños de la estructura, sin enfocarse mayormente en las causas, que tiene varias opciones posibles, entre ellas:

- Inspección visual, incluyendo deformación, niveles, “spalling” en concreto, fisuras o grietas.
- Revisión de pandeos y patrones de agrietamientos.
- Medición de deformación.
- Pruebas y ensayos de compresión en muestras de concreto, pruebas de tracción y metalográficas en acero, etc.
- Realizar estudios petrográficos con el fin de observar y evaluar el deterioro estructural

También existe un enfoque térmico del incendio, que implica evaluar los flujos de calor, temperaturas y tiempos de duración a los que fueron sometidos los elementos estructurales en evaluación. Con eso, sumado a las propiedades geométricas/térmicas de los materiales se puede establecer campos de temperatura. Como ejemplo, en el caso de una losa de concreto armado se puede modelar/evaluar las temperaturas al interior de la losa en distintos tiempos y también las de las armaduras de refuerzo.

Esta información se alimenta de los datos tomados en campo, entre ellos:

- Informes de bomberos, testigos, sistemas CCTV, imágenes en redes sociales y medios televisivos, estos permiten tener estimaciones de los tiempos de incendio,
- Restos de madera y su eventual profundidad de carbonización permiten estimar flujos de calor lo cual equivale a dimensionar la potencia del incendio.
- Las temperaturas a su vez se pueden obtener de múltiples correlaciones empíricas existentes y también de los escombros existentes: ciertos plásticos/metales se funden a determinadas temperaturas.
- La cantidad y tipo de contenidos y la ventilación existente, permiten tener una buena aproximación del modo de crecimiento posible del incendio y del calor generado

Una adecuada evaluación combina e integra ambos aspectos, dado que el daño estructural es el resultado de los fenómenos térmicos que genera el incendio, esto permite integrar el análisis de causas con consecuencias. Existe bibliografía técnica muy especializada que entrega referencias para estimar la resistencia estructural residual post incendio para elementos sometidos a la acción del calor.

Con la combinación de estos enfoques se logra tener aproximaciones fundadas que permiten definir de modo seguro si la estructura o una parte de ella presenta algún nivel de daño relevante y si amerita reparaciones/refuerzos puntuales en vistas de poder ser reutilizada. Javier, Granda. (consultado en <https://estrucplan.com.ar/evaluacion-de-estructuras-despues-de-un-incendio/>).

Se ha descrito una breve síntesis, que sugiere realizar un análisis detallado de los daños mostrados en estructuras de concreto sometidas a temperaturas elevadas, y desarrollar el estudio de los factores inherentes al fuego, así como las características de los materiales en conjunto, considerando el incendio, la fase de extinción y su posterior enfriamiento; logrando así determinar una correcta evaluación de la capacidad resistente residual de la estructura, así como las posibilidades de su reutilización posterior al incendio.



## 2. Desarrollo experimental

---

En la primera etapa del proyecto de investigación se fabricaron 20 probetas cilíndricas de concreto con dimensiones de 10 cm de alto por 20 cm de diámetro con relación agua/cemento 0.65 (en el protocolo se comentó que se usarían dos relaciones agua cemento, se decidió utilizar solo una por cuestiones de presupuesto, además técnicamente los valores de relación agua/cemento encontradas en la infraestructura es de este orden). la cantidad de agregado fino, grueso, agua y cemento se reportan en la tabla 2.1, el tipo de agregado empleado fue basalto de tamaño nominal de 3/8" y arena triturada. De forma paralela se fabricaron 10 probetas cilíndricas de concreto con las características mencionadas anteriormente y reforzadas con acero de 3/8" de diámetro y resistencia a la fluencia de 4200 kg/cm<sup>2</sup>.

La relación agua/cemento fue de 0.65 y la dosificación de los materiales se muestran en la siguiente tabla.

**Tabla 2.1 Presenta el proporcionamiento de mezcla**

<b>Material</b>	<b>Dosificación</b>
Cemento	36.8 kg
Arena	65 kg
Grava	128 kg
Agua	23 L

Los ítems de concreto después de fabricados fueron colocados en un recipiente con agua para realizar su proceso de curado durante 28 días y posteriormente inició su proceso de secado al ambiente y se procedió al calentamiento en la mufla.



**Figura 2.1 Presenta los moldes y la fabricación de los cilindros de 10 x 20 cm**

Las probetas fabricadas fueron expuestas a los intervalos de temperatura mostrados en la tabla 2.2, estas temperaturas se alcanzaron con la mufla marca del laboratorio de la CIVIE, por un tiempo de dos horas, ya que se encuentra reportado que para el concreto los intervalos de temperatura y tiempo críticos son los mostrados en la tabla, con lo cual se observó y determinó el efecto que tiene la temperatura tanto en el concreto como en el acero, para comprobar si el acero sufrió daño se realizaron ensayos de metalografía y de resistencia a la tensión para el acero y de compresión para el concreto. A continuación, se describe el proceso (Figura 2.1 a 2.4).

**Tabla 2.2 Presenta el cambio de  $f'_c$  con la temperatura**

Tiempo de exposición (horas)	Temperatura	Porcentaje de resistencia residual del concreto a compresión (% del original)
2	< 300°C	100 a 80
	300- 600°C	80 a 40
	600-900°C	40 a 20
	900-1200°C	20 a 0



**Figura 2.2** Exposición de muestras de concreto a altas temperaturas



**Figura 2.3** Proceso de preparación metalográfica de muestras de acero sometidas a las temperaturas descritas en tabla 2.2



Figura 2.4 Exposición de varillas a las temperaturas mostradas en la tabla 2.2

## 2.1 Ensayo de metalografía y microdureza

Para realizar este ensayo se siguió la guía estandarizada ASTM E 3, que señala los métodos de muestreo y preparación para determinar composición, procesamiento en frío y en caliente, maquinado. Para esto las muestras de acero se cortaron y montaron en baquelita, posteriormente se desbastaron con lija 180 hasta 1200, posteriormente se pulieron con alúmina con tamaño de grano de 1, 0.3 y 0.05 micrómetros. Este ensayo se realizó con ayuda del microscopio de platina invertida y del microdurometro, con el cual se hizo la observación de la muestra a 100X, midiendo la microdureza Vickers de las muestras a 200X, para la cual se utilizó una carga de 1 kg por 5 segundos.

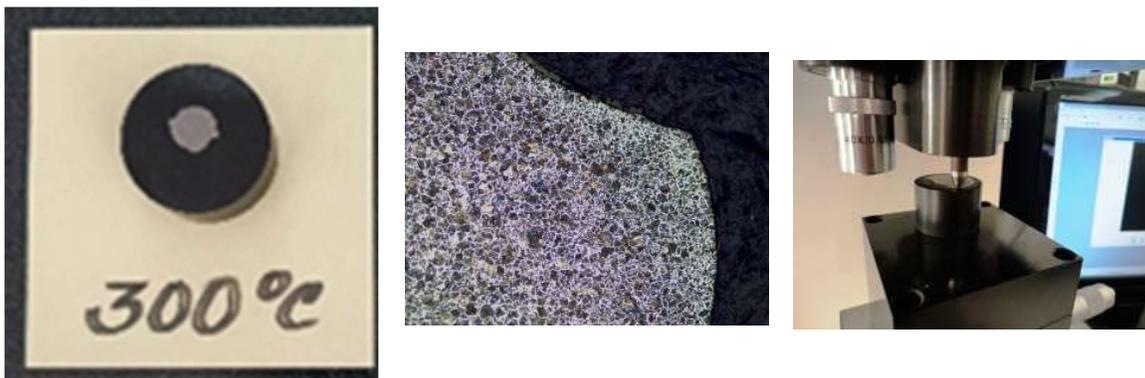
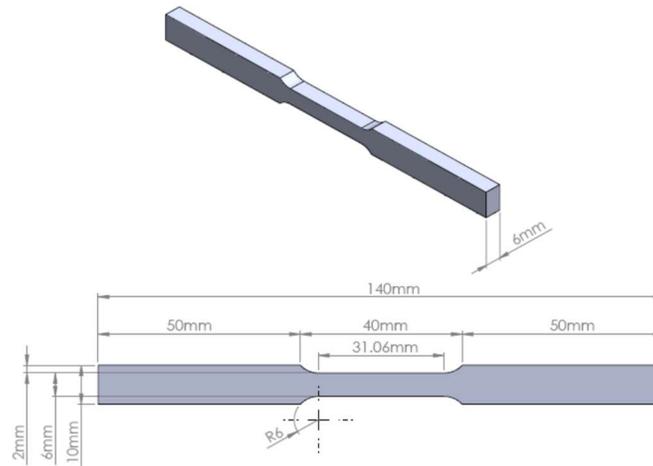


Figura 2.5 Ensayo de microdureza del acero del concreto a las temperaturas mencionadas en la tabla 2.2

## 2.2 Ensayo de tensión

El ensayo de tensión de las muestras se realizó en la máquina servohidráulica Instron de 100kN de capacidad, la velocidad de carga fue de 0.108kN/min, y la elongación medida con extensómetro dinámico fue de  $\pm 5$  mm, los ítems de ensayo se fabricaron por electroerosión de acuerdo con la norma ASTM E8-22. La figura 2.6 señala los requisitos que deben cumplir los ítems a ensayar.



Fuente. Elaboración propia

**Figura 2.6 Señala los requisitos que deben cumplir los ítems ensayados**

## 2.3 Ensayo de compresión ( $f'_c$ )

El ensayo de tensión se realizó bajo la norma NMX-C-083, NMX-C-109 y NMX-C-128 la maquina utilizada fue INSTRON Q 5416 Mod. 8801, con rango de carga de 0 – 100 Toneladas, con LVDT Macrosensors. No. De serie: CD-375-050, Esfuerzo controlado de 0.25  $\pm$  0.05 MPa/s (200 a 530 kg/s) intervalo de deformación de  $\pm 1.25$  mm. (Ver figura 2.7)



**Figura 2.7 Indica ensayo de compresión en ítems de concreto ensayados**

## 2.4 Ensayo de Difracción Rayos - X

Los ensayos de DRX se realizaron con difractómetro marca Bruker modelo X D8 Advance con la técnica de microdifracción usando ángulo de 0 a 2 Theta y radiación Lambda de 1.5406 Angstrom, utilizando un voltaje de 35 KV, corriente de 35 miliamperes, la figura 2.8 muestra la información mencionada, el estudio se realizó bajo la guía ASTM C 1365-18.



**Figura 2.8** Presenta el equipo de DRX utilizado y un ítems colocado en el porta muestra

## 2.5 Ensayo de Espectroscopia infrarroja por transformada de Fourier (FTIR)

El ensayo de FTIR se realizó con un equipo marca Bruker tensor 37 con accesorio de transmitancia y reflectancia total atenuada (ATR) con punta de diamante con rango de 4000 – 400  $\text{cm}^{-1}$  y tiempo de 32 scans, la figura 2.9 presenta la imagen del ensayo. El ensayo se realizó bajo la guía ASTM E 168 -16.



**Figura 2.9** Presenta el equipo de FTIR utilizado y un ítem colocado en el porta muestra

## 2.6 Ensayo de espectroscopia de rayos X de energía dispersiva

Este ensayo se realizó en un microscopio marca Hitachi S- 3700N, y un detector de electrones retrodispersados XFlash 6/60, marca Bruker de acuerdo con la norma ASTM C1723, que proporciona información analítica cualitativa y cuantitativa de puntos, líneas o áreas seleccionadas en la superficie de la muestra. Esta técnica se conoce como Microanálisis por EDS. La figura 2.10 presenta la realización del ensayo.



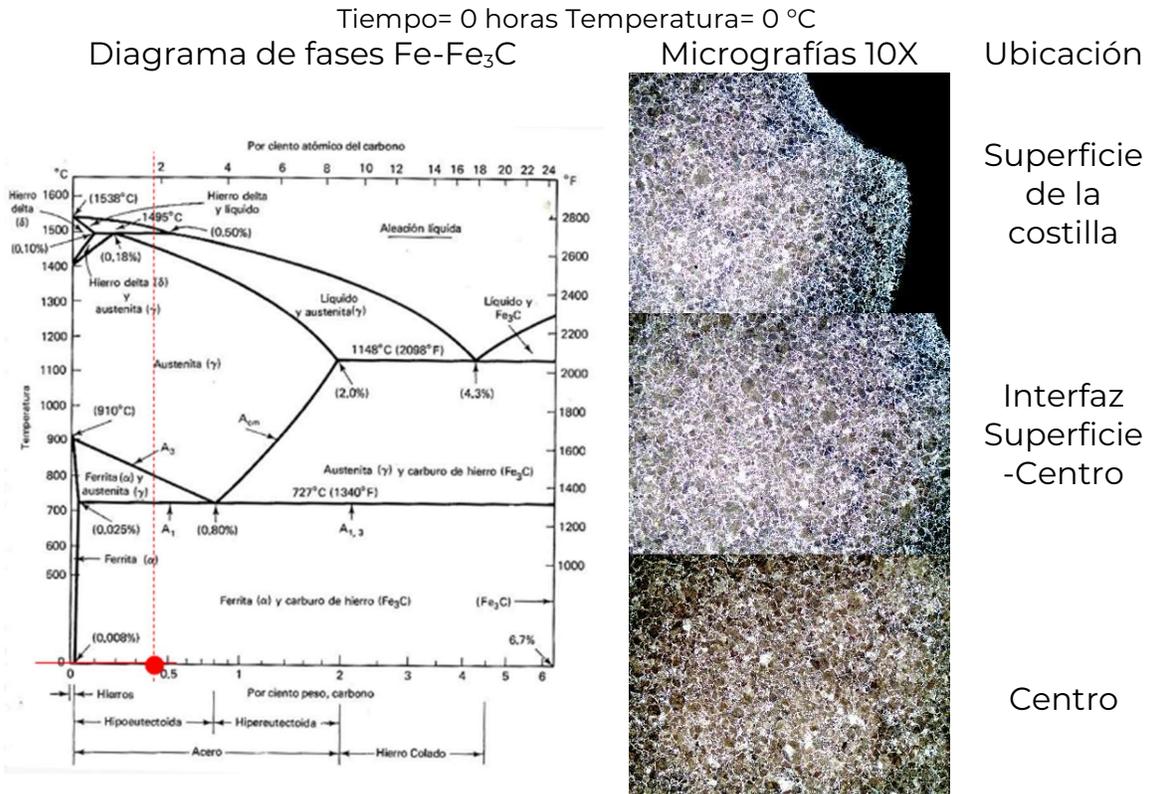
**Figura 2.10 Ensayo de espectroscopia de rayos X de energía dispersiva**

## **3. Resultados y Análisis de resultados**

---

### **3.1 Metalografía**

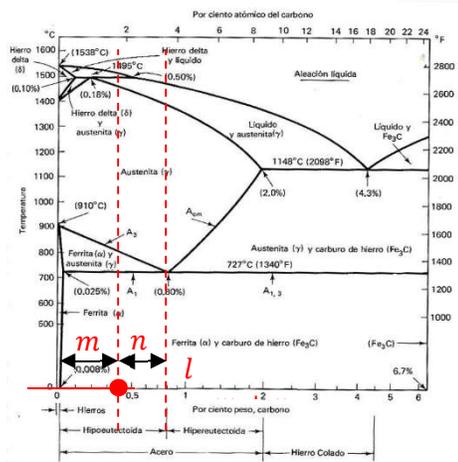
Los resultados del análisis metalográfico de las muestras de origen de varillas de acero revelan, a través de fotografías a 10X y 50X, una microestructura ferrítica-perlítica. El microconstituyente perlita predomina congruentemente por el contenido de carbono y en general con el grado del acero (nótense regiones oscuras en las micrografías). También puede notarse una distribución de granos con geometría poligonal relativamente equiaxial; que disminuyen en tamaño conforme se avanza del núcleo de la sección transversal de la varilla hacia la superficie. El contraste es altamente identificable debido a la presencia de ferrita proeutectoide concentrada en el contorno de los granos y al proceso evolutivo de la perlita en condiciones de enfriamiento en aire quieto (tratamiento térmico de normalizado) ver figura 3.1.



**Figura 3.1 Muestra en el diagrama la referencia a temperatura ambiente (círculo rojo relleno) donde se identifican las fases en condiciones de equilibrio**

Las micrografías muestran las distribuciones de la fase ferrita (regiones blancas) y el microconstituyente perlita (regiones oscuras) visualizadas a 10X posteriormente a un ataque químico con Nital al 3% durante 4 s. En las diferentes regiones enfocadas se identifican granos de geometría poligonal, disminuyendo en tamaño desde el centro de la varilla hacia la superficie. Los aceros semi-suaves se clasifican según un contenido de carbono entre 0.3% y 0.4%, entre otros elementos de aleación, para cumplir las especificaciones de la norma ASTM A 615 (2022). Tomando el límite superior y aplicando el balance de materia inverso, la determinación del porcentaje de ferrita (% $\alpha$ ) se establece en un 48.6% mientras que el porcentaje del microconstituyente perlita (%P) en un 51.4% lo cual, es congruente con la distribución evaluada en las micrografías a 50X. Cerca de la superficie puede notarse un aumento de la cantidad de ferrita y se asocia a condiciones de descarburación durante la manufactura de la varilla (ver figura 3.2).

Tiempo= 0 horas Temperatura= 0 °C  
 Diagrama de fases Fe-Fe<sub>3</sub>C      Micrografías 50X      Ubicación



$$\% \alpha = \left( \frac{n}{l} \right) 100 = \left( \frac{0.37}{0.762} \right)$$

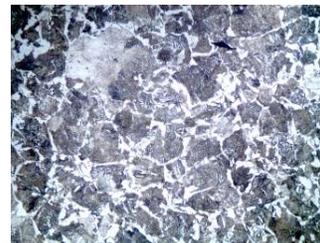
$$\% P = \left( \frac{m}{l} \right) 100 = \left( \frac{0.392}{0.762} \right)$$



Superficie de la costilla



Interfaz Superficie-Centro



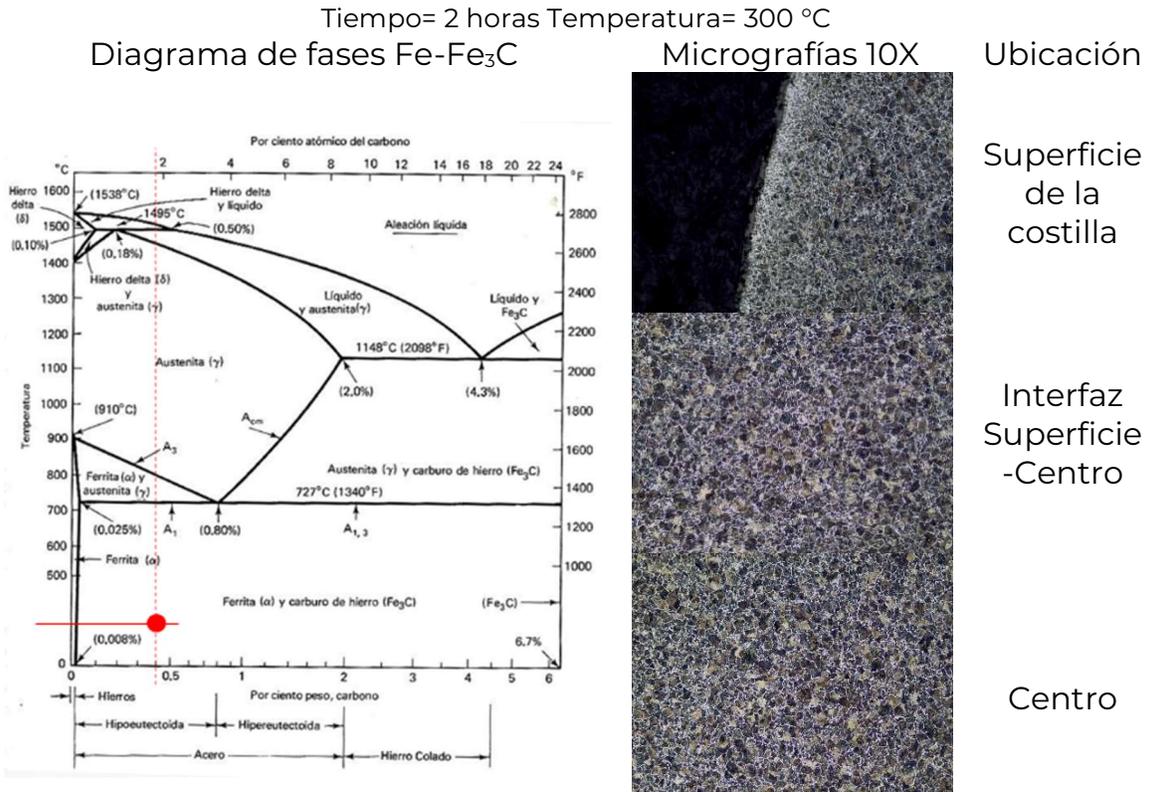
Centro

**Figura 3.2 En el diagrama se muestra la referencia a la temperatura ambiente (círculo rojo relleno) donde se identifican las fases en condiciones de equilibrio**

Las micrografías muestran las distribuciones de la fase ferrita (regiones blancas) y el microconstituyente perlita (regiones oscuras) visualizadas a 50X posteriormente a un ataque químico con Nital al 3% durante 4 s. En las diferentes regiones enfocadas se identifican granos de geometría poligonal principalmente de perlita, disminuyendo en tamaño desde el centro de la varilla hacia la superficie, bordeados en sus límites con la fase ferrita.

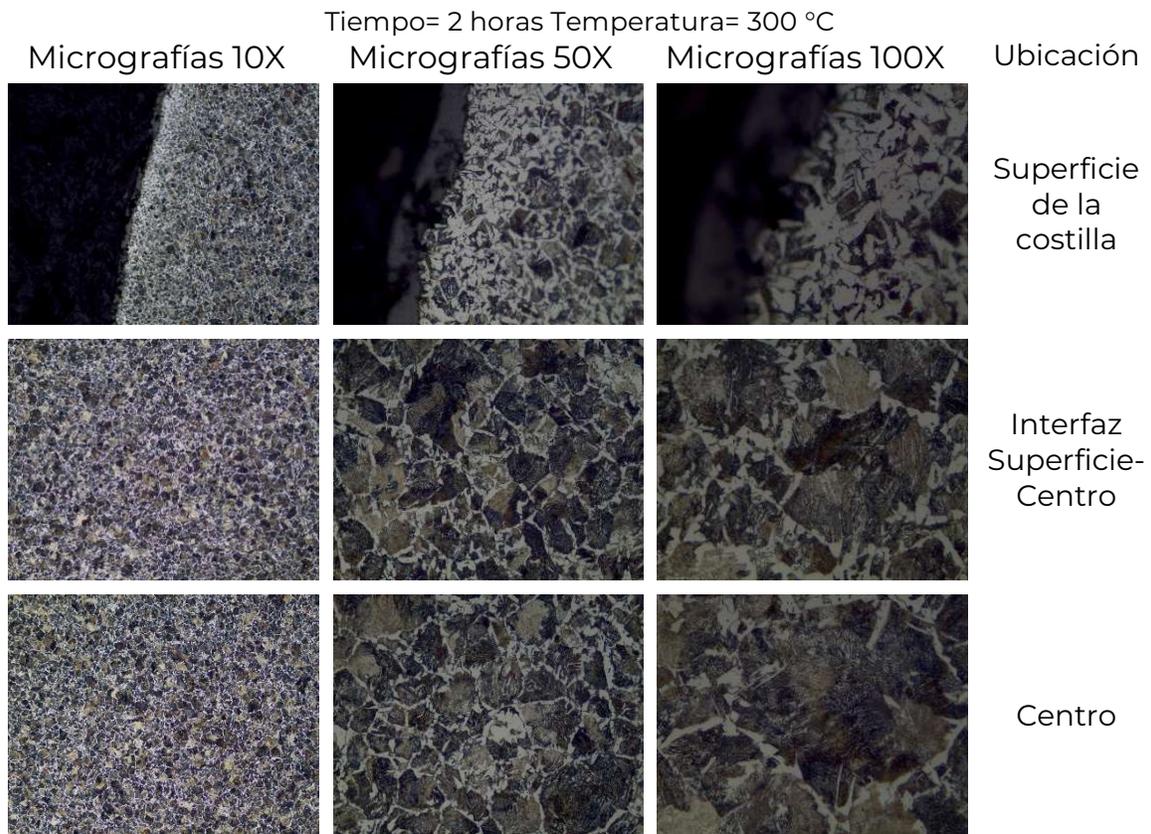
El calor transferido a través del concreto puede incrementar la temperatura del acero e inducirle un tratamiento térmico. Dependiendo de la intensidad del flujo de calor en diferentes posiciones en la estructura los índices de calentamiento en el acero pueden ser diversos. Sin embargo, todos los posibles eventos de enfriamiento poseen la misma característica, un descenso lento de la temperatura debido a la baja conductividad térmica del concreto. La similitud con un tratamiento de recocido

permitió diseñar experimentos para aplicarlos a las muestras de varillas y evaluar cambios en su propiedad de dureza a temperatura ambiente si se enfrían desde las cuatro temperaturas seleccionadas de 300 °C, 500 °C, 750 °C y 1000 °C. Se evaluaron alteraciones microestructurales en los tratamientos de varillas embebidas en concreto, con mantenimientos de 2 horas y su posterior enfriamiento dentro del horno mufla (ver figura 3.3).



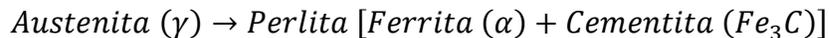
**Figura 3.3 En el diagrama se muestra la referencia a la temperatura de 300°C (círculo rojo relleno) donde se identifican las fases en condiciones de equilibrio**

Las micrografías muestran las distribuciones de la fase ferrita (regiones blancas) y el microconstituyente perlita (regiones oscuras) visualizadas a 10X posteriormente a un ataque químico con Nital al 3% durante 4 s. En las diferentes regiones enfocadas se continúan identificando granos de geometría poligonal principalmente de perlita, disminuyendo en tamaño desde el centro de la varilla hacia la superficie. En la superficie puede notarse un fenómeno mayormente acentuado de descarburación (regiones blancas) que no es homogéneo. En general no se muestran cambios morfológicos debido a que a esta temperatura solo se desarrollan fenómenos de relajación de esfuerzos.(ver figura 3.4).



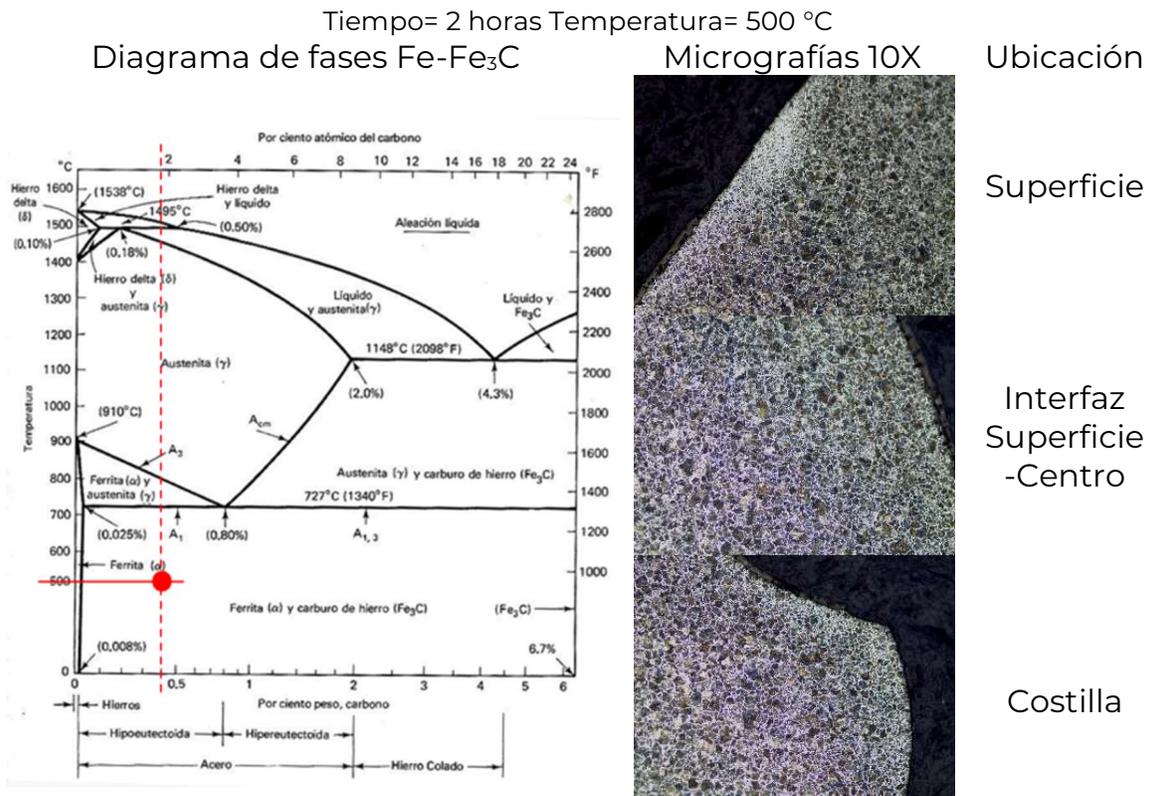
**Figura 3.4** En el diagrama se muestra la referencia a la temperatura de 300°C. Las micrografías muestran la distribución de la fase ferrita (regiones blancas) y el microconstituyente perlita (regiones oscuras) visualizadas a 10X, 50X y 100X posteriormente a un ataque químico con Nital al 3% durante 4 s

Las micrografías obtenidas a diferentes aumentos permiten evidenciar detalles de la interacción de la fase ferrita y el microconstituyente perlita. En algunos casos a 50X y 100X puede notarse claramente la constitución lamelar de la perlita (ferrita + cementita) originada por la reacción eutectoide:



El grado de definición adquiere relevancia por la distribución de dureza de cada fase. La ferrita presenta una dureza relativamente menor que la cementita, por lo que, entre mayor dimensión posean cada una de las fases al constituir la perlita (perlita gruesa), menor será la dureza promedio determinada en el dominio de un grano. La reorganización de la distribución de la microestructura de origen a temperatura ambiente, puede ser alterada por efectos térmicos ya que se activa la difusión de las especies químicas por diferencias de concentración localizadas lo cual, se acentúa en periodos largos de mantenimiento sobre todo a un alto índice de temperatura alcanzado.

En el ascenso a 500°C se espera que una fracción muy pequeña de la cementita, contenida en el microconstituyente perlita, se descomponga formando ferrita; tal como lo determina el diagrama de fases. Esto está referenciado a la ligera expansión del dominio de la fase ferrita a dicha temperatura. En consecuencia, al existir un ligero incremento de la fase con menor dureza, entonces la dureza promedio de la matriz metálica a esta temperatura también disminuye respecto a la dureza del mismo sistema a temperatura ambiente. Puesto que este fenómeno se desarrolla por un mecanismo de difusión atómica, también se presenta una relajación de esfuerzos y una disminución de defectos cristalinos en el periodo de mantenimiento (Ver figura 3.5).



**Figura 3.5 En el diagrama se muestra la referencia a la temperatura de 500°C (círculo rojo relleno) donde se identifican las fases en condiciones de equilibrio**

Las micrografías muestran las distribuciones de la fase ferrita (regiones blancas) y el microconstituyente perlita (regiones oscuras) visualizadas a 10X posteriormente a un ataque químico con Nital al 3% durante 4 s. En las diferentes regiones enfocadas se continúan identificando granos de geometría poligonal principalmente de perlita, disminuyendo en tamaño desde el centro de la varilla hacia la superficie. En la superficie de estas muestras también puede notarse un fenómeno mayormente acentuado de decarburación (regiones blancas) no homogéneo. En general se

espera que se presenten ligeros cambios morfológicos y de fenómenos de relajación de esfuerzos y de movilidad atómica principalmente en los límites de grano lo cual, consecuentemente origina una disminución de la dureza promedio una vez que el sistema vuelve a enfriarse aún con un incremento de la fase perlita que satisface el equilibrio del sistema.

Finalmente, al enfriarse nuevamente hasta temperatura ambiente, las condiciones de evolución de cementita, por transformación de la ferrita transformada a la temperatura de mantenimiento, no incrementan significativamente la dureza promedio; debido a que se desarrolló un ligero cambio de la morfología de granos por reajuste o reubicación de límites de grano (defectos de superficie), engrosamiento de dominios de fases preexistentes y disminución de dislocaciones (defectos lineales).

También es de esperar que a 500°C se acentúe el fenómeno de descarburación por las condiciones de equilibrio químico entre la atmósfera, con posibles contenidos de oxígeno elevados, que rodea la varilla durante el calentamiento; ya sea por la presencia de compuestos como el agua o por su evolución a partir de reacciones entre las sustancias presentes que lo contengan (ver figura 3.6).

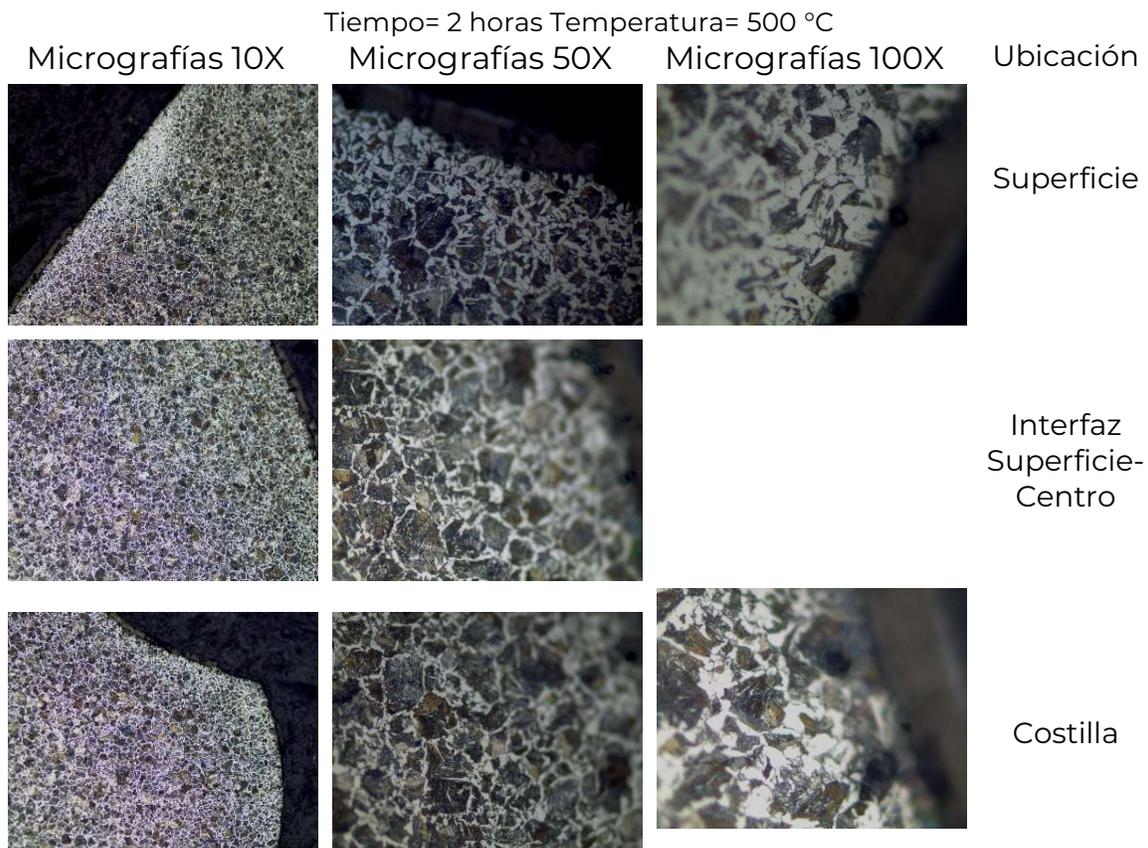
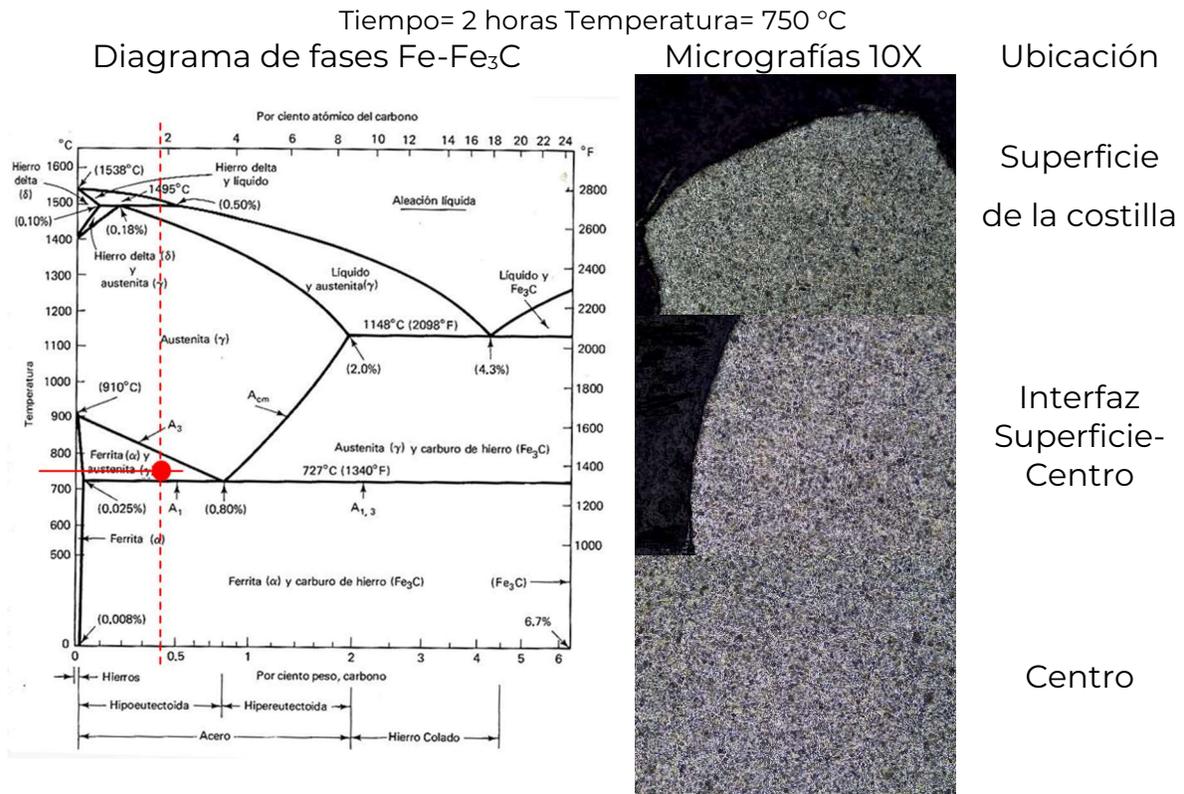


Figura 3.6 En el diagrama se muestra la referencia a la temperatura de 500°C

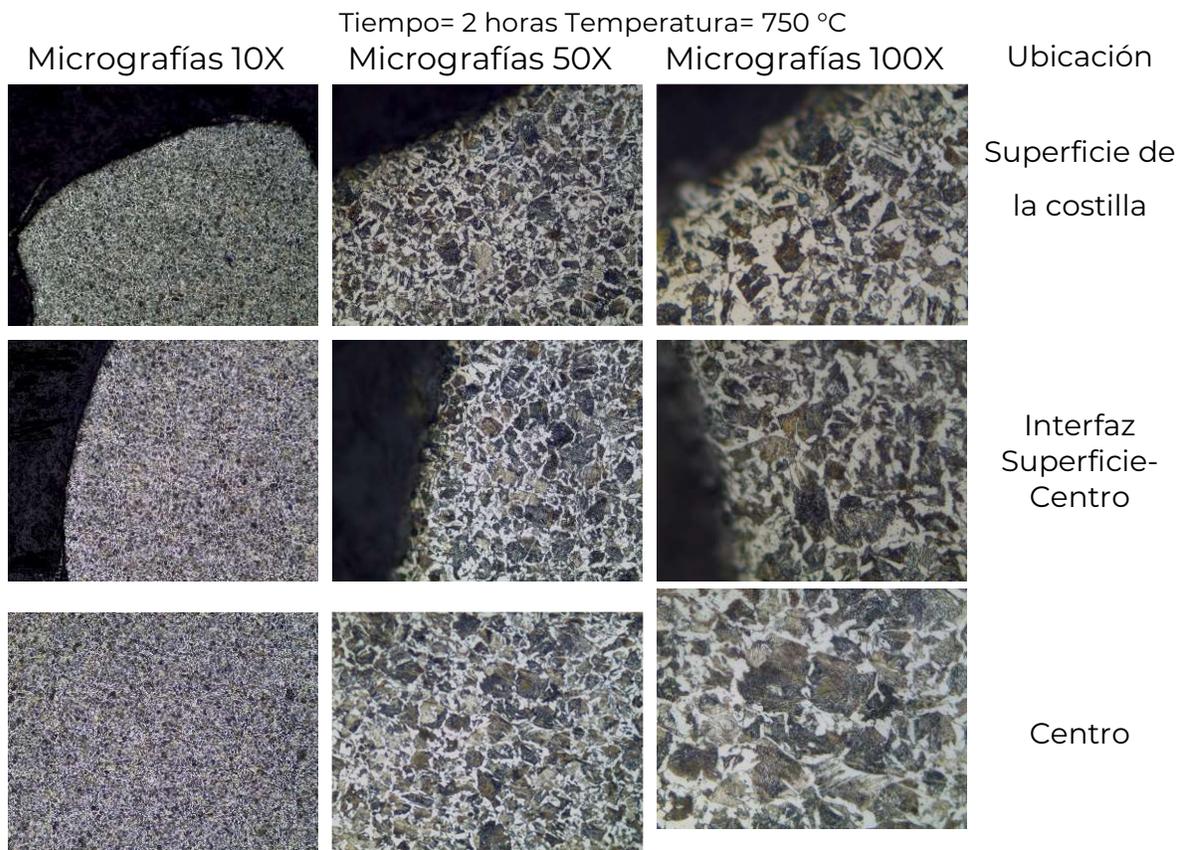
Las micrografías muestran las distribuciones de la fase ferrita (regiones blancas) y el microconstituyente perlita (regiones oscuras) visualizadas a 10X, 50X y 100X posterior a un ataque químico con Nital al 3% durante 4 s. La tendencia de la microestructura enfriándose desde 500°C es a obtener una condición de granos con mayor definición al incrementar las condiciones de coherencia entre ellos. El ascenso a 750°C implica la transformación de ferrita, ya sea que forme o no al microconstituyente perlita, y la descomposición de la cementita, en austenita. Solo una fracción de la ferrita continúa sin cambio. En este caso la movilidad atómica es mucho mayor y los cambios esperados en la redistribución de los elementos microestructurales diferirán significativamente respecto a la original a temperatura ambiente. Como se puede notar en el diagrama de fases, en el calentamiento se cruza la línea de transformación A1. En estas condiciones, la dureza disminuye significativamente y la factibilidad de deformaciones aumenta, debido a que la estructura cristalina cúbica centrada en las caras de la austenita, posee un mayor número de sistemas de deslizamiento. Sin embargo, al enfriarse, la microestructura mostrará incremento de la dureza respecto a la inicial, por el refinamiento del tamaño de grano (ver figura 3.7).



**Figura 3.7** En el diagrama se muestra la referencia a la temperatura de 750°C (círculo rojo relleno) donde se identifican las fases en condiciones de equilibrio

Las micrografías muestran la redistribución de la fase ferrita (regiones blancas) y el microconstituyente perlita (regiones oscuras) visualizadas a 10X posteriormente a un ataque químico con Nital al 3% durante 4 s. En las diferentes regiones enfocadas se continúan identificando granos de geometría poligonal principalmente de perlita con un tamaño relativamente homogéneo y más pequeño respecto a la estructura inicial. Pueden notarse los cambios morfológicos lo cual, implicará una nueva redistribución de esfuerzos y reubicación de límites de grano; que al ser más numerosos por la disminución de los granos aumentarán la dureza promedio una vez que el sistema se enfría.

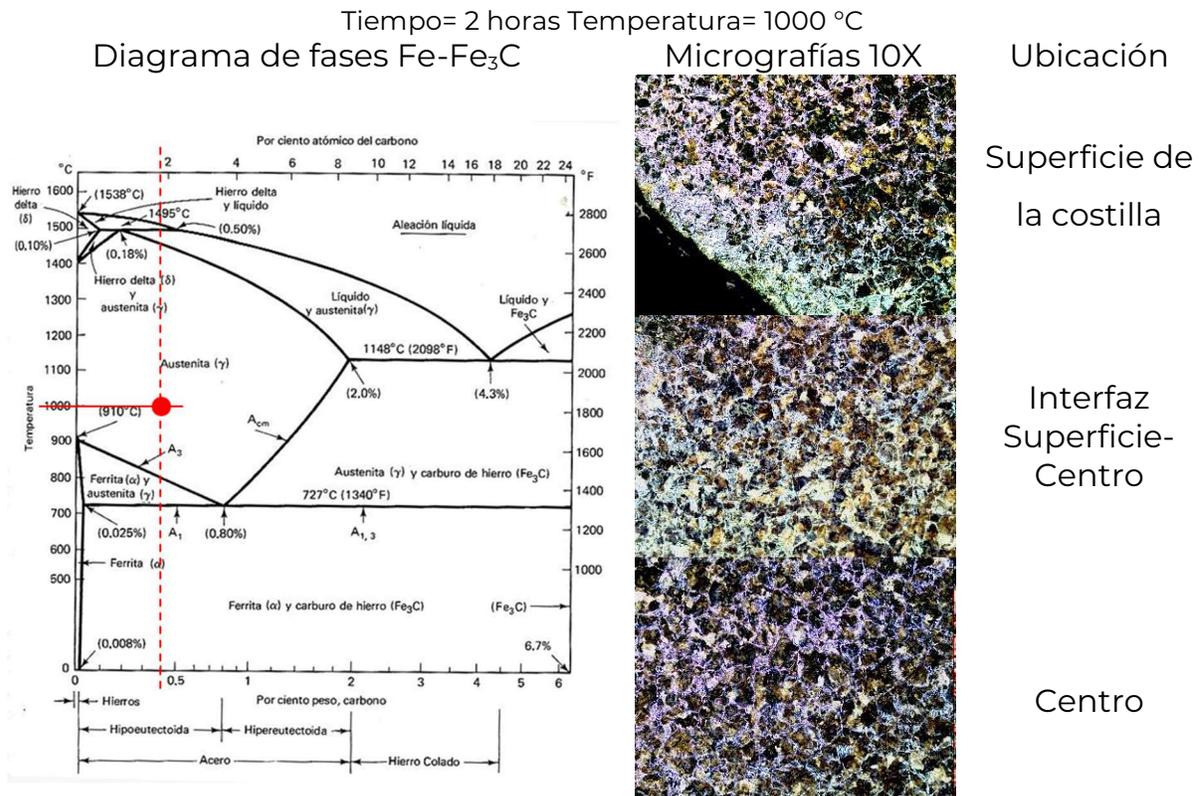
El tamaño de grano final es relativamente homogéneo y dadas sus dimensiones establece un incremento de los defectos de superficie (límites de grano) lo cual, tiene como consecuencia un efecto de bloqueo de los posibles deslizamientos de planos atómicos en un cristal cuando se promueva una deformación por aplicación de cargas, por lo tanto, a temperatura ambiente el material se habrá endurecido en contraste con su elevada fluencia a los 750°C, (ver figura 3.8).



**Figura 3.8** En el diagrama se muestra la referencia a la temperatura de 750°C. Las micrografías muestran las distribuciones de la fase ferrita (regiones blancas) y el microconstituyente perlita (regiones oscuras) visualizadas a 10X, 50X y 100X posteriormente a un ataque químico con Nital al 3% durante 4 s

En la observación a diferentes aumentos se nota que el dominio de la ferrita ha cambiado como una región periférica sobre los granos de perlita a formar entidades más robustas, aunque también pequeñas tal como en las secciones de regiones descarburadas. Estas últimas en este caso no son evidentes, aunque la temperatura de mantenimiento fue mayor. Para presentar una explicación a lo anterior, es posible que la atmósfera redundante no fuera crítica durante el tratamiento y el fenómeno de movilidad atómica por difusión fuera muy eficiente para presentar las características de homogeneidad estructural en todas las regiones de la matriz.

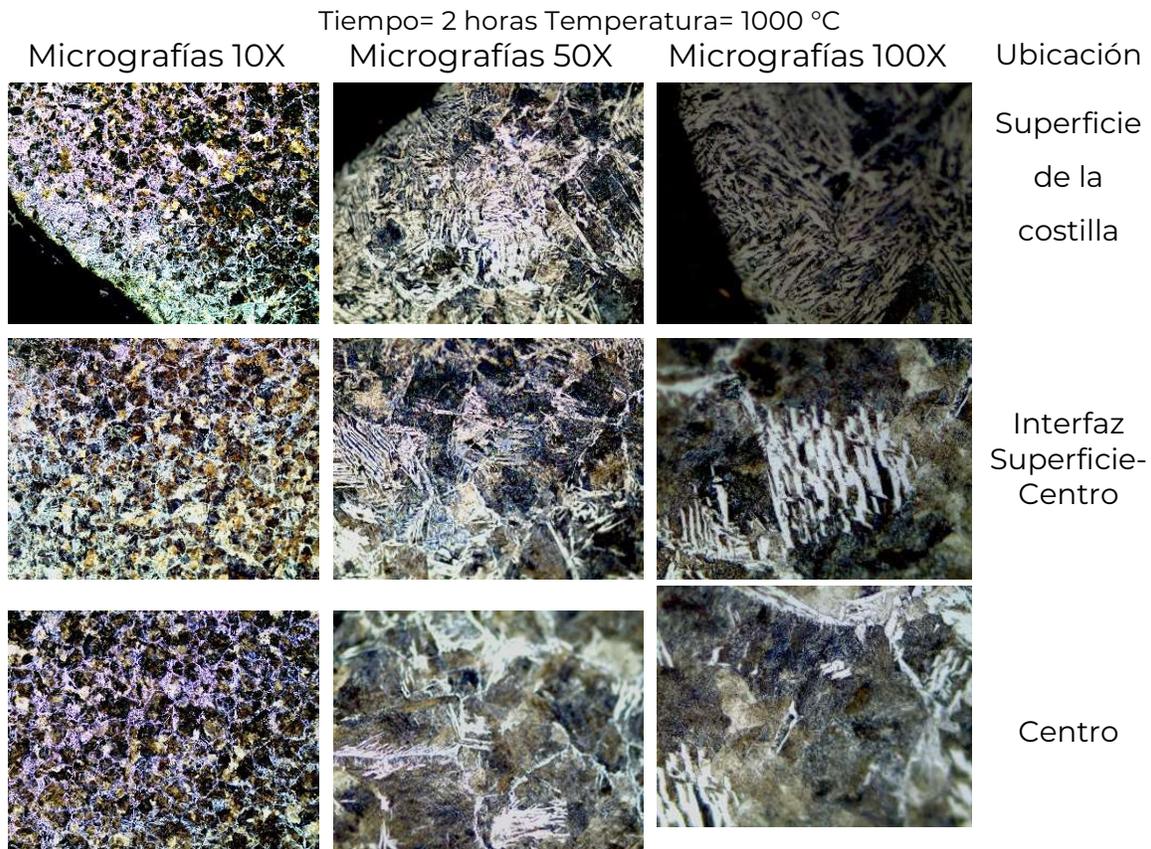
Finalmente, en el procesamiento a 1000°C toda la microestructura de origen (ferrita + perlita) evoluciona a austenita. En el proceso, puede deducirse en el diagrama de fases, que se cruzan las líneas de equilibrio A1 y A3. Esto implica que en principio una fracción de ferrita y la cementita se transforma y se descompone, respectivamente, para formar austenita. Posteriormente, la ferrita remanente transforma a austenita. Como ya se mencionó, en esta condición de temperatura la estructura cristalina cúbica centrada en las caras posee más sistemas de deslizamiento efectivos que originan la posibilidad de inducir deformaciones con bajos esfuerzos. Similarmente a su bajo esfuerzo de fluencia se presentan sus bajos esfuerzos máximo y de fractura. Al igual que en el proceso a 750°C, al enfriarse hasta temperatura ambiente, se obtiene una reconfiguración de la microestructura con el tamaño de grano mayor respecto a los tratamientos anteriores (ver figura 3.9).



**Figura 3.9 En el diagrama se muestra la referencia a la temperatura de 1000°C (círculo rojo relleno) donde se identifican las fases en condiciones de equilibrio**

Las micrografías muestran las redistribuciones de la fase ferrita (regiones blancas) y el microconstituyente perlita (regiones oscuras) visualizadas a 10X posteriormente a un ataque químico con Nital al 3% durante 4 s. En las diferentes regiones enfocadas se continúan identificando granos de geometría poligonal principalmente de perlita. Pueden notarse los cambios morfológicos con una redistribución de granos de perlita con un mayor tamaño circundados de la fase ferrita. Un aumento de tamaño de grano implica una disminución de la dureza promedio en condiciones de baja temperatura.

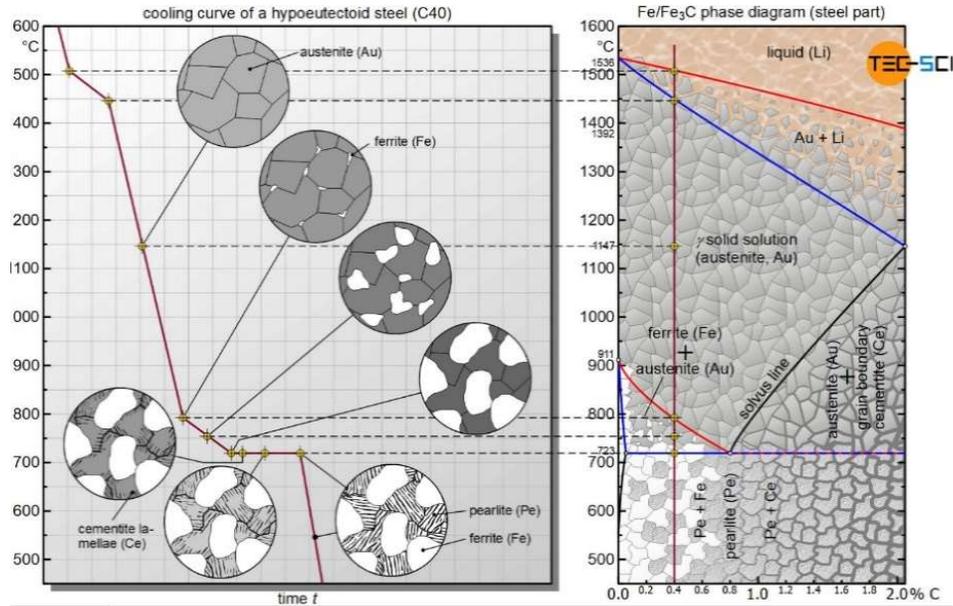
Aunque se incrementó el tamaño de grano en este caso, existe un dominio general del microconstituyente perlita tal como se visualiza en las micrografías en los diferentes aumentos. Esta característica permitió establecer la hipótesis de que el nivel de dureza promedio fuera mayor que el promedio de la microestructura de origen. Además, existe una mezcla de distribución de granos con perlita gruesa y fina con menor grado cerca de la superficie y con mayor grado en la región central de la matriz de la sección transversal de la varilla, (ver figura 3.10).



**Figura 3.10** En el diagrama se muestra la referencia a la temperatura de 1000°C. Las micrografías muestran las distribuciones de la fase ferrita (regiones blancas) y el microconstituyente perlita (regiones oscuras) visualizadas a 10X, 50X y 100X posteriormente a un ataque químico con Nital al 3% durante 4 s

### 3.2 Efecto de la temperatura en la evolución microestructural sobre las propiedades mecánicas

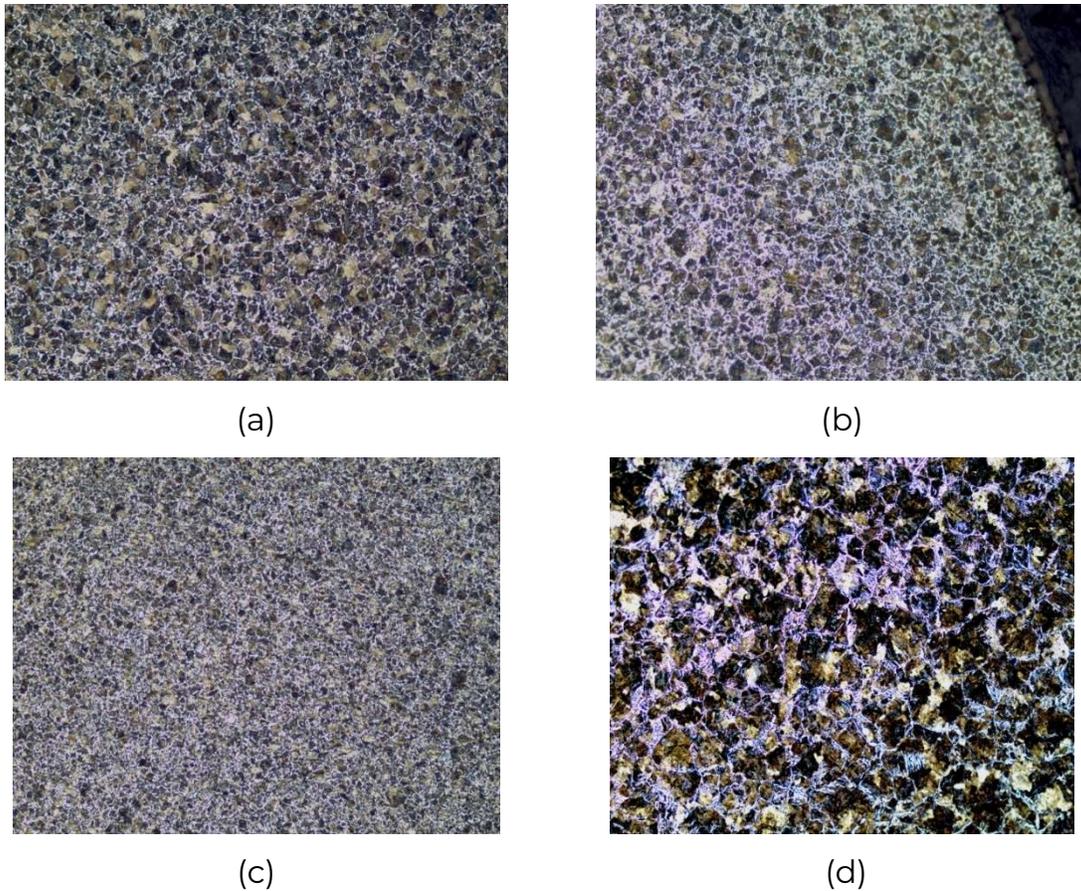
La evolución microestructural a partir de la austenita formada en un sistema al equilibrio se puede visualizar en la figura 3.11; de forma aproximada, se establece el proceso de nucleación de la ferrita cerca de los 800°C una vez que se cruza la línea de “solvus” normalmente denominada A3. La nucleación inicia en los límites de grano austeníticos y se espera incrementalmente su dominio a temperaturas más bajas. Al llegar a la temperatura de reacción eutectoide (727 °C), la transformación de austenita a perlita se desarrolla isotérmicamente. Posteriormente, en el proceso de enfriamiento hasta temperatura ambiente, de una fracción de ferrita se produce cementita, para finalmente obtenerse una relación de distribución de ferrita-perlita cerca al 50%-50%, respectivamente.



Fuente: Adaptado de TEC-SCI

**Figura 3.11 Esquema aproximado de la evolución microestructural de un sistema de aleación Fe-0.4%C desde la fase austenita enfatizando las temperaturas de transformación críticas**

En la microestructura del sistema de aleación de las varillas de acero ASTM A 615 Grado 42 puede notarse que la ferrita, evoluciona a austenita nucleando en todo el límite de grano y subsecuentemente desarrolla su crecimiento. Por esta razón la perlita originada por la reacción eutectoide aparece circundada. Otras zonas afectadas por la ausencia de carbono si adquieren una forma poligonal. Esto puede notarse en el perímetro superficial de la varilla que al exponerse a alta temperatura durante su manufactura se descarbura principalmente debido a la presencia de  $O_2$ . (Ver figura 3.12)

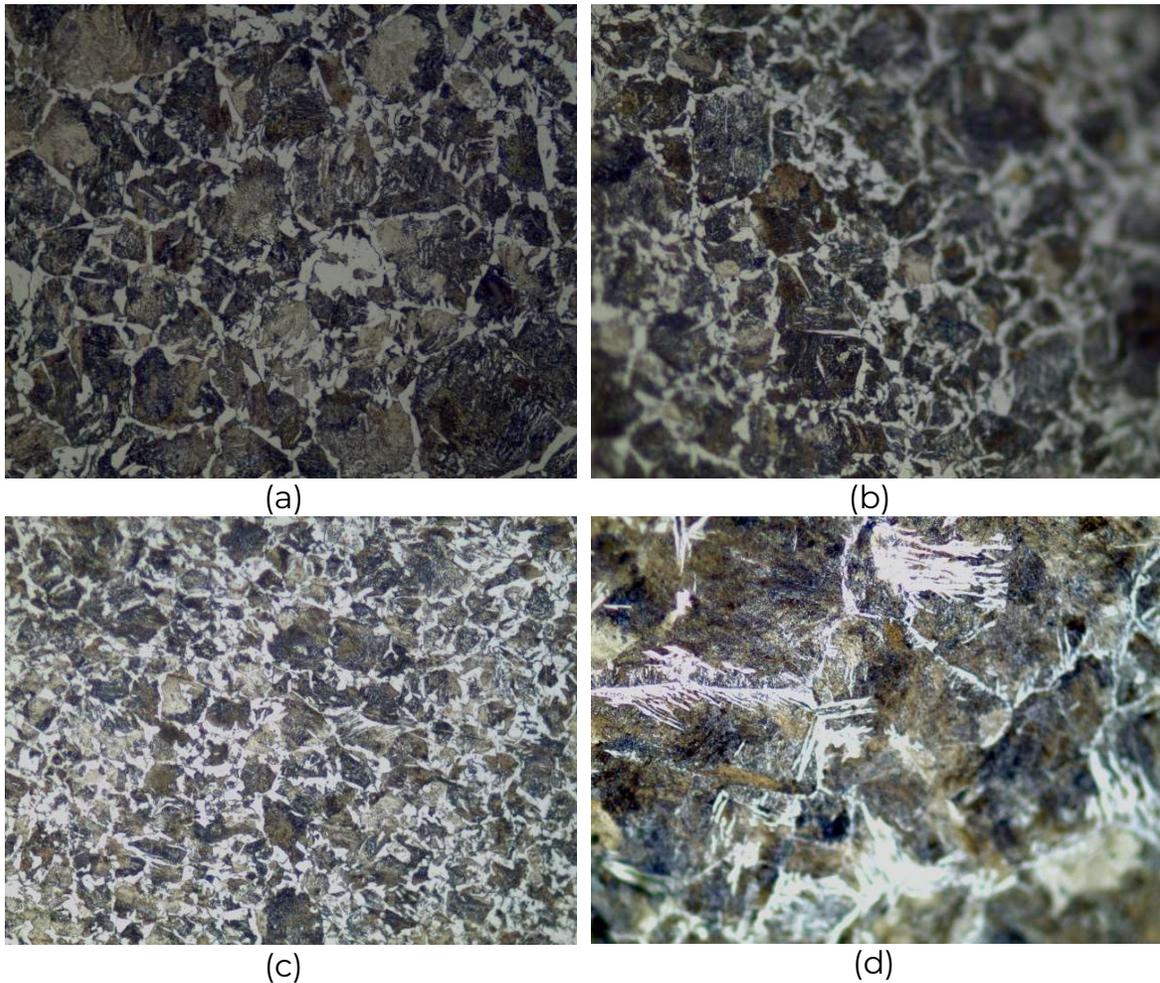


**Figura 3.12 Comparación de micrografías vistas a 10X y atacada 4 s con Nital al 3% de las muestras de acero de refuerzo tratadas a: a) 300 °C, b) 500 °C, c) 750 °C y d) 1000 °C**

La microestructura a las diferentes temperaturas de tratamiento señala que las dimensiones de los cristales de ferrita y la distribución del microconstituyente perlita para 300°C y 500°C es muy similar; de acuerdo con las micrografías de la Figura 3.12 (a) y Figura 3.12(b), que se digitalizaron a 10X respectivamente. Se considera que a 300 °C existen fenómenos de relajación de esfuerzos acumulados en la estructura sin cambios en la morfología. A la temperatura de 500°C una fracción de cementita se descompone para formar ferrita, por lo que, la movilidad atómica es mayor desarrollándose un ligero reajuste de límites de grano y eliminación de dislocaciones. Posteriormente, al enfriarse la fracción de ferrita formada retorna a la generación de cementita. Sin embargo, no se presenta un cambio morfológico significativo.

La Figura 3.12(c) presenta la micrografía del tratamiento a 750°C, donde se deduce se cruza la línea de temperatura crítica de 727°C (denominada A1). En este caso existe el proceso de descomposición de cementita en ferrita y austenita. Puesto que la movilidad atómica es mayor por el mecanismo de difusión reordenando la estructura cristalina en una red cúbica

centrada en las caras, al enfriarse nuevamente el sistema e iniciarse la transformación eutectoide, todos los límites de grano son reconfigurados evolucionando granos más finos de perlita. La ferrita proeutectoide disminuye también formando cementita y la matriz muestra un endurecimiento conforme alcanza la temperatura ambiente (refinamiento de grano). Asimismo, la ferrita proeutectoide (zonas blancas) adquiere una forma poligonal regular.



**Figura 3.13 Comparación de micrografías vistas a 50X y atacada 4 s con Nital al 3% de las muestras de acero de refuerzo tratadas a: a) 300 °C, b) 500 °C, c) 750 °C y d) 1000 °C**

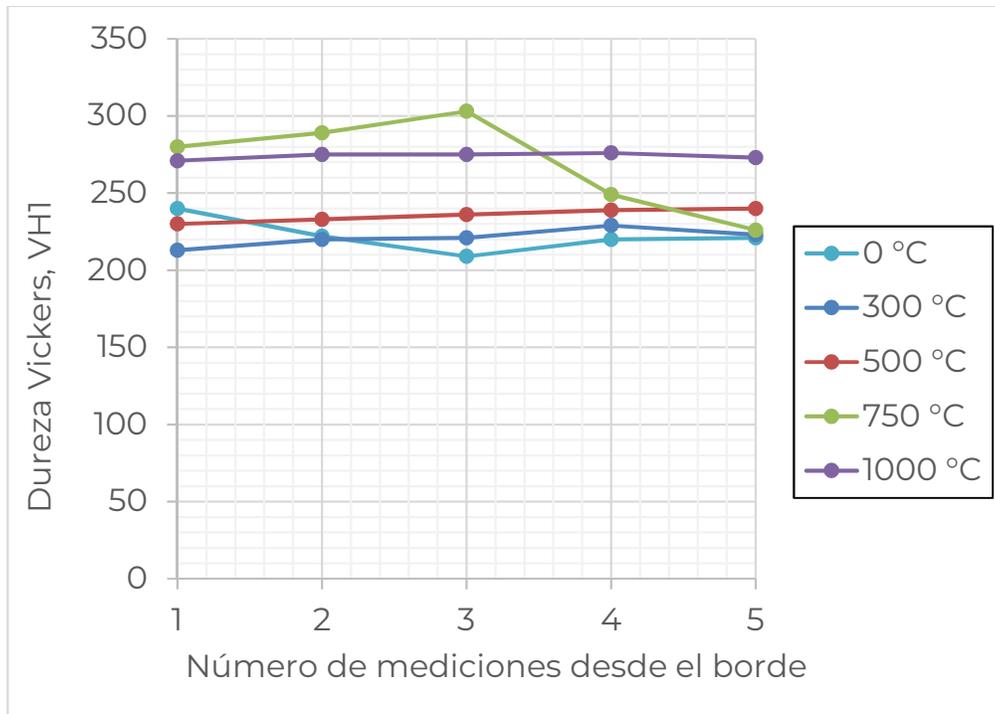
Las micrografías de la figura 3.13 presentadas a 50X evidencian lo mencionado anteriormente. Por otro lado, representan un esquema comparativo adecuado para mostrar los cambios significativos respecto al tratamiento a la temperatura de 1000°C. En referencia a la Figura 3.13(d) toda la microestructura original ferrita + perlita evoluciona a austenita en donde se desarrolla una reconfiguración de los límites de los granos puesto que estos aumentan su dimensión. Durante el enfriamiento el mecanismo de nucleación de ferrita en los límites de grano y su posterior

crecimiento se desarrolla conforma a lo explicado previamente. Sin embargo, la evolución de perlita y la reacción de formación de cementita a partir de la ferrita proeutectoide generan una mezcla semejante a fibras que algunos granos es evidentemente robusta (perlita gruesa) y en otros es apenas perceptible (perlita fina), lo cual le infiere propiedades de alta dureza en promedio. Las mediciones de microdureza efectuadas en las muestras tratadas se compendian en la tabla 3.1. Los datos trazados en un gráfico de dispersión (ver figura 3.14), muestran una tendencia de la magnitud de dureza entre el borde y el centro en la sección transversal.

Las mediciones promedio de microdureza efectuadas en escala HVI en las muestras tratadas se compendian en la Tabla 3.1. Un trazo de estos datos en un gráfico de dispersión (ver figura 3.14), muestran una tendencia de la magnitud de dureza entre la superficie (posición de medición 1) y el centro en la sección transversal de la varilla de acero (posición de medición 5).

**Tabla 3.1 Mediciones de microdureza en escala HVI en las muestras de varilla de acero a temperatura ambiente después del tratamiento térmico experimentado al interior de bloques de concreto**

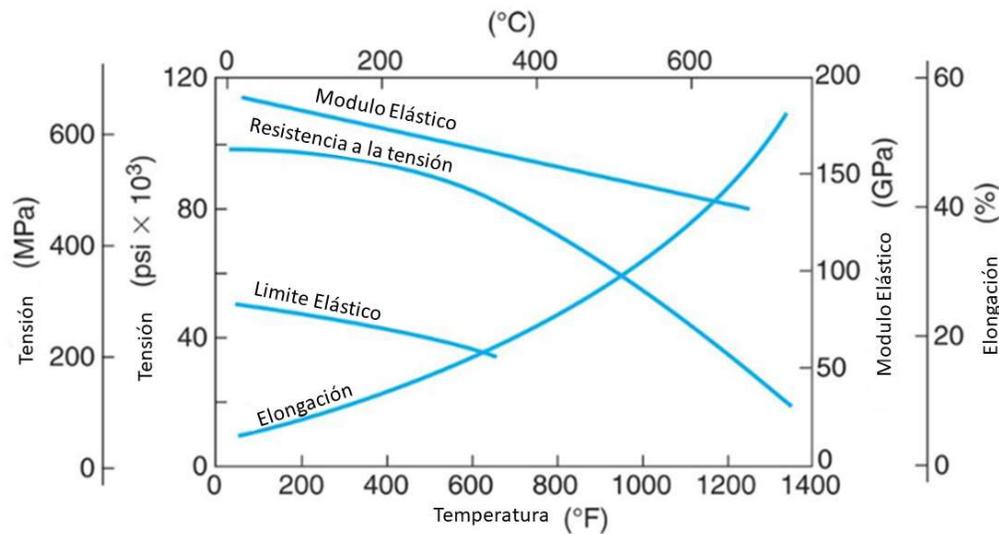
Barrido de Indentación	Dureza Vickers HVI				
	25°C	300 °C	500 °C	750 °C	1000 °C
1 (borde)	240	213	230	280	271
2	222	220	233	289	275
3	209	221	236	303	275
4	220	229	239	249	276
5 (centro)	221	223	240	226	273



**Figura 3.14 Tendencia de la microdureza en escala HVI entre el borde y el centro de la matriz transversal de las muestras de varilla de origen y las tratadas térmicamente**

El análisis de microdureza obtenido muestra que después del enfriamiento de los materiales experimentan un sensible endurecimiento. De la resultante microestructural del tratamiento a 300 °C y 500 °C, la medición cerca de la superficie indica una dureza ligeramente menor la asociada a la ligera descarburación. Al internarse hacia el centro (posiciones de medición 2 a 5), se considera que prácticamente se posee la misma magnitud respecto a la muestra sin tratamiento. Una diferencia de incremento y homogeneidad de dureza en la matriz se presenta en el caso del tratamiento a la temperatura de 750°C y parcialmente en el tratamiento a 1000°C. En el primer caso la dureza aumenta por la refinación de grano y en el segundo por la redistribución y dominio de la perlita.

Sin embargo, las condiciones de resistencia mecánica mostradas a temperatura ambiente no prevalecen a altas temperaturas como lo establece la figura 3.15. Ya que posterior a los 300°C las propiedades de resistencia a la tensión (compresión) y a la fluencia disminuyen drásticamente.



Fuente: Adaptado de Kalpaklian y Schmid, 2014

**Figura 3.15 Variación de resistencia mecánica de aceros en término de esfuerzos como función de la temperatura**

Por lo tanto, de acuerdo con el fenómeno de eliminación de defectos en la red cristalina y a la definición de una estructura cúbica centrada en las caras adoptada por la fase austenítica (con sistemas de deslizamiento efectivos), debido a la movilidad atómica, la susceptibilidad de grandes deformaciones es posible para varillas que soportan grandes cargas asociadas en la infraestructura (puentes, muelles túneles) con la masa de concreto. En este sentido, los incidentes de colapsos en las estructuras civiles pueden desarrollarse durante o posterior a un evento en el que se presente un incremento descontrolado de temperatura.

En este sentido, la figura 3.16 y la tabla 3.2 presentan los resultados del ensayo de tensión donde se aprecia una variación con la resistencia que debe tener la varilla de esta denominación que solicita un esfuerzo de fluencia ( $\sigma_{ys}$ ) de 588 MPa (equivalente a 6000 Kg/cm<sup>2</sup>), y de la tabla XYZ, se aprecia que las varillas de llegada tienen un esfuerzo de fluencia de 467 MPa en promedio y este presenta una tendencia a disminuir conforme se incrementa la temperatura, el mismo fenómeno se presenta con respecto al Módulo elástico (E), el presenta una ligera tendencia a disminuir, lo cual se ve reflejado en la capacidad portante de los elementos estructurales de concrete cuando ocurre un incendio. En este caso los ensayos de tensión se realizaron sin la aplicación de carga, ya que no se cuenta con los aditamentos necesarios para cuantificar la fluencia del material sometido a temperaturas elevadas tal como lo describe la norma ASTM E 21, bajo las condiciones de este ensayo se mide el efecto de la termofluencia ya que se aplica carga y temperatura de acuerdo con la norma ASTM E 21, y bajo

estas condiciones se determina el momento en el cual el acero falla y causa el colapso en estructuras reales. Por lo tanto, dado que el fuego representa uno de los peligros más probables al que una estructura puede experimentar durante su ciclo de vida. Los datos generados por estudios hechos en barras de refuerzo grado 42 a temperatura elevada están reportados en los estudios de Elghazouli et al. 2009; Hertz 2004; Holmes et al.; Kamath et al. 2014; Rafi et al. 2018; Topçu y Karakurt 2008 y con estos resultados se han creado los estándares de diseño actuales Comité ACI 216; Eurocódigo 2 (CEN 2008)]. Sin embargo, se han generado pocos datos (Quiel, S.E; Irwin, C. H; Naito, C. J. y Vermaak, N. 2020)

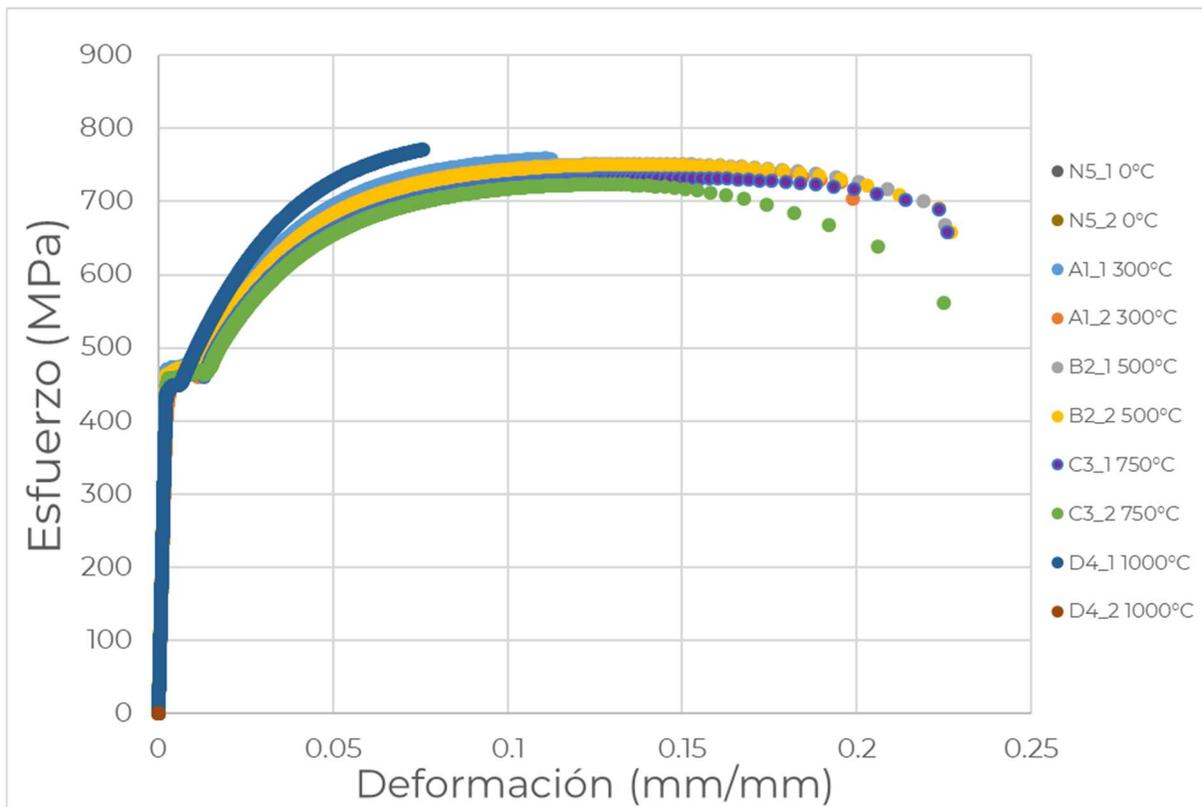


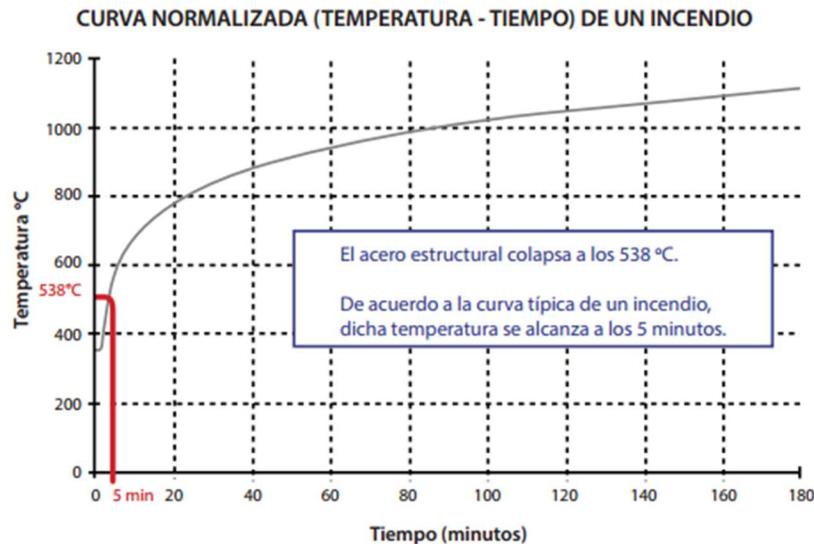
Figura 3.16 Ensayo de tensión de probetas de acero

**Tabla 3.2 Datos de propiedades mecánicas del ensayo de tensión**

Ítem	A <sub>0</sub> (mm <sup>2</sup> )	E (MPa)	Pmax(KN)	σ <sub>ys</sub> MPa	σ <sub>u</sub> MPa	%e _25 mm
N5_1_0°C	34.83	198,036	26.17	464.90	751.50	27.21
N5_2_0°C	35.56	193,761	27.01	469.20	759.49	23.87
A1_1_300°C	36.12	201,408	27.41	474.19	758.94	27.40
A1_2_300°C	35.86	187,717	26.67	457.80	743.85	28.03
B2_1_500°C	35.92	195,915	27.01	456.72	751.95	27.02
B2_2_500°C	35.96	199,378	26.97	469.38	750.10	27.50
C3_1_750°C	35.76	198,218	26.20	456.75	732.61	29.11
C3_2_750°C	36.16	194,497	26.16	457.68	723.50	23.97
D4_1_1000°C	34.83	202,347	27.50	447.94	789.50	27.21
D4_2_1000°C	35.66	189,951	27.19	428.33	762.53	26.84
Promedio	35.97	196,105	27.02	464.52	751.21	27.49
DESVEST	0.11	6,034	0.30	8.62	6.21	0.42
% C.V.	0.31	3.08	1.12	1.86	0.83	1.51

Sobre el deterioro de varillas corrugadas de alta resistencia a temperatura elevada, algunos estudios hechos en aceros estructurales de alta resistencia [MPa (ksi)]: 420 (60) (Lange y Wohlfeil 2010; Qiang et al. 2013), 690 (100), (Qiang et al. 2012), 800 (115) (Choi et al. 2014) y 960 (140), (Qiang et al. 2016); han reportado la reducción en resistencia y rigidez a temperatura elevada. Estos estudios indican experimentalmente reducciones similares de resistencia y rigidez en aceros estructurales de mayor resistencia, en comparación con los estándares actuales para aceros de resistencia normal.

También se han observado cambios significativos en los factores de reducción para aceros cuya composición química y/o proceso de fabricación se desvía significativamente de los procesos de laminado en caliente. Por ejemplo, los cambios en la composición química y la aplicación de temple y revenido pueden acelerar (Heidarpour et al. 2014) o mitigar (Chen et al. 2006; Wang et al. 2013) las pérdidas de resistencia y rigidez a temperatura elevada. Por lo que se encuentra reportado que la temperatura crítica para que colapse un elemento estructural es de 538°C en un lapso de 5 minutos, de acuerdo con la figura 3.17, este sería el caso de un elemento de concreto que perdió la protección que le conferida por el concreto, que le brinda cierta protección al acero frente al fuego.



Fuente: ASTM E119

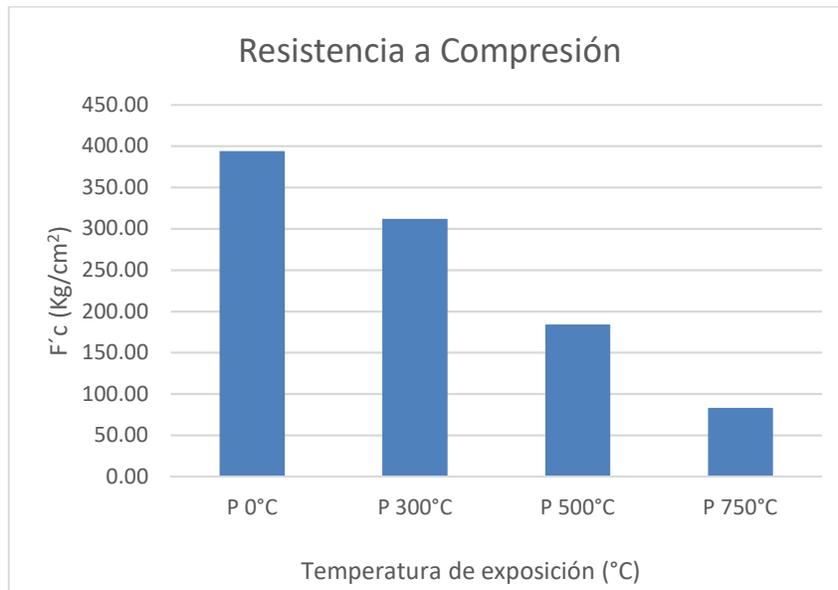
**Figura 3.17** Presenta el caso de colapso de un acero estructural desnudo, referida a la norma ASTM E119

### 3.3 Efecto de la temperatura en las propiedades mecánicas y químicas del concreto

El concreto fue expuesto a las temperaturas señaladas en la tabla 2.2. Los primeros síntomas que presenta el concreto es la presencia de fisuras, que conforme se incrementa la temperatura se transforman en grietas de tal forma que los elementos de estructura expuesta a alta temperatura en la parte más superficial del concreto pierde aproximadamente el 20 - 25% de su resistencia mecánica a la compresión ( $f'c$ ) respecto de la de diseño, de la gráfica se observa que la resistencia cae un 20 % a la temperatura de 300°C, a la temperatura de 500°C la resistencia a compresión ( $f'c$ ) disminuye un 60% y para el caso de 750°C la  $f'c$  fue del 80%, en el caso de la temperatura de 1000°C no se reportan datos ya que estos elementos de concreto se fracturaron y no cumplían con la condición que solicita la norma para realizar el ensayo.

La pérdida de resistencia mecánica está relacionada con la presencia de fisuras y grietas, las cuales son causados por las altas temperaturas donde el hidróxido de calcio ( $CaOH_2$ ) se descompone en óxido de calcio ( $CaO$ ) y agua ( $H_2O$ ), el agua se evapora y ejerce tanta presión interna (aproximadamente el 15% de la  $f'c$ ) que fisura internamente al concreto, el cual comienza a perder cohesión entre las partículas, disminuyendo así su resistencia mecánica tal como se observa en la figura 3.18. Aunado a lo

anterior conforme aumenta la temperatura, el carbonato de calcio ( $\text{CaCO}_3$ ) se descompone en óxido de calcio ( $\text{CaO}$ ) y anhídrido carbónico ( $\text{CO}_2$ ), gas que produce el mismo efecto que el vapor de agua, además de provocar la carbonatación ( $\text{CaCO}_3$ ) del concreto. La severidad del agrietamiento, la descomposición de la pasta de cemento y la descohesión de los componentes del concreto, favorecen el desprendimiento total del recubrimiento de concreto ("spalling"), dejando al descubierto al acero de refuerzo, que hasta entonces estaba protegido y mantenía sus propiedades; el desprendimiento y la acumulación de calor en el sitio, conlleva al inicio de la pérdida de resistencia del acero en ocasiones desde los 250 °C de temperatura. La inspección visual realizada a los ítems ensayados reportó un ligero cambio de color que fue del tono gris a un tenue color amarillo, además de los cambios físicos arriba mencionados. (Ver figura 3.18).



**Figura 3.18 Resultados de ensayo de compresión de cilindros expuestos a las temperaturas mostradas en la tabla 4**

### 3.4 Resultados de DRX y EDS

Como parte complementaria para el estudio los resultados de DRX mostrados en las figuras 3.19 a 3.21, señalan el deterioro de los compuestos químicos que tiene el concreto sin someterse a temperatura (0°C), conforme se incrementa la temperatura los compuestos químicos sufren transformación que redunda en la pérdida de cohesión causada por la formación de silicatos de calcio, sulfuros de calcio (causados por la reducción del sulfato), carbonato de calcio y aluminatos de calcio, productos expansivos que afectan la parte condición de aglutinamiento del concreto y favorecen el desmoronamiento del concreto.

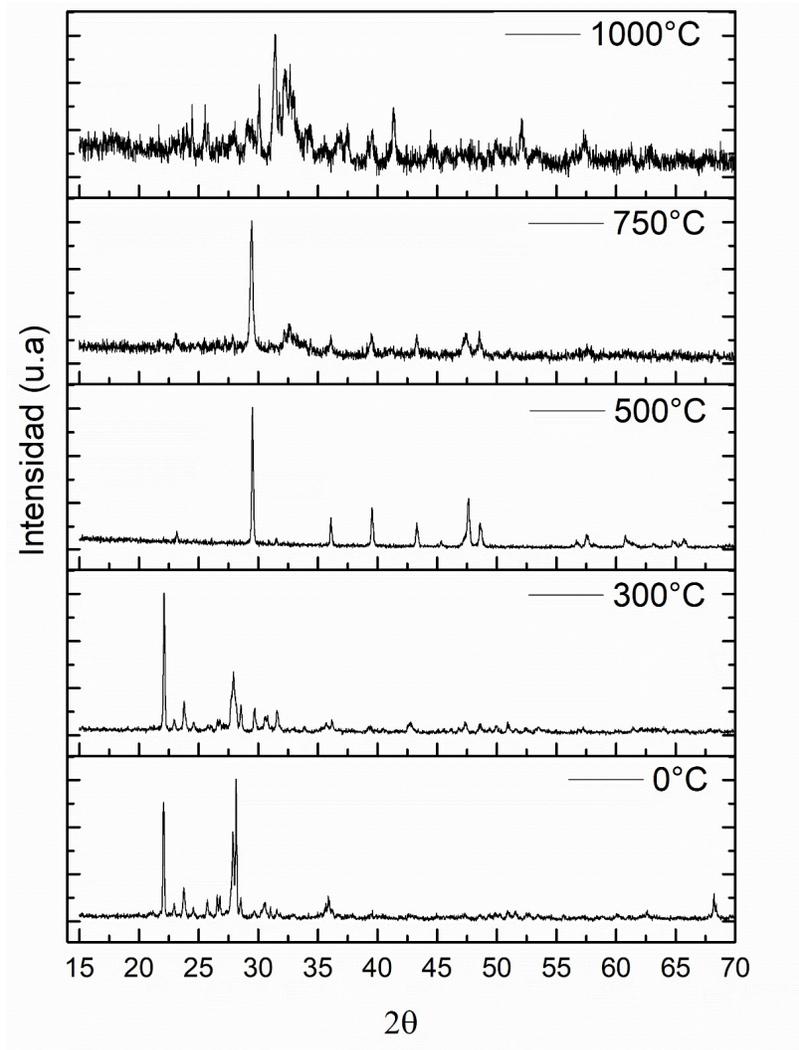


Figura 3.19 Difractogramas de las muestras de concreto expuestas a las temperaturas de 0°C, 300°C, 500°C, 750°C y 1000°C

<p>Concreto @ 0°C.raw</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>PDF 44-0601 <math>\text{Ca}_4\text{Fe}_2\text{S}_2\text{O}_9 \cdot 12\text{H}_2\text{O} / 3\text{CaO} \cdot \text{Fe}_2\text{O}_3 \cdot \text{CaS}_2\text{O}_3 \cdot 12\text{H}_2\text{O}</math> Calcium Iron Sulfate Hydrate</li> <li>PDF 31-0302 <math>\text{Ca}_2\text{SiO}_4</math> Calcium Silicate</li> <li>PDF 33-0310 <math>\text{CaSO}_4 \cdot 0.5\text{H}_2\text{O}</math> Bassanite, syn</li> <li>PDF 52-1344 <math>\text{Ca}_0.88\text{Al}_1.77\text{Si}_2.23\text{O}_8</math> Calcium Aluminum Silicate</li> <li>PDF 72-0156 <math>\text{Ca}(\text{OH})_2</math> Portlandite, syn</li> <li>PDF 03-0239 <math>4\text{CaO} \cdot 5\text{SiO}_2 \cdot 5\text{H}_2\text{O}</math> Tobermorite</li> <li>PDF 10-0393 <math>\text{Na}(\text{Si}_3\text{Al})\text{O}_8</math> Albite, disordered</li> <li>PDF 01-1274 <math>\text{CaF}_2</math> Fluorite</li> </ul>
<p>T_300°C.raw (X-Offset)</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>PDF 44-0601 <math>\text{Ca}_4\text{Fe}_2\text{S}_2\text{O}_9 \cdot 12\text{H}_2\text{O} / 3\text{CaO} \cdot \text{Fe}_2\text{O}_3 \cdot \text{CaS}_2\text{O}_3 \cdot 12\text{H}_2\text{O}</math> Calcium Iron Sulfate Hydrate</li> <li>PDF 39-1425 <math>\text{SiO}_2</math> Cristobalite, syn</li> <li>PDF 31-0302 <math>\text{Ca}_2\text{SiO}_4</math> Calcium Silicate</li> <li>PDF 33-0310 <math>\text{CaSO}_4 \cdot 0.5\text{H}_2\text{O}</math> Bassanite, syn</li> <li>PDF 52-1344 <math>\text{Ca}_0.88\text{Al}_1.77\text{Si}_2.23\text{O}_8</math> Calcium Aluminum Silicate</li> <li>PDF 72-0156 <math>\text{Ca}(\text{OH})_2</math> Portlandite, syn</li> <li>PDF 03-0239 <math>4\text{CaO} \cdot 5\text{SiO}_2 \cdot 5\text{H}_2\text{O}</math> Tobermorite</li> <li>PDF 10-0393 <math>\text{Na}(\text{Si}_3\text{Al})\text{O}_8</math> Albite, disordered</li> </ul>
<ul style="list-style-type: none"> <li>PDF 85-1108 <math>\text{CaCO}_3</math> Calcium Carbonate</li> <li>PDF 19-1364 <math>\text{Ca}_5(\text{OH})_2\text{Si}_6\text{O}_{16} \cdot 4\text{H}_2\text{O}</math> Tobermorite-11A, syn</li> </ul>
<p>T_750°C.raw</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>PDF 85-1108 <math>\text{CaCO}_3</math> Calcium Carbonate</li> <li>PDF 19-1364 <math>\text{Ca}_5(\text{OH})_2\text{Si}_6\text{O}_{16} \cdot 4\text{H}_2\text{O}</math> Tobermorite-11A, syn</li> <li>PDF 33-0303 <math>\text{Ca}_2\text{SiO}_4</math> Calcium Silicate</li> </ul>
<p>T_1000°C.raw</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>PDF 65-0894 <math>\text{CaS}</math> Calcium Sulfide</li> <li>PDF 34-0440 <math>\text{CaAl}_2\text{O}_4 / \text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3</math> Calcium Aluminum Oxide</li> <li>PDF 24-0027 <math>\text{CaCO}_3</math> Calcite</li> <li>PDF 22-0539 <math>\text{Ca}_3\text{Si}_2\text{O}_7</math> Rankinite</li> <li>PDF 33-0302 <math>\text{Ca}_2\text{SiO}_4</math> Larnite, syn</li> </ul>

Figura 3.20 Compuestos encontrados del análisis de difracción de Rayos X

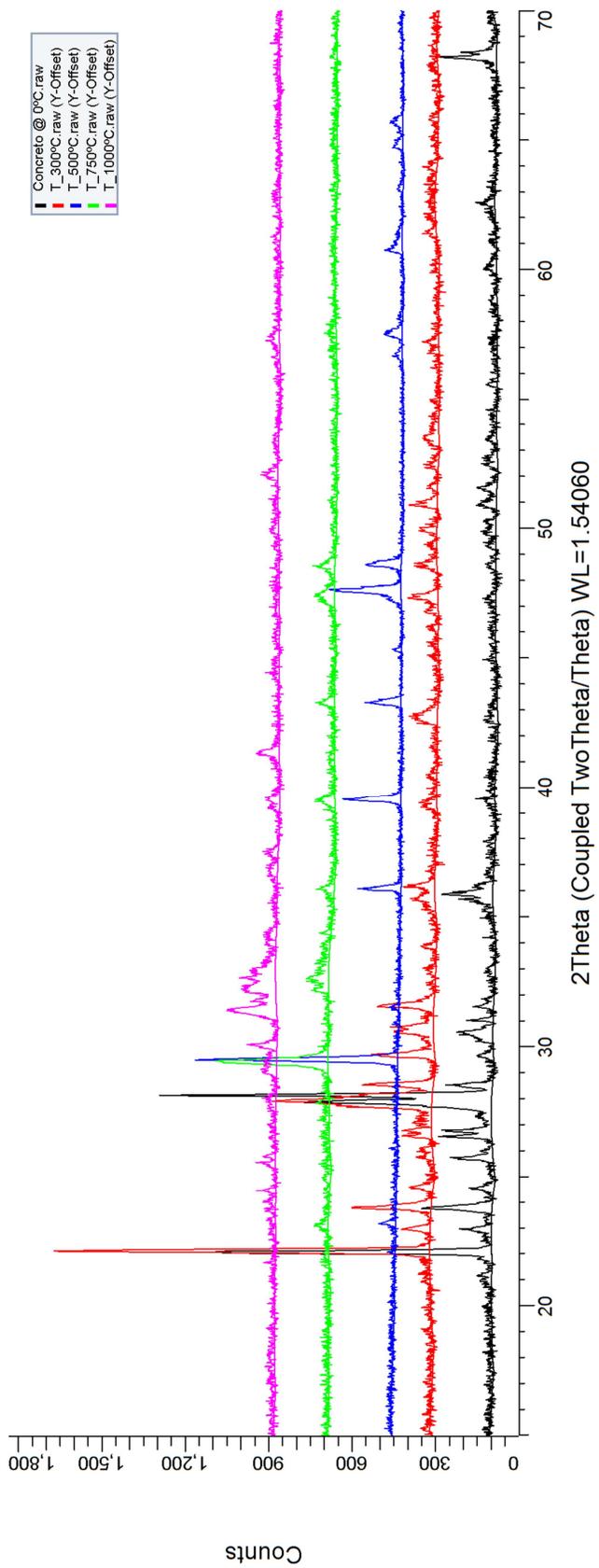


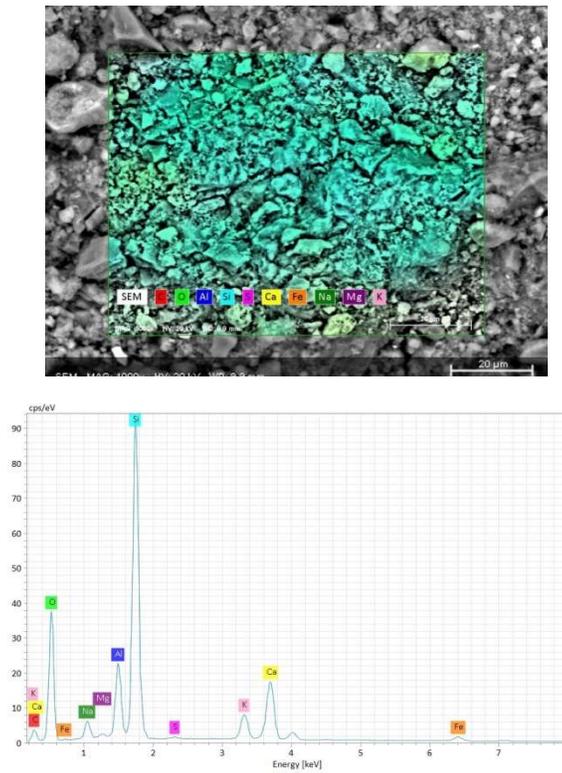
Figura 3.21 Análisis y cuantificación de los Difractogramas de las muestras de concreto expuestas a las temperaturas de 0°C, 300°C, 500°C, 750°C y 1000°C

La contribución al proyecto del ensayo de espectroscopia de rayos X de energía dispersiva (EDS), presenta resultados semejantes con respecto a los resultados de difracción de rayos - x, aun cuando el estudio de EDS es elemental, se observa (ver figuras 3.23 - 3.27) que ocurre una descomposición de los constituyentes del concreto, en el cual la composición química se ve afectada, por lo tanto, si ésta se ve afectada en consecuencia las propiedades mecánicas del concreto también se verán reducidas. Lo cual es coherente con los resultados de DRX.



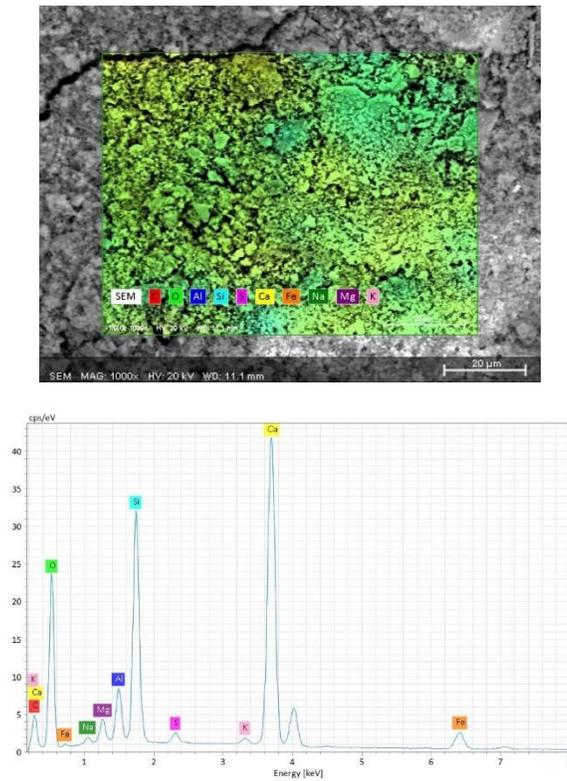
**Figura 3.22 Presenta las muestras analizadas en el microscopio electrónico de barrido con la técnica de espectroscopia de rayos X de energía dispersiva (EDS)**

Muestra no expuesta a temperatura denominada 0 °C



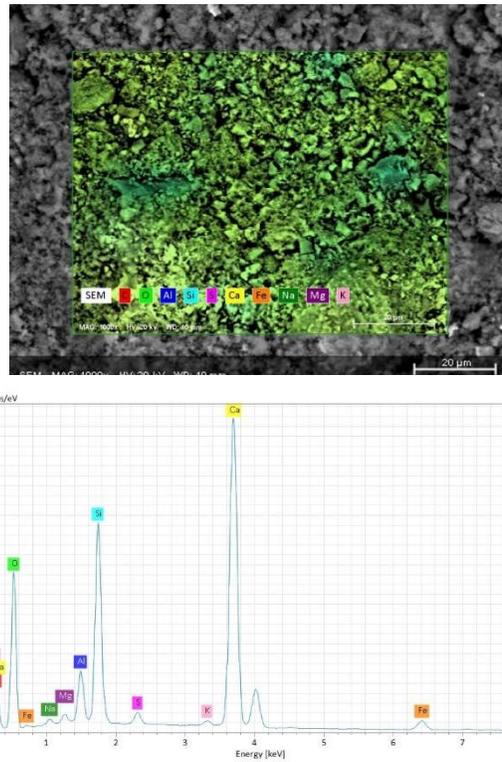
**Figura 3.23 Muestra resultados de análisis de la técnica de EDS de muestra no sometida a temperatura**

Muestra expuesta a 300 °C



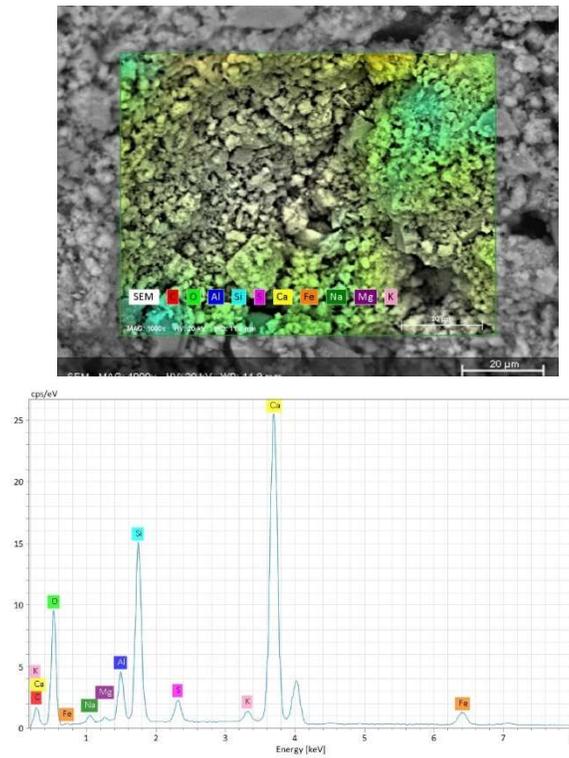
**Figura 3.24 Resultados de análisis de la técnica de EDS de muestra sometida a temperatura de 300°C**

Muestra expuesta a 500 °C



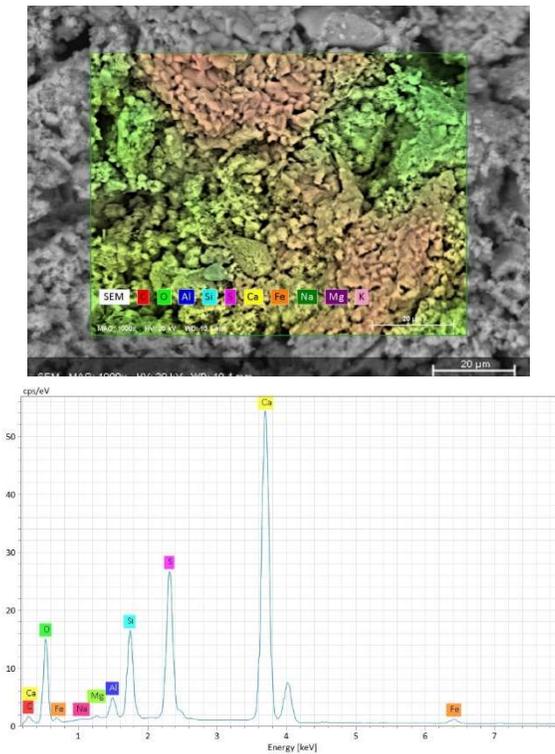
**Figura 3.25 Muestra resultados de análisis de la técnica de EDS de muestra sometida a temperatura de 500°C**

Muestra expuesta a 750 °C.



**Figura 3.26** Muestra resultados de análisis de la técnica de EDS de muestra sometida a temperatura 750°C

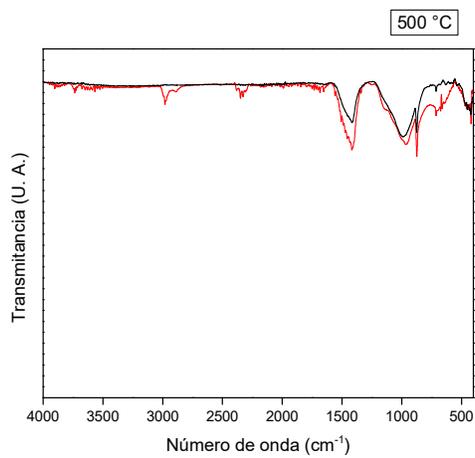
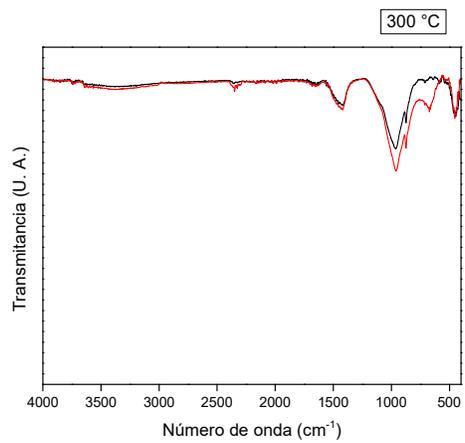
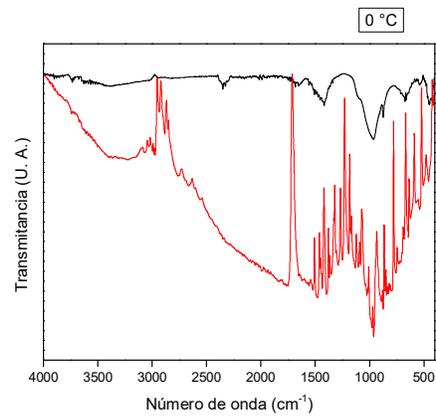
Muestra expuesta a 1000 °C.

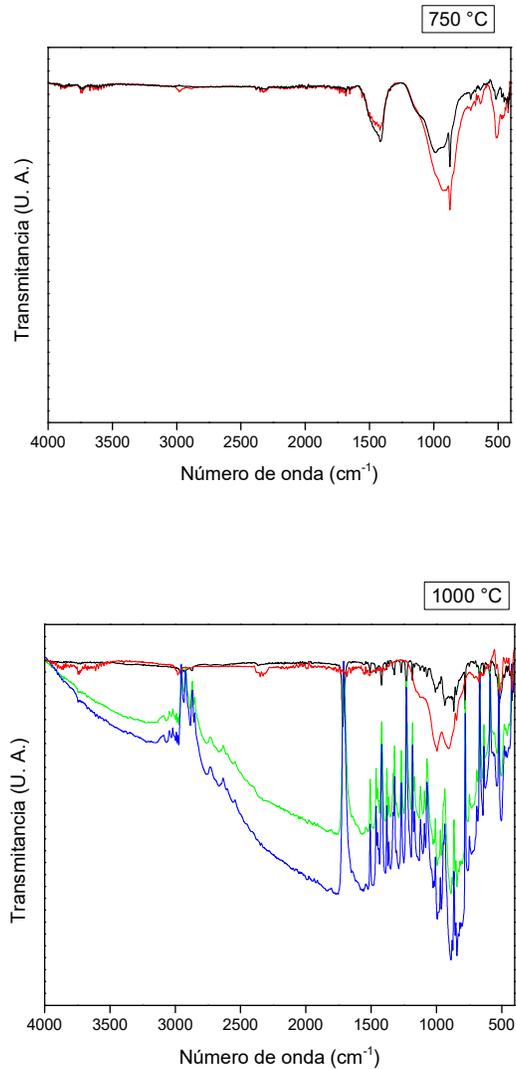


**Figura 3.27** Muestra resultados de análisis de la técnica de EDS de muestra sometida a temperatura 1000°C

### 3.5 Resultados de FT-IR

Los resultados de FTIR al ítem de 0°C presentan los picos característicos de moléculas de agua ( $\text{H}_2\text{O}$   $\nu_1 = 3652 \text{ cm}^{-1}$ ,  $\nu_2 = 1595 \text{ cm}^{-1}$ ,  $\nu_3 = 3756 \text{ cm}^{-1}$ ). Característica de la presencia de humedad en este caso del concreto, se puede observar que conforme se incrementa la temperatura los picos del agua comienzan a disminuir hasta la temperatura de 750°C, lo cual coincide con la evaporación del agua, cabe mencionar que el contenido de agua está en función del espesor del recubrimiento de concreto, y dependerá de la zona donde se tome el ítem. También se nota la presencia de dos picos característicos alrededor de 1000 y 500  $\text{cm}^{-1}$ , que corresponden a las moléculas del silicio y oxígeno respectivamente, los cuales conforme se incrementa la temperatura desde 300 °C hasta 750°C, después de esta temperatura dichos picos tienden a disminuir su longitud, lo cual se asocia con la descomposición de los microconstituyentes de la pasta de cemento. Ya que a esas temperaturas el concreto tiende a desmoronarse. Las líneas de color rojo, verde y azul en los ítems de 0 y 1000°C es ruido que se obtuvo al momento que se hizo el análisis (Ver. Figura 3.28).





**Figura 3.28 Presenta los resultados del análisis de infrarrojos**

Las fases de clínker y cemento anhidro fueron estudiadas en los años 70' para caracterizar las bandas "FTIR" de alita, belita y aluminato de calcio. Bensted & Varma, y Ghosh & Chatterjee, La tabla 3.3 presenta bandas de los espectros de constituyentes del concreto que concuerdan con los encontrados en la literatura los hallados en este trabajo. Un pico doble en 995-900 y 938-883  $\text{cm}^{-1}$ , asignado a vibraciones de estiramiento asimétricas de Si-O, que corresponde principalmente a las fases  $\text{C}_2\text{S}$  (alita) y  $\text{C}_3\text{S}$  (belita), respectivamente. La detección de la fase de ferrita es difícil debido a la ausencia de picos fijos y de cierta resolución, pero la fase de aluminatos ( $\text{C}_3\text{A}$ ) es más fácil de detectar debido a un conjunto de picos delgados asignados al enlace Al-O, (M., Chen, J. J., & Bouillon, C. 2013)

Tabla 3.3 Bandas FT-IR de las fases del clínker

Fases de clínker	Número de onda (cm <sup>-1</sup> ) con intensidad de la banda (s: fuerte; m: medio; l: bajo)					
	Si-O	Al-O	Si-O	Al-O	Si-O	
C3S - Ca <sub>3</sub> SiO <sub>5</sub>	938s 883s		812 l		522s	430 s
B-C <sub>2</sub> S - Ca <sub>2</sub> SiO <sub>4</sub>	995s, 900s		844 s, 810 l		518s	
C <sub>3</sub> A - Ca <sub>3</sub> Al <sub>2</sub> O <sub>6</sub>		898 s	817 s	786 l, 739 s, 704 s, 588 l, 521 s		456s
C <sub>4</sub> AF - Ca <sub>4</sub> Al <sub>2</sub> Fe <sub>2</sub> O <sub>10</sub>			Bandas con pobre resolución			

El seguimiento de la descomposición y transformación de los constituyentes del concreto de acuerdo con la temperatura de exposición inicia con la formación de yeso (120 a 200 °C), seguido de la transición a anhidrita (375 °C) y la Portlandita se descompone en óxido de calcio y agua (510 – 547 °C). El carbonato de calcio se disocia a óxido de calcio y dióxido de carbono (840 °C). Magnesio y el carbonato de calcio se disocian 600 °C a 800 °C. El cambio estructural del cristal del cuarzo  $\alpha$  al cuarzo  $\beta$  ocurre a 572°C, esta transformación es reversible, rápida e independiente de la presión diferencial en el concreto.

## Conclusiones

---

En situaciones de calentamiento a temperatura por encima de 300 °C se demostró la pérdida de cohesión adoptada entre el concreto y el acero. En este sentido, los efectos de calentamiento en ambos materiales, por la elevación de temperatura por mecanismos de transferencia de calor que se definen por diferentes circunstancias, los ensayos realizados permiten analizar de forma individual el efecto del calor tanto en concreto como en acero, por técnicas químicas, mecánicas y metalúrgicas, respectivamente.

En el caso del acero se demuestra que su microestructura experimenta cambios sensibles. Esto determina cambios de detrimento en sus propiedades de resistencia a la deformación, por lo tanto los resultados de ensayos mecánicos como la determinación de dureza y la relación esfuerzo deformación posterior al ciclo de calentamiento-enfriamiento, presentan la afectación de las propiedades mecánicas debido al reacomodo microestructural. Afectando el esfuerzo de fluencia y modulo elástico, parámetros representativos del comportamiento del acero estructural de los elementos de concreto. Sus variaciones respecto a este estudio permiten validar lo reportado en pruebas estandarizadas en probetas de acero.

En perspectiva, los datos obtenidos podrían emplearse para caracterizar la curva tensión-deformación de vigas de concreto reforzado a temperatura ambiente de acuerdo con el estándar ASTM E119, entonces, los parámetros obtenidos de pruebas a elevadas temperaturas servirán para caracterizar sistemas donde los resultados de la composición concreto-acero de refuerzo señalarían la variación del desempeño termomecánico inducido por el fuego en elementos estructurales arquitectónicos.

En cuanto a la resistencia mecánica del concreto se aprecia que esta disminuye conforme se incrementa la temperatura las pérdidas de resistencia a la compresión ( $f'c$ ) son del 20% a temperatura de 500° C, hasta el 80% a temperatura de 750°C, esto está relacionado con los cambios químicos que ocurren en la pasta de cemento ya que ocurre la deshidratación del cemento y la transformación de los constituyentes del cemento como lo demuestran los resultados de EDS-MEB, DRX y FTIR.

Los ensayos de caracterización composicional hecha con EDS-MEB, DRX y FTIR, muestran correlación entre ellos ya que señalan la ruta de cambios

químicos que sufre el concreto expuesto a alta temperatura, estos complementan la cuantificación del deterioro de elementos de concreto afectados por incendio o fuego. Ya que se determina la profundidad de afectación del concreto con pocas cantidades de muestras, proporcionando el historial de cambios que presenta el concreto en función de la temperatura.

Se concluye que la información generada por las técnicas EDS-MEB, DRX y FTIR se logrará establecer relaciones de resistencia de los elementos de concreto dañado por incendio, así como establecer el margen de espesor en el concreto dañado por incendio o márgenes de espesor de concreto que garanticen la protección del acero en caso de incendio .

## Bibliografía

---

- Abrams, D. P. & McNary, W. S, (1985). *Mechanics of masonry in compression. Journal of Structural Engineering*, 111(4), 857-870.
- Abrams, M. S. (1977) «*Performance of Concrete Structures Exposed to Fire*» Technical Conference, Atlanta, Georgia, Materials and Processes In-Service Performance. 9, 1-2.
- American Concrete Institute [ACI]. (2014). *Code requirements for determining fire resistance of concrete and masonry construction assemblies. ACI Committee 216. Farmington Hills, MI: ACI.*
- American Concrete Institute [ACI]/TMS 216.1-14 *Code requirements for determining fire resistance of concrete and masonry construction assemblies.*
- American Society for Testing and Materials [ASTM]. (2016). *ASTM. 2016a. Standard specification for deformed and plain carbon Steel bars for concrete reinforcement. ASTM Committee A615. West Conshohocken, PA: ASTM. [www.astm.org](http://www.astm.org)*
- American Society for Testing and Materials [ASTM]. (2020). *ASTM [C1365-18](http://www.astm.org) Standard Test Method for Determination of the Proportion of Phases in Portland Cement and Portland-Cement Clinker Using X-Ray Powder Diffraction Analysis. ASTM International, West Conshohocken, PA, [www.astm.org](http://www.astm.org)*
- American Society for Testing and Materials [ASTM]. (2020). *ASTM [C1723-16](http://www.astm.org) Standard Guide for Examination of Hardened Concrete Using Scanning Electron Microscopy. ASTM International, West Conshohocken, PA, [www.astm.org](http://www.astm.org)*
- American Society for Testing and Materials [ASTM]. (2020). *ASTM E 168 -16 standard Practices for general techniques of infrared quantitative analysis]. ASTM International, West Conshohocken, PA, [www.astm.org](http://www.astm.org)*
- American Society for Testing and Materials [ASTM]. (2020). *ASTM E 3 ASTM E3-11(2017) Standard Guide for Preparation of Metallographic*

- Specimens. ASTM International, West Conshohocken, PA, [www.astm.org](http://www.astm.org)
- American Society for Testing and Materials [ASTM]. (2020). *ASTM-2018 Standard Test Methods for Elevated Temperature Tension Tests of Metallic Materials*. ASTM International, West Conshohocken, PA, [www.astm.org](http://www.astm.org)
- American Society for Testing and Materials [ASTM]. (2022). *ASTM E8/E8M-22 Standard Test Methods for Tension Testing of Metallic Materials*. ASTM International, West Conshohocken, PA, [www.astm.org](http://www.astm.org)
- American Society for Testing and Materials [ASTM]. (2022). *ASTM Standard E119-2022 Standard Test Methods for Fire Tests of Building Construction and Materials*. ASTM International, West Conshohocken, PA, [www.astm.org](http://www.astm.org)
- Bensted, J. & Varma, S.P. (1974). *Some applications in Infrared and Raman spectral studies in cement industry (Part 2: Portland cement and its constituents)*. Cement Technology. 378-382.
- Bonnell, D. G. R. and Harper, F. C. (1950). *The thermal expansion of concrete. Engineering research. (summary of a report to be published by the building research station)*. Journal of the Institution of Civil Engineers, 33(4), 320-330.
- Britez, C., Carvalho, M., Helene, P. (2020), "Acciones y efectos nocivos del fuego sobre estructuras de concreto. Una Breve reseña", Revista ALCONPAT, 10(1), 1-21, DOI:<http://dxdoi.org/10.21041/ra.v10i1.421>
- Chen, J., Young, B. and Uy, B. (2006). "Behavior of high strength structural steel at elevated temperatures." J. Struct. Eng. 132 (12): 1948-1954. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2006\)132:12\(1948\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2006)132:12(1948))
- Choi, I.R., Chung, K. S. and Kim, D.H. (2014). "Thermal and mechanical properties of high-strength structural steel HSA800 at elevated temperatures." Mater. Des. 63 (Nov), 544-551. <https://doi.org/10.1016/j.matdes.2014.06.035>
- Corporación Británica de Radiodifusión. (British Broadcasting Corporation) servicio público de radio, televisión e internet de Reino Unido[Consulta en línea].<https://www.bbc.com/mundo/noticias-40644246>
- Eduardo Javier Granda Especialista certificado CEPI, NFPA Bomberos Voluntarios de Pilar (B) Catedra posgrado Seguridad Contra

Incendios FADU, UBA. [Consulta en línea].  
<https://estrucplan.com.ar/evaluacion-de-estructuras-despues-de-un-incendio/>

Elghazouli, A. Y., Cashell, K. A. and Izzuddin, B. A. (2009). "Experimental evaluation of the mechanical properties of steel reinforcement at elevated temperature." *Fire Saf. J.* 44(6), 909–919.  
<https://doi.org/10.1016/j.firesaf.2009.05.004>

European Commission for Standardization [CEN]. (2008). *Eurocode 2: Design of concrete structures. 1-2: General rules: Structural fire design. EN 1992-1-2. Brussels, Belgium.*

European Commission for Standardization [CEN]. (2010). *Eurocode 2: Design of concrete structures. 1-1: General rules and rules for buildings. EN 1992-1-1. Brussels, Belgium.*

Fletcher, I., Borg, A., Hitchen, N. and Welch, S. (2006) «Performance of concrete in fire: A review of the state of the art, with a case study of the Windsor Tower fire» 4th International Workshop in Structures in Fire. 779–790.

Gao, W.Y., Dai, J. G. and Teng. J. G. (2017). «Fire resistance of RC beams under design fire exposure» *Mag. Concr. Res.* 69, 402–415.

Ghosh, S.N. and Chatterje, A.K., (1974). *Absorption and reflection infrared spectra of major cement minerals, clinker, and cements.* *Journal of Materials Science*, 9, 1577-1584.

Ghosh, S.N. and Chatterje, A.K., (1975). *Attenuated total reflectance spectra of Portland cement.* *Journal of Materials Science*, 10, 1454-1456.

Ghosh, S.N. & Handoo, S.K. (1980). *Infrared and Raman spectral studies in cement and concrete (review).* *Cement and Concrete Research*, 10, 771-782.

Hager, I. (2013). Colour Change in Heated Concrete. *Fire Technol*, 50(4). 945–958.

Heidarpour, A., Tofts, N. S., Korayem, A. H., Zhao, X. L. & Hutchinson, C. R. (2014). "Mechanical properties of very high strength Steel at elevated temperatures." *Fire Saf. J.* 64, 27–35.  
<https://doi.org/10.1016/j.firesaf.2014.01.006>

- Hélder, B., Doctor, A., Manuel, R. & Marques, C. (2009). *Analysis of reinforced concrete frames exposed to fire based on Advanced Calculation Methods*. University of Porto.
- Hertz, K. D. (2004). Reinforcement data for fire safety design. *Magazine of Concrete Research*, 56(8), 453–459.  
<https://doi.org/10.1680/macr.2004.56.8.453>
- Holmes, M., Anchor, R., Cook, G. and R. Crook. (1982). The effects of elevated temperatures on the strength properties of reinforcing Steel and prestressing steel. *The Institution of Structural Engineers*, 60B (1), 7–13.
- Horgnies, M., Chen, J. J. and Bouillon, C. (2013). Overview about the use of Fourier transform infrared spectroscopy to study cementitious materials. *WIT Trans. Eng. Sci*, 77, 251-262.  
<https://doi.org/10.1155/2008/814137>
- Huang, Z. (2010). Modelling the bond between concrete and reinforcing steel in a fire. *Eng. Struct.* 32(11), 3660–3363.
- Huang, Z., Burgess, I. W. y Plank, R. J. (2006). «*Behaviour of Reinforced Concrete Structures in Fire*» 4th International Workshop in Structures in Fire. 561.
- Jacobs, J. P. (2007). *Comprehensive fire protection and safety with concrete*. Brussels: European Concrete Platform. 30p.  
[http://www.britishprecast.org/publications/documents/06-Fire\\_brochure-3004071.pdf](http://www.britishprecast.org/publications/documents/06-Fire_brochure-3004071.pdf)
- Pardos, J. (s.f.). Urb Dominio de Fontenebro, Collado Villalba, Madrid – España; [Consulta en línea]. <https://www.safetyps.com/acerca-de-mi-safetyps/>
- Kadhun, M. M., Fawzi, N.M. and Hashim, K.S. (2003). *Experimental Studies on The Fire Endurance of Reinforced Concrete Beams*. University of Babylon Repository.
- Kalpakjian, S. & Schmid. S. (2014). *Manufacturing Engineering & Technology. 7th Edition*, Pearson Publishing Company. Upper Saddle River, New Jersey.
- Kamath, P., U. Sharma, P. Bhargava, N. Bhandari, and A. Usmani. (2014). Mechanical properties of undamaged and damaged steel rebars at elevated temperatures. *J. Struct. Fire Eng.*, 5(3), 251–260.  
<https://doi.org/10.1260/2040-2317.5.3.251>

- Khoury, G. A. (2000). *Effect of fire on concrete and concrete structures. Prog. Struct. Eng. Mater*, 2(4), 431–432.
- Kodur, V. K. R. and Agrawal, A. (2017). Effect of temperature induced bond degradation on fire response of reinforced concrete beams. *Eng. Struct.*, 142, 98–102.
- Lange, J., and Wohlfeil, N. (2010). Examination of the mechanical properties of steel S460 for fire. *J. Struct. Fire Eng.*, 1(3), 189–204. <https://doi.org/10.1260/2040-2317.1.3.189>
- Monsalve, M. (2011). *Estudio Patológico*, Bodegas Industrial Romil S.A.S Valle de Cauca.
- Mashimo, H. & Mizutani, T. (2003). *Current state of road tunnel safety in Japan*. Japan Public Works. Research Institute and Advanced Construction Technology Center.
- McIntosh, J.D. (1971). Reducing Fire Losses by Constructing in Concrete. *Concrete (England)*, 5 (4). 105-108.
- Mwamlamba, L., Mang'uriu, G. and Mulu, P. (2014). Effect of Fire on Flexural Strength of Reinforced Concrete Beam subjected to fire. *Civ. Environ. Res.* 6(3). 36, 37,44.
- National Fire Protection Association (NFPA). (2018). *NFPA reports - Fires in the U.S.* United States.
- Neville, A.M. (1981) *Properties of Concrete*. Longman Scientific & Technical, Pitman Publishing, London.
- Norma Brasileña [NBR] NBR 13860 – (1997). *Glossario de Termos Relacionados Com A Seguranca Contra Incendio*.
- Normas Mexicanas [NMX]. *NMX-C-083-ONNCCE Industria de la Construcción, Concreto Determinación de la resistencia a la compresión de cilindros de concreto*.
- Normas Mexicanas. [NMX]. *NMX-C-109-ONNCCE Industria de la Construcción Concreto Cabeceo de especímenes cilíndricos*.
- Normas Mexicanas. [NMX]. *NMX-C-128-ONNCCE-2013 Concreto Sometido a Compresión – Determinación del Módulo de Elasticidad Estático y Relación de Poisson*.

- 
- Periódico el País, Madrid, España, editor grupo PRISA. [Consulta en línea]. [https://elpais.com/diario/2001/10/26/internacional/1004047201\\_850215.html](https://elpais.com/diario/2001/10/26/internacional/1004047201_850215.html)
- Periódico el País (2001). *Los desaparecidos tras el incendio del túnel suizo superan el centenar*. Madrid, España: Grupo PRISA. [Consulta en línea]. [https://elpais.com/diario/1999/05/30/internacional/928015222\\_850215.html](https://elpais.com/diario/1999/05/30/internacional/928015222_850215.html)
- Qiang, X., Bijlaard, F. and Kolstein, H. (2012). Dependence of mechanical properties of high strength steel S690 on elevated temperatures. *Constr. Build. Mater.*, 73–79. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2011.12.018>
- Qiang, X., Bijlaard, F. S. and Kolstein, H. (2013). Elevated-temperature mechanical properties of high strength structural steel S460N: Experimental study and recommendations for fire-resistance design. *Fire Saf. J.*, 55 (Jan), 15–21. <https://doi.org/10.1016/j.firesaf.2012.10.008>
- Qiang, X., Jiang, X., Bijlaard, F. S. and Kolstein, H. (2016). Mechanical properties and design recommendations of very high strength Steel S960 in fire. *Eng. Struct.*, 112, 60–70. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.01.008>
- Quiel, S. E., Irwin, C. H., Naito, C. J. and Vermaak, N. (2020). Mechanical Characterization of Normal and High-Strength Steel Bars in Reinforced Concrete Members under Fire. *Journal of Structural Engineering*, 146(7).
- Rafi, M. M., Dahar, A. B. and Aziz, T. (2018). High temperature mechanical properties of steel bars available in Pakistan. *J. Struct. Fire Eng.* 9(3), 203–221. <https://doi.org/10.1108/JSFE-06-2017-0035>
- Sangluaia, C., Haridharan, M. K., Natarajan, C. and Rajaraman, A. (2013). *Behaviour of Reinforced Concrete Slab Subjected to Fire*. *Int. J. Comput. Eng. Res.* 3(1), 195–206.
- Seito, A. I. (2008), *A segurança contra incêndio no Brasil*. São Paulo: Projeto editora.
- Smith, P. (1963). Investigation and Repair of Damage to Concrete Caused by Formwork and Falsework Fire. *ACI Journal, Proceedings*, 60(11), 1535-1566.
-

Sokol, Z., Wald, F., Pultar, M. and Beneš, M. (2003) Numerical simulation of Cardington fire test on structural integrity. *Math. Comput. Model. Sci. Eng.* 27–30.

Topçu, İ. B. and C. Karakurt. (2008). Properties of reinforced concrete steel rebars exposed to high temperatures. *Res. Lett. Mater. Sci.*, 2008, 1–4. <https://doi.org/10.1155/2008/814137>

Vigneshwaran & Vimalrajan. (2015). Behaviour of concrete structure when exposed to fire. *Journal, Int. Technol. Emerg. Sci. Comput.*, 13(2), 70–72.

Wang, W., Liu, B. & Kodur, V. (2013). *Effect of temperature on strength and elastic modulus of high-strength steel. Mater. Civ. Eng.*, 25(2), 174–182. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.000060](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.000060)





**COMUNICACIONES**

SECRETARÍA DE INFRAESTRUCTURA, COMUNICACIONES Y TRANSPORTES



Km 12+000 Carretera Estatal 431 "El Colorado-Galindo"  
San Fandila, Pedro Escobedo  
C.P. 76703  
Querétaro, México  
Tel: +52 442 216 97 77 ext. 2610

[publicaciones@imt.mx](mailto:publicaciones@imt.mx)

<http://www.imt.mx/>