

# Revista **ALCONPAT**

Revista Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y  
Recuperación de la Construcción

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v10i1>  
[editorial.revista.alconpat@gmail.com](mailto:editorial.revista.alconpat@gmail.com)



eISSN: 2007-6835

Volumen 10

Enero – Abril 2020

Número 1



Revista Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y  
Recuperación de la Construcción

<http://www.revistaalconpat.org>



## **ALCONPAT Internacional**

### **Miembros Fundadores:**

Liana Arrieta de Bustillos – **Venezuela**  
Antonio Carmona Filho - **Brasil**  
Dante Domene – **Argentina**  
Manuel Fernández Cánovas – **España**  
José Calavera Ruiz – **España**  
Paulo Helene, **Brasil**

### **Junta Directiva Internacional:**

#### **Presidente de Honor**

Angélica Ayala Piola, **Paraguay**

#### **Presidente**

Carmen Andrade Perdriz, **España**

#### **Director General**

Pedro Castro Borges, **México**

#### **Secretario Ejecutivo**

José Iván Escalante García, **México**

#### **Vicepresidente Técnico**

Enio Pazini Figueiredo, **Brasil**

#### **Vicepresidente Administrativo** Luis

Álvarez Valencia, **Guatemala**

#### **Gestor**

Paulo Helene, **Brasil**

## **Revista ALCONPAT**

### **Editor en Jefe:**

Dr. Pedro Castro Borges  
Centro de Investigación y de Estudios Avanzados del  
Instituto Politécnico Nacional, Unidad Mérida  
(CINVESTAV IPN – Mérida)  
Mérida, Yucatán, **México**

### **Co-Editor en Jefe:**

Dr. Francisco Alberto Alonso Farrera  
Universidad Autónoma de Chiapas  
Tuxtla Gutiérrez, Chiapas, **México**

### **Editor Ejecutivo:**

Dr. José Manuel Mendoza Rangel  
Universidad Autónoma de Nuevo León,  
Facultad de Ingeniería Civil  
Monterrey, Nuevo Leon, **México**

### **Editores Asociados:**

Dr. Manuel Fernández Cánovas  
Universidad Politécnica de Madrid.  
Madrid, **España**

Ing. Raúl Husni

Facultad de Ingeniería - Universidad de Buenos Aires.  
Buenos Aires, **Argentina**

Dr. Paulo Roberto do Lago Helene

Universidade de São Paulo.

São Paulo, **Brasil**

Dr. José Iván Escalante García

Centro de Investigación y de Estudios Avanzados del  
Instituto Politécnico Nacional (Unidad Saltillo)  
Saltillo, Coahuila, **México**.

Dr. Mauricio López.

Departamento de Ingeniería y Gestión de la Construcción,  
Escuela de Ingeniería, Pontificia Universidad Católica de  
Chile.

Santiago de Chile, **Chile**

Dra. Oladis Troconis de Rincón

Centro de Estudios de Corrosión

Universidad de Zulia

Maracaibo, **Venezuela**

Dr. Fernando Branco

Universidad Técnica de Lisboa

Lisboa, **Portugal**

Dr. Pedro Garcés Terradillos

Universidad de Alicante

San Vicente, **España**

Dr. Andrés Antonio Torres Acosta

Instituto Tecnológico y de Estudios Superiores de

Monterrey, Querétaro

Querétaro, **México**

Dr. Luiz Fernández Luco

Universidad de Buenos Aires –

Facultad de Ingeniería – INTECIN

Buenos Aires, **Argentina**

## REVISTA LATINOAMERICANA DE CONTROL DE CALIDAD, PATOLOGÍA Y RECUPERACIÓN DE LA CONSTRUCCIÓN

<http://www.revistaalconpat.org>

Es motivo de satisfacción y alegría para el equipo de la Revista ALCONPAT ver publicado el primer número de nuestro décimo año.

El objetivo de la Revista ALCONPAT (RA) es la publicación de casos de estudio y producción citable (investigaciones básicas o aplicadas, revisiones) o documental, relacionados con los temas de nuestra asociación, o sea control de calidad, patología y recuperación de las construcciones.

En 2019 se efectuó una sesión especial sobre la acción del fuego en materiales, elementos y estructuras de concreto durante el CONPAT 2019, para honrar a Paulo Helene por motivo de su 70 aniversario y fructífera trayectoria profesional. Como consecuencia, y como parte de la celebración, el V10 N1 de la RA es un número especial sobre temas relacionados con la acción del fuego en honor a él.

El primer trabajo de este número es de Carlos Brites y colegas y tiene como objetivo presentar y discutir brevemente algunos temas esenciales sobre la acción del fuego en las estructuras de concreto y los posibles efectos nocivos debidos a las altas temperaturas. Se realizó una breve revisión de la literatura que aborda el comportamiento del concreto (visto como un material y como un elemento estructural) cuando se expone a acciones térmicas excepcionales y severas en un escenario de incendio, lo que contribuye a desmitificar algunas creencias y dudas sobre el fenómeno de ocurrencia de desprendimientos (spalling).

En el segundo trabajo, Fabrício Bolina y colegas discuten la resistencia al fuego de sistemas de sellado vertical compuestos por bloques cerámicos con agujeros verticales en altas temperaturas. La albañilería es ampliamente utilizada en el mercado de la construcción civil por tratarse de un sistema de bajo costo y alta productividad en comparación con los elementos convencionales. Los resultados fueron obtenidos con modelos computacionales de elementos finitos a través del software Ansys Mechanical, y calibrados con un ensayo experimental a escala real, determinándose el tiempo de resistencia al fuego (TRF) para diferentes geometrías de bloques. Los análisis computacionales llevaron a resultados que apuntan a un límite para la eficiencia del aumento de espesor de una pared para alcanzar elevados TRF con relación al aislamiento térmico

En el tercer artículo Dainer Marçal Dias y colegas investigan la influencia de la adición de fibras poliméricas de polipropileno, poliéster, poliamida, aramida y pulpa de aramida en el comportamiento de hormigones sometidos a temperaturas elevadas. Las probetas con adiciones de fibras a una tasa de 2 kg/m<sup>3</sup>

fueron producidas y sometidas a altas temperaturas a través de pruebas en horno y de fuego directo. También se construyeron columnas y se sometieron a un simulador de incendios en vivo, perteneciente al Departamento de Bomberos de Espírito Santo - Brasil. Se analizaron las propiedades microestructurales y mecánicas. Se observó que las fibras pueden influir en las propiedades del concreto y que los ensayos de fuego con carga de incendio estándar pueden ser una alternativa o complemento para el análisis de hormigón sometido a temperaturas elevadas.

En el cuarto artículo, de Carlos Alexandre Santos Sales y colegas, se evaluó la eficiencia de la protección superficial de las estructuras de mampostería selladas con tinta intumescente en relación con la resistencia mecánica y el aislamiento térmico. Se utilizaron sesenta bloques de albañilería con sellado cerámico. La temperatura de la cara directamente expuesta a la llama fue en promedio un 25% menor para el bloque con protección pasiva. La fuerza de compresión de los bloques con protección pasiva fue aproximadamente 70% mayor que la de los bloques sin protección, después de 60 minutos de exposición directa a la llama. Más del 70% de los bloques sin protección pasiva y expuestos a llamas tenían una resistencia a la compresión de 1,35 MPa, mientras que el 100% de los bloques con protección tenían valores de 2,38 MPa, incluso después de 60 minutos de exposición.

El quinto trabajo de este número lo escriben Francine Barcellos y colegas, teniendo como objetivo evaluar el rendimiento de las losas compuestas en situación de incendio, correlacionándolas con el proyecto a temperatura normal, de acuerdo con NBR 14323 (ABNT, 2013), NBR 8800 (ABNT, 2008) y NBR 14762 (ABNT, 2010), a través de la curva de calentamiento de ISO 834 (ISO, 1999) y la distribución de las temperaturas de losas obtenidas utilizando el software Ansys. Los modelos computacionales fueron calibrados de acuerdo con el estándar y extrapolados a otros escenarios de diseño, con diferentes geometrías, espesores y espesores efectivos de la capa de concreto. Como resultado, la plataforma con rebajes tuvo un mejor rendimiento en relación con los trapecios, siendo el espesor de la capa de hormigón la variable preponderante en el comportamiento de estas losas a altas temperaturas, debido a su mayor estabilidad térmica.

En el sexto trabajo, Carlos Brites y colegas comparan diferentes sistemas de revestimiento resistentes al fuego aplicados a elementos de concreto armado de un año de edad y 1,5 cm de recubrimiento de concreto, y evalúan el desempeño de estos sistemas mediante inspección visual y verificación de la evolución de las temperaturas internas después de simulaciones de incendio bajo la curva ISO 834, utilizando termopares por 120 minutos. Los resultados mostraron correlaciones muy cercanas con la literatura para recubrimientos de mortero a base de cemento, así como particularidades sobre revestimientos de yeso y la posibilidad de utilizar pinturas intumescentes como protección pasiva en elementos de concreto armado.

En el séptimo trabajo, Julia Menegon y colegas evalúan el comportamiento de paredes de bloques estructurales cerámicos a altas temperaturas. Se utilizaron bloques de 14 y 19 cm de ancho, con resistencias a compresión de 7 y 10 MPa. Se evaluaron los espesores de las juntas, el mortero para asentamiento y la influencia de revestimiento en la cara expuesta. Se midieron las temperaturas del horno, en el interior y en la superficie de las paredes, la dilatación de los bloques y el aplastamiento de las juntas. Se pudo inferir que las muestras presentaron buen desempeño, manteniendo su estanqueidad, aislamiento y resistencia mecánica. La restricción lateral no ocasionó despliegue de los bloques, sin embargo, se pudo observar transferencia de tensión para los mismos para morteros poco flexibles. Las albañilerías de 19 cm de ancho y aquellas revestidas presentaron mejor desempeño térmico.

El octavo artículo, de Paulo Helene y colegas, realizan un diagnóstico que explica el mecanismo de colapso, en apenas 80 minutos, del edificio Wilton Paes de Almeida, lo cual fue sorprendente para la ingeniería del concreto estructural. Incendios anteriores, como el del Edificio Andraus, el Joelma y la Gran Avenida, resistieron más de 4 h de fuego sin derrumbarse y se encuentran actualmente en uso. Para entender ese colapso inusitado, se realizó una investigación experimental de las características y propiedades del concreto y de la armadura empleados en esa estructura, con base en un "proyecto estructural hipotético" que consideró las características reales de los materiales empleados. A partir del diagnóstico se establecieron recomendaciones para que casos como éste no se repitan.

El artículo que cierra la edición es de Antonio Fernando Berto, quien aborda los aspectos normativos relacionados con la seguridad contra incendios y presenta estudios de casos de edificios en São Paulo que sufrieron la acción del fuego y sus consecuencias. Berto discute la seguridad contra incendios que debe considerarse desde la concepción del edificio, pasando por el diseño y la construcción, hasta la fase de operación y mantenimiento. En la fase de diseño, el tema debe considerarse especialmente, ya que establece la estructura básica de la seguridad contra incendios del edificio. Ésta debe basarse en un conocimiento profundo de las relaciones que hay con las disposiciones que le dan al edificio niveles adecuados de seguridad contra incendios.

Tenemos la seguridad de que los artículos de este número constituirán una referencia importante para aquellos lectores involucrados con cuestiones de evaluaciones y caracterizaciones de materiales, elementos y estructuras. Agradecemos a los autores participantes en este número por su voluntad y esfuerzo para presentar artículos de calidad y cumplir con los tiempos establecidos.

Por el Consejo Editorial



Pedro Castro Borges



## CONTENIDO

Página

### REVISIÓN

- C. Brites, M. Carvalho, P. Helene:** Acciones y efectos nocivos del fuego sobre estructuras de concreto. Una breve reseña. 1 - 21

### INVESTIGACIÓN APLICADA

- F. Bolina, B. Tutikian, J. Gonçalves, T. Souza, G. Manica:** Análisis numérico-experimental de paredes de mampostería con bloques de cerámica de diferentes espesores en altas temperaturas. 22 – 35

- D. M. Dias, J. L. Calmon, G. L. Vieira:** Hormigón reforzado con fibras poliméricas expuesto al fuego. 36 - 52

- C. A. S. Sales, C. F. G. Nascimento, T. M. Silva, L. M. Barreto, A. C. Lordsleem Jr, W. A. Soares, P. Castro-Borges, E. C. B. Monteiro:** Resistencia al fuego de bloques de albañilería cerámica de sellado utilizando protección de tinta intumescente. 53 - 68

- F. Barcellos, F. Bolina, B. Tutikian:** Análisis numérico de la sección de losas de hormigón compuesto y acero bajo incendio. 69 - 78

### INVESTIGACIÓN BÁSICA

- C. Brites, V. P. Silva, M. Carvalho, P. Helene:** Desempeño de recubrimientos protectores contra incendios en elementos de hormigón armado sometidos a altas temperaturas. 79 - 96

- J. Menegon, Â. G. Graeff, L. C. P. Silva Filho:** Paredes de albañilería estructural expuestas a altas temperaturas con medidas de control de dilatación. 97 - 113

### INVESTIGACIÓN DOCUMENTAL

- P. Helene, J. Pacheco, D. Couto:** El incendio y colapso del edificio Wilton Paes de Almeida en São Paulo, Brasil: lecciones aprendidas. 114 - 131

- A. F. Berto:** Incendios en estructuras de concreto – Casos de estudio significativos ocurridos en São Paulo. 132 - 146

## Acciones y efectos nocivos del fuego sobre estructuras de concreto. Una breve reseña

C. Britez<sup>1\*</sup>, M. Carvalho<sup>2</sup>, P. Helene<sup>3</sup> 

\*Autor de Contacto: [britez.consultoria@gmail.com](mailto:britez.consultoria@gmail.com)

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v10i1.421>

Recepción: 07/06/2019 | Aceptación: 11/11/2019 | Publicación: 30/12/2019

### RESUMEN

Este artículo tiene como objetivo presentar y discutir brevemente algunos temas esenciales sobre la acción del fuego en las estructuras de concreto y los posibles efectos nocivos de las altas temperaturas en el material concreto. Se realizó una revisión de la literatura, que aborda el comportamiento del concreto (visto como un material y como un elemento estructural) cuando se expone a acciones térmicas excepcionales y severas de un escenario de incendio, lo que contribuye a desmitificar algunas creencias y dudas sobre el fenómeno de ocurrencia de *spalling* y el comportamiento de la estructura de concreto armado en situación de incendio.

**Palabras clave:** fuego; estructuras de concreto; *spalling*.

**Citar como:** Britez, C., Carvalho, M., Helene, P. (2020), "*Acciones y efectos nocivos del fuego sobre estructuras de concreto. Una breve reseña*", Revista ALCONPAT, 10 (1), pp. 1 – 21, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v10i1.421>

<sup>1</sup> Pesquisador de Pós-Doutorado na Escola Politécnica da USP, Britez Consultoria, São Paulo, Brasil.

<sup>2</sup> Universidade Presbiteriana Mackenzie, São Paulo, Brasil.

<sup>3</sup> Professor Titular da Escola Politécnica da USP, PhD Engenharia, São Paulo, Brasil.

### Información Legal

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

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

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

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

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

## Fire impacts on concrete structures. A brief review

### ABSTRACT

This paper aims to present briefly discuss some essential topics about the impact of fire on concrete structures and the possible deleterious effects of high temperatures on the concrete material itself. A literature review was conducted, addressing the behavior of concrete (seen as a material and as a structural element) when exposed to exceptional and severe actions from a fire scenario, contributing to demystify some beliefs and doubts about the spalling phenomenon and the behavior of reinforced concrete under fire situations.

**Keywords:** fire; concrete structure; *spalling*.

### Ações e efeitos deletérios do fogo em estruturas de concreto. Uma breve revisão

### RESUMO

Este artigo tem o objetivo de apresentar e discutir brevemente alguns tópicos essenciais sobre a ação do fogo nas estruturas de concreto e quais os eventuais efeitos deletérios das elevadas temperaturas no material concreto propriamente dito. Foi realizada uma revisão da literatura, abordando o comportamento do concreto (visto como um material e como um elemento estrutural) quando exposto às ações térmicas excepcionais e severas procedentes de um cenário de incêndio, contribuindo para desmistificar algumas crenças e dúvidas quanto ao fenômeno de ocorrência de *spalling* e ao comportamento de estruturas de concreto armado em situação de incêndio.

**Palavras-chave:** incêndio, estrutura de concreto, *spalling*.

## 1. INTRODUCCIÓN

En el tema de la concepción de estructuras y la acción excepcional del fuego en comparación con otros materiales de construcción (sin protección), el concreto tiene una serie de atributos, como se puede ver en la Figura 1. En este contexto, se enfatiza que hay dos componentes principales responsables del desempeño positivo del concreto en una situación de incendio: el primero relacionado con las propiedades intrínsecas del material y el segundo con su funcionalidad cuando se inserta en la estructura general.

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

Figura 1. Atributos de los materiales de construcción (sin protección) bajo fuego (Jacobs, 2007).

El concreto es incombustible y tiene una tasa baja 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.

En este artículo, hay la oportunidad de presentar y discutir algunos temas esenciales sobre la acción del fuego en las estructuras de concreto y los posibles efectos nocivos de las altas temperaturas en el material de concreto.

## 2. ASPECTOS DEL CONCRETO BAJO FUEGO

### 2.1 El fuego, el concreto y el incendio.

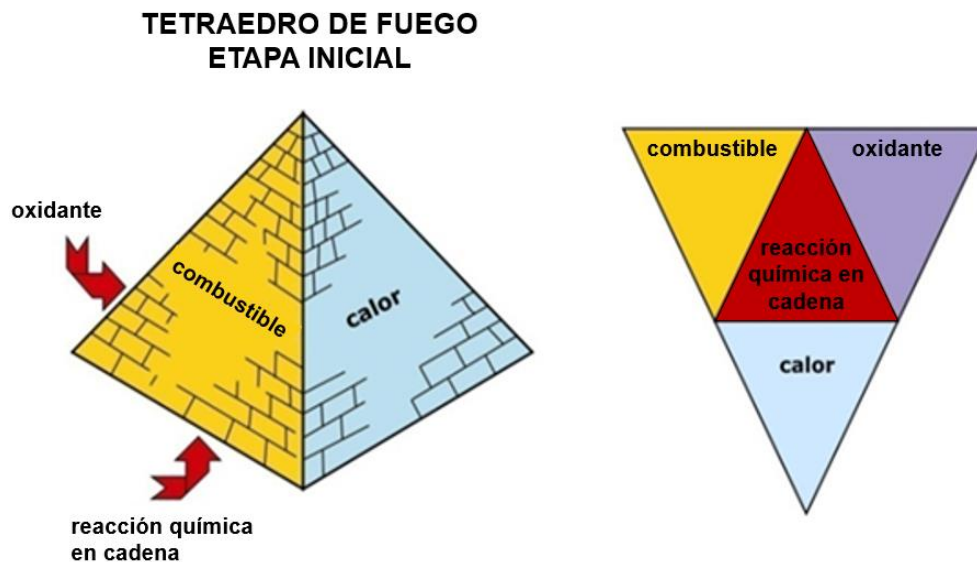
En Brasil, la ABNT NBR 13860: 1997 presenta la siguiente definición: "El fuego es el proceso de combustión caracterizado por la emisión de calor y luz". Sin embargo, de acuerdo con Seito et al. (2008), a pesar de los grandes avances en la ciencia del fuego, todavía no existe un consenso global para definir 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 "halon", la teoría fue reformulada, siendo conocida hoy como Tetraedro del Fuego (Figura 2). A su vez, el Tetraedro del Fuego se compone de los siguientes elementos: calor, oxidante, combustible y la reacción en cadena.

El calor es el elemento utilizado para iniciar un incendio, mantener y aumentar su propagación.

El oxidante (oxígeno) es necesario para la combustión y está presente en el aire que nos rodea. 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).



El concreto (visto exclusivamente como material) es reconocido por su buena resistencia a temperaturas elevadas debido a sus características térmicas, tales como: incombustibilidad y baja conductividad térmica. Además, el concreto no emite gases tóxicos cuando se calienta y los elementos tienen mayor masa y volumen en comparación con otros materiales como, por ejemplo, los elementos de estructuras metálicas y de madera, o sea, potencialmente resisten por más tiempo.



Puede afirmarse, por lo tanto, que el concreto no es un elemento fundamental del Tetraedro del Fuego porque no es un combustible sólido. 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 edificios comerciales y residenciales, esta carga inflamable proviene de materiales sólidos de base celulósica como puertas, muebles, suministros de oficina, alfombras, cortinas, etc.

De forma general, varios estudios apuntan conservadoramente que una porción más expuesta de concreto pierde aproximadamente el 25% de su resistencia mecánica a la compresión original cuando se calienta a temperaturas de alrededor de 300°C y aproximadamente el 75% cuando esta temperatura alcanza un nivel de 600°C en el interior.

Además de la reducción de la resistencia, investigación precursora desarrollada por Abrams (1971) y Neville (1981) indicaron que los concretos considerados normales sufrieron altos gradientes térmicos cuando se expusieron al fuego y había una fuerte tendencia a que las capas de la superficie caliente se separaran de las capas más frías dentro del elemento. Este tipo de desprendimiento superficial se conoce mundialmente como *spalling*.

El fuego generalmente comienza en pequeñas proporciones y su crecimiento depende del primer elemento encendido, de las características de comportamiento al fuego de los materiales en la vecindad de este elemento encendido y su distribución en el medio ambiente (Seito et al., 2008).

Costa y Silva (2003) y Costa (2008) describen que, en general, la curva representativa de la variación de temperatura en un incendio real se caracteriza por dos ramas bien definidas (una ascendente y una descendente) con **tres etapas** delimitadas por dos puntos (Figura 3) ignición, flashover y temperatura máxima. Estas **tres etapas** se explican a continuación.

- **Ignición:** etapa de calentamiento al comienzo del incendio, con aumento gradual de la temperatura, con una influencia mínima en el ambiente alrededor y sin riesgo para la vida humana o el patrimonio por colapso estructural. Esta etapa también se conoce como pre-flashover y termina en el instante conocido como flashover.
- **Flashover:** etapa caracterizada por un cambio repentino y acelerado en el crecimiento de la temperatura. En esta etapa, todo el material combustible en el compartimento (ambiente) entra en combustión. La temperatura de los gases calientes es superior a 300°C hasta subir a temperaturas superiores a 1000 ° C.
- **Enfriamiento:** etapa que representa la reducción gradual de la temperatura de los gases en el ambiente, luego de la extinción completa del material combustible presente en el compartimento. Sin nuevas cargas de fuego para alimentar las llamas, comienza la pérdida de calor, o sea, el enfriamiento gradual de la estructura.

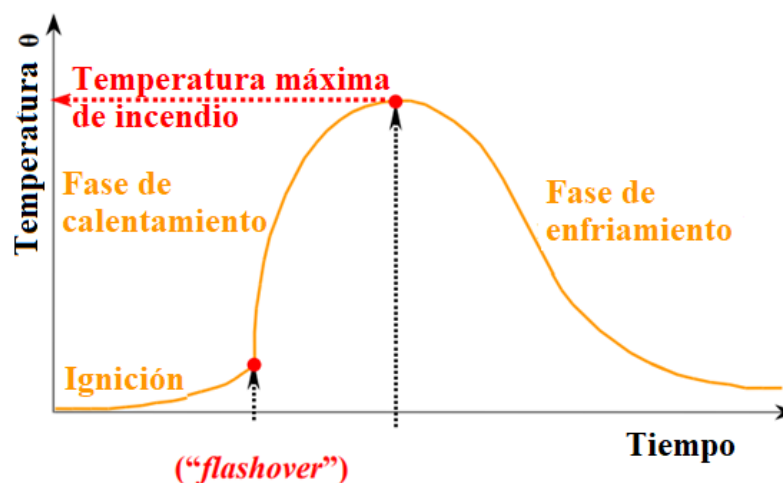


Figura 3. Etapas principales de un incendio real (Costa & Silva, 2003).

En general, la simulación de fuego real o natural en una estructura es bastante compleja y puede ser bastante única, ya que cada fuego tiene sus particularidades, que dependen directamente de la velocidad de calentamiento, la temperatura máxima alcanzada y la duración del evento.

Considerando esta situación, Costa y Silva (2003, 2006) observaron que, para facilitar la determinación de la acción térmica en las estructuras, modelos matemáticos de incendios han sido formulados para describir la variación de temperatura del compartimiento como una función del tiempo de fuego.

La relación temperatura-tiempo, en estos casos específicos, puede representarse mediante "curvas de temperatura-tiempo" o "curvas de fuego", que son estandarizadas y conocidas popularmente como la "curva estándar de fuego".

## 2.2 Curvas estándar de simulación de fuego

Curvas estándar son adoptadas en ensayos experimentales y de laboratorio de resistencia al fuego, con el fin de estandarizar los ensayos y proporcionar suficiente apoyo para analizar y comparar los resultados obtenidos, una vez que la simulación de fuego fue estandarizada (Costa e Silva, 2006). En esta perspectiva, cuando el tiempo de resistencia mínimo de los elementos estructurales se determina mediante la curva de fuego estándar, se denomina Tiempo Requerido de Resistencia al Fuego o simplemente por el acrónimo **TRRF** (en Brasil, especificado según la ABNT NBR 14432: 2001).

**TRRF** es un período mínimo estándar que supone que una estructura dada mantendrá sus funciones de rendimiento durante un escenario de incendio simulado por una curva estándar.

En general, este período se expresa en intervalos de 30 minutos con valores predeterminados, dependiendo de varios factores (*fib*, 2007): tipo de ocupación / uso, altura y número de pisos del edificio, cantidad de personas para evacuación, dimensiones de los compartimentos, rutas de escape / salidas de emergencia y sistemas de protección disponibles (extintores, duchas automáticas, entre otros).

La Figura 4 presenta los perfiles de temperaturas que simulan tres escenarios de incendio estándar que se utilizan comúnmente en estudios experimentales, como sigue: (a) el escenario de incendio dentro de un túnel; (b) incendio con origen en materiales a base de hidrocarburos (combustibles) y (c) incendio en edificaciones con origen en materiales a base de celulosa (madera).

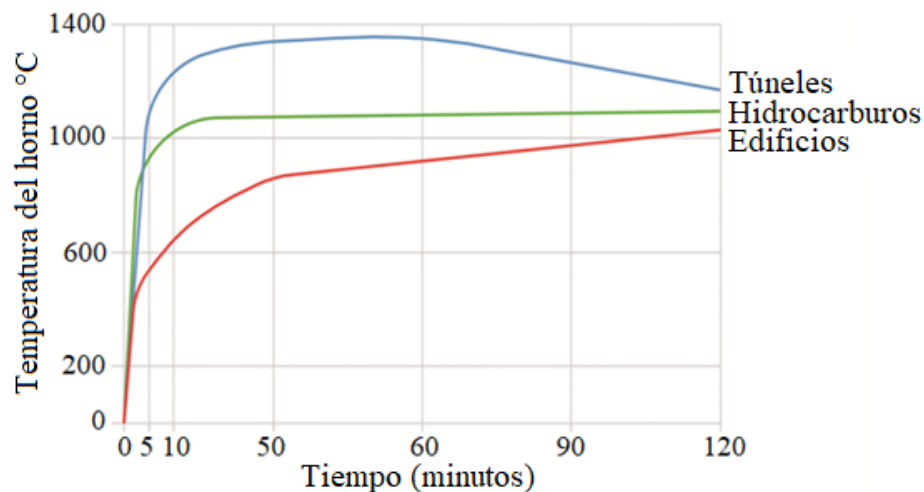


Figura 4. Curvas "idealizadas" para tres escenarios de simulación de incendios: túneles, hidrocarburos y edificios - materiales celulósicos - hasta 120 minutos (The Concrete Center, 2004).

Las tres curvas idealizadas y estandarizadas más utilizadas en el campo técnico y también utilizadas en estudios experimentales que involucran simulaciones de escenarios de incendio causadas por materiales basados en celulosa en elementos de concreto son las curvas: ISO 834, ASTM E119 y JIS A 1304 (Phan, 1996). Estas curvas son muy similares y se pueden ver superpuestas en la Figura 5. Las curvas estándar relacionadas con los túneles y los hidrocarburos no se tratarán en este artículo y se pueden consultar en Leonardo Da Vinci Pilot Project: Handbook 5 (2005).

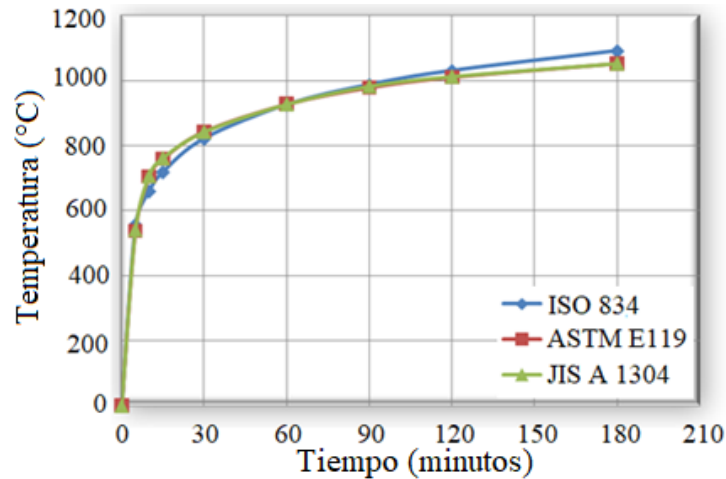


Figura 5. Curvas de incendio estándar (adaptadas de Phan, 1996).

La curva ISO 834 es una de las más utilizadas en estudios experimentales internacionales, siendo también adoptado en Brasil - transcrito en ABNT NBR 5628: 2001. Esta curva especifica que la muestra debe someterse a un aumento de temperatura dentro del horno, dada por la siguiente ecuación logarítmica (Ecuación 1):

$$\theta - \theta_0 = 345 \log_{10} 8(t + 1) \quad (\text{Ecuación 1})$$

En que:

t = tiempo, expresado en minutos (min);

$\theta$  = temperatura interior del horno en el tiempo t, expresado en grados Celsius ( $^{\circ}$  C);

$\theta_0$  = temperatura interior inicial del horno, expresado en grados Celsius ( $^{\circ}$  C);

Otras curvas estándar para materiales inflamables (ASTM E1549, RWS y RABT) se han modelado en función de la severidad del fuego y se han recomendado internacionalmente para situaciones especiales (Costa, 2008). También hay curvas de fuego llamadas "curvas naturales", parametrizadas por la cantidad de material combustible (carga de fuego), el grado de ventilación y por las características térmicas y físicas de los materiales de compartimentación. Estas curvas son modelos simplificados del fuego real y no se tratarán en este texto y se pueden consultar en Leonardo Da Vinci Pilot Project: Handbook 5 (2005).

### 2.3 Distribución de temperatura dentro del concreto.

El calor es la energía que se transfiere de un sistema a otro gracias a una diferencia (gradiente) de temperatura. Básicamente, hay tres mecanismos clásicos de transferencia de calor: conducción, convección y radiación.

En la conducción, la energía térmica se transfiere a través de interacciones entre átomos o moléculas, aunque no hay transporte de estos átomos o moléculas, solo el desplazamiento de energía. En convección, la energía se transporta en forma de calor a través del transporte directo de masa. En la radiación, la energía térmica se transporta a través del espacio en forma de ondas electromagnéticas que se mueven a la velocidad de la luz.

En caso de incendio, hay una combinación de estos tres mecanismos de transferencia de calor, sin embargo, dentro de la masa de concreto hay un predominio del flujo de calor por **conducción**. En este contexto, el cálculo del desarrollo de un campo de temperatura en la sección transversal de un elemento de concreto estructural expuesto al fuego implica resolver la clásica ecuación diferencial de Fourier (Ecuación 2):

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( \lambda_{\theta} \frac{\partial \theta}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( \lambda_{\theta} \frac{\partial \theta}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( \lambda_{\theta} \frac{\partial \theta}{\partial z} \right) + Q = \rho \cdot c_{\theta} \frac{\partial \theta}{\partial t} \quad (\text{Ecuación 2})$$

En que:

$\lambda_{\theta}$ : es la conductividad térmica del material (W/m °C);

$\rho \cdot c$ : é a calor específico volumétrico do material (producto de masa específica y calor específico absoluto) (J / kg °C);

x, y e z: las coordenadas cartesianas del sistema tridimensional;

Q: es la tasa de calor interna generada en el material;

$\partial \theta$  : es el gradiente de temperatura en la dirección del flujo de calor;

t: tiempo (s).

La generación interna de calor Q puede considerarse 0 (cero) para materiales no combustibles (como el concreto). Las condiciones de contorno (en la superficie del elemento) se expresan en términos de ecuaciones de flujo de calor y las propiedades térmicas del material dependen del tipo y la cantidad de insumos empleados en la dosificación del concreto (Leonardo Da Vinci Pilot Project: Handobook 5, 2005)

Para ejemplificar el comportamiento de la evolución del campo de temperatura en función del tiempo en un elemento concreto, se presenta el estudio de simulación por ordenador realizada por Ongah, Mendis y Sanjayan (2002) en muros de concreto de alta resistencia (Figura 6) con solo un lado expuesto al fuego. El gráfico indica el gradiente térmico significativo dentro del material (concreto) de acuerdo con un modelo de flujo de calor que simula numéricamente el escenario del incendio.

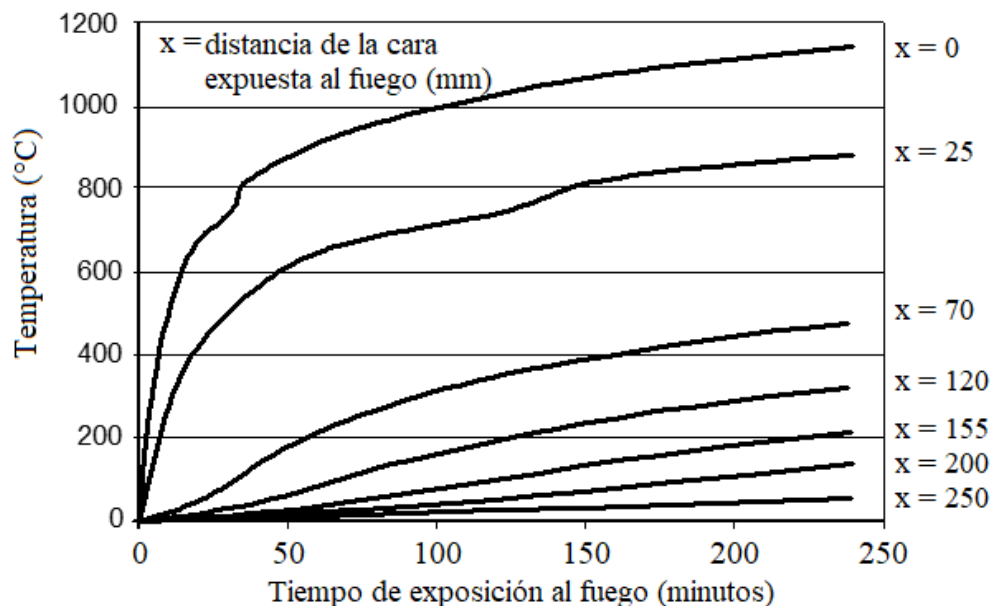


Figura 6. Evolución del campo de temperatura en un muro de concreto de alta resistencia en función del tiempo de exposición al fuego. (Ongah, Mendis & Sanjayan, 2002).

Otra forma de visualizar la evolución de la temperatura en el interior de un elemento de concreto, prescrita por los principales códigos internacionales, se puede ver en la Figura 7. En este caso, se presentan las curvas instantáneas de tiempos estandarizados en función de la temperatura y la profundidad de la superficie expuesta al fuego, modelo de presentación muy común adoptado por investigadores y en los códigos de varios países.

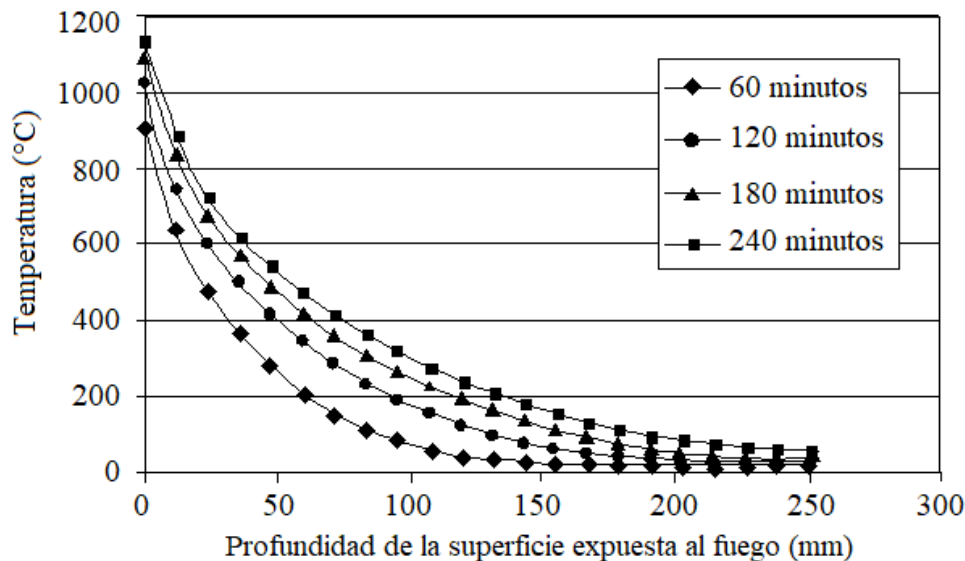


Figura 7. Distribución de temperatura en función de la distancia de superficie expuesta al fuego y el tiempo de exposición al fuego, calculado por modelo numérico (Ongah, Mendis & Sanjayan, 2002).

#### 2.4 Alteraciones en la microestructura del concreto bajo altas temperaturas

Considerase muy complejo el análisis preciso del comportamiento de los cambios en la microestructura de un concreto, ya que cada concreto tiene su singularidad debido a las varias alternativas de insumos y adiciones disponibles, así como al uso de diferentes metodologías de dosificación. También cabe destacar que, a altas temperaturas, la anisotropía y heterogeneidad del material concreto suele ser más evidente.

Obviamente, algunas reacciones son más evidentes en vista de los conocimientos previos de los aspectos litológicos de los agregados, adiciones y del tipo de cemento utilizado en la dosificación del concreto. En cuanto a la naturaleza litológica específica del agregado, la Figura 8 muestra la marcada diferencia en el comportamiento (estabilidad térmica) de varios agregados en función del aumento de temperatura.

En el contexto de la microestructura, Taylor (1990) menciona que, debido a su baja conductividad térmica y alto calor específico, el concreto brinda una buena protección al acero en situaciones de incendio, sin embargo, puede sufrir daños severos debido a las acciones térmicas que dañan principalmente la pasta de cemento. Destaca que, a bajas temperaturas, la pasta de cemento puede expandirse cuando se calienta, pero a partir de 300°C se produce una contracción asociada con la pérdida de agua. En esta etapa, los agregados continúan expandiéndose, y las tensiones internas resultantes pueden conducir a la pérdida de resistencia, agrietamiento y desprendimiento superficial. Algunos fenómenos son más explícitos, los elementos de cuarzo, por ejemplo, se expanden bruscamente a 573 °C debido a una transformación polimórfica de cristalización y la calcita se contrae a partir de 900 °C debido a su descomposición generalizada.

Taylor (1990) también describe los efectos térmicos sobre la pasta de cemento, y señala que: por debajo de 500°C, si ocurre principalmente la carbonatación y la dilatación de los poros de la matriz; entre 450 y 550°C, la descomposición de C-S-H, y a 600°C, la descomposición de CaCO<sub>3</sub>, proporcionando CaO, que eventualmente puede rehidratarse durante la fase de enfriamiento.

Específicamente con respecto al papel del agua, Kalifa et al. (2000) señalan que el exceso de agua contenida en las pastas saturadas de cemento Portland contribuye a la formación de gradientes significativos de presión en la red de poros de concreto durante la transferencia de masa (evaporación del agua) y, en consecuencia, al aumento de las grietas debido a contracción de la pasta.

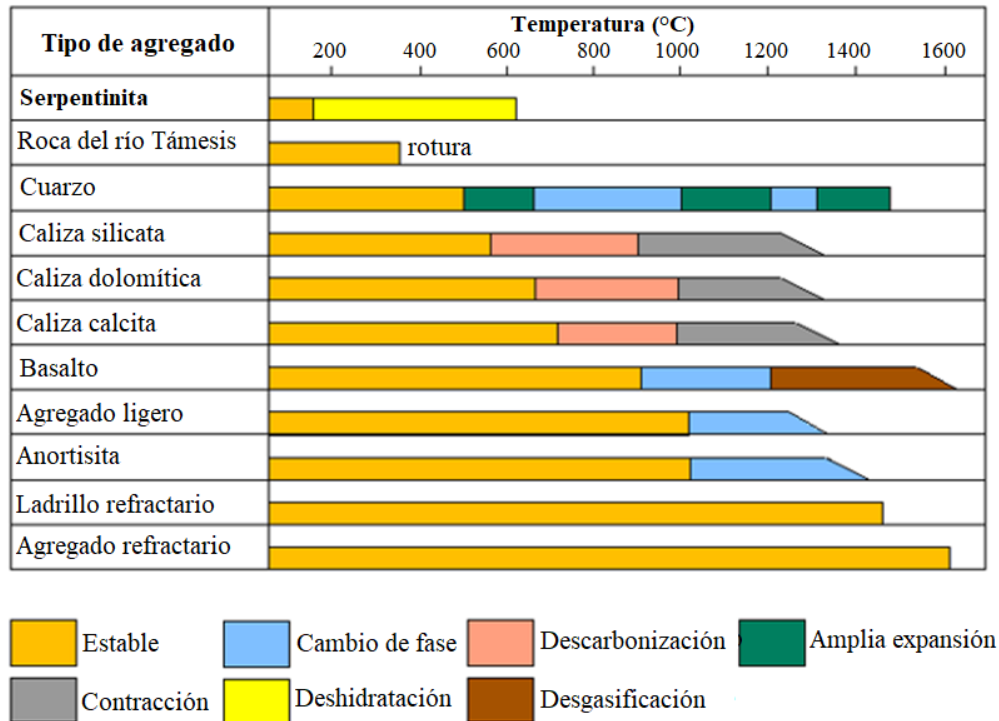


Figura 8. Comportamiento de varios agregados durante el calentamiento (*fib*, 2007).

En este sentido, a pesar de los importantes cambios fisicoquímicos que ocurren en la pasta de cemento, así como el papel del agua en la mezcla, *fib* (2007) señala que a altas temperaturas son los agregados los que realmente pueden gobernar el comportamiento térmico del concreto cuando esto se considera exclusivamente como un material compuesto.

Las principales razones para formar esta teoría se basan en las siguientes consideraciones:

- los agregados generalmente ocupan un volumen significativo de la masa del concreto entre 60% y 80% em volumen de un concreto normal;
- las variaciones en las propiedades de los agregados durante el calentamiento pueden promover efecto considerable en el rendimiento de concreto a temperaturas elevadas. La conductividad térmica del concreto, por ejemplo, es muy influenciada por la naturaleza litológica del agregado;
- cada tipo de agregado reacciona de manera diferente al calor. El factor principal en el comportamiento del concreto calentado es la estabilidad química y física del agregado;
- Los agregados también son responsables de restringir cualquier expansión y contracción de la pasta de cemento durante el calentamiento.

En general, el proceso fisicoquímico del concreto, que involucra la interacción entre agregados y pasta de cemento, en una situación de incendio, puede simplificarse como se muestra en la Figura 9.

## ¿Qué sucede con el aumento de temperatura?

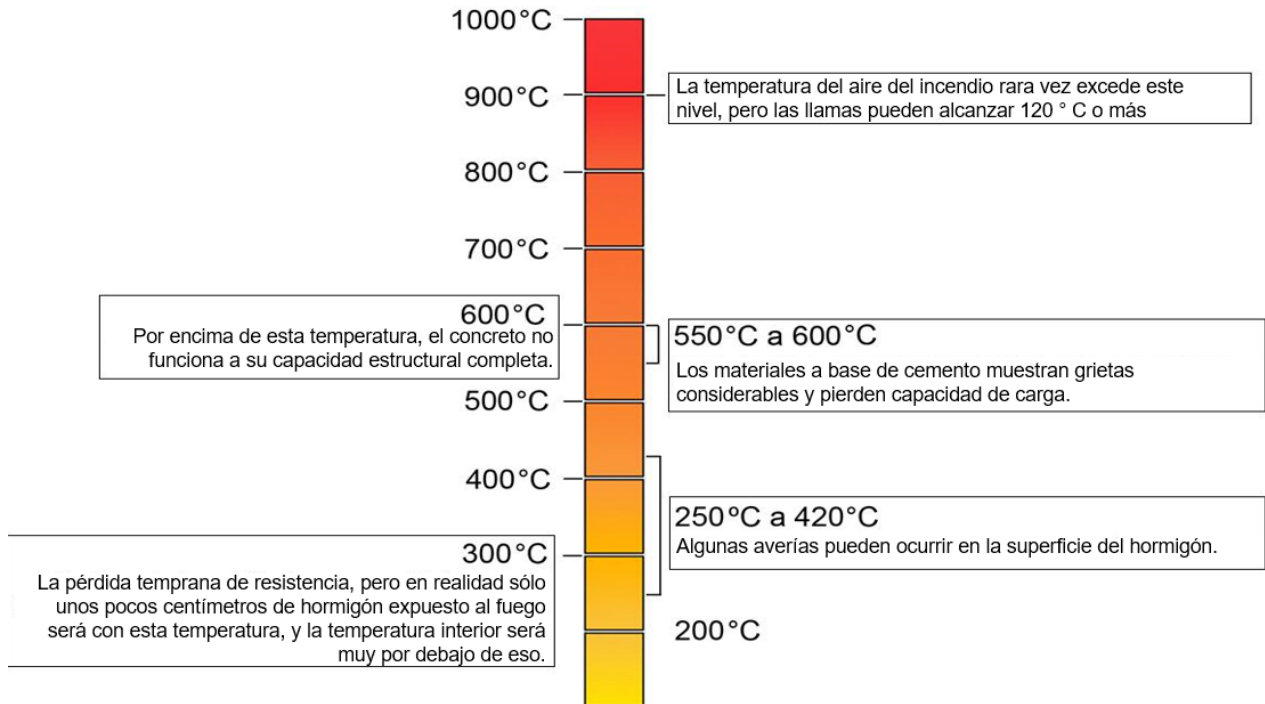


Figura 9. Proceso físico-químico del concreto en situación de incendio (Jacobs, 2007).

En cuanto al concreto armado en sí, Cánovas (1988) apud Costa (2008) señala que después de 100°C, la reducción de la adhesión entre barras de acero y concreto puede ocurrir debido al aumento y la duración del calentamiento, y que, por encima de 600°C, puede haber una pérdida significativa de adherencia. Es de destacar que los cambios microestructurales en las barras de acero no son parte del alcance de este artículo, pero se pueden consultar en otras referencias, a saber: Holmes et al. (1982), Cabrita Neves, Rodrigues y Loureiro (1996) y Purkiss (1996).

### 2.5 Desprendimiento de concreto a alta temperatura (*spalling*)

El término *spalling* es internacionalmente conocido y estandarizado en los principales códigos e investigaciones internacionales. El fenómeno físico conocido como *spalling* (Figura 10) se puede definir como siendo tipo explosivo, y algunos incluso o llaman de violento / explosivo. Corresponde al desprendimiento de capas o pedazos de la superficie de concreto o de un elemento estructural cuando se expone a temperaturas elevadas y rápidas tasas de calentamiento, ambos caracterizados por un escenario de incendio (*fib*, 2007).



Figura 10. Ejemplo de *spalling* explosivo en pilares de concreto de alta resistencia.  $f_{ck} = 83$  MPa (Kodur et al., 2005).

Debe aclararse, sin embargo, que el *spalling* no es un mecanismo de fallo o colapso estructural del elemento. El fenómeno puede ser leve, normal o severo y, como resultado, puede o no conducir a una pérdida rápida de la sección transversal, lo que podría desencadenar un mecanismo de colapso estructural, como las fallas tradicionales causadas por compresión, flexión o cizallamiento.

El alcance, la gravedad y la naturaleza de la ocurrencia de *spalling* pueden ser muy variable e impredecible. El fenómeno puede ser insignificante en cantidad y, en consecuencia, tras la aparición de pequeños vacíos superficiales; sin embargo, puede ser grave y comprometer la resistencia al fuego del elemento debido a las grandes porciones desplazamiento concreto, la exposición de la armadura y la reducción de su capacidad estructural debido a su sección transversal reducida.

Con el fin de simplificar y clasificar el fenómeno *spalling*, la *fib* (2007) propuso la agrupación de esta en seis categorías, a saber<sup>1</sup>:

- *spalling* del agregado;
- *spalling* explosivo;
- *spalling* superficial;
- *spalling* por delaminación;
- *spalling* de borde y
- *spalling* post enfriamiento.

De todas las categorías, el *spalling* tipo explosivo se considera el más grave y severo en una situación de incendio. Como se discutió en *fib* (2007), este tipo de *spalling* puede ocasionar roturas explosivas y posteriores de capas de concreto, generalmente alcanzando espesores entre 25 y 100 mm, dependiendo de cada caso específico.

Según Khoury y Anderberg (2000) y *fib* (2007), la aparición de cada tipo de *spalling* está influenciada por varios factores, como la resistencia, la edad, el tipo y el tamaño de los agregados, el contenido de humedad y la permeabilidad al vapor de agua del material; la temperatura máxima y la velocidad de calentamiento de las acciones térmicas; la forma y el tamaño de la sección transversal, la presencia de grietas, la velocidad del acero, la disposición (configuración) del refuerzo, la presencia de fibras de polipropileno y la intensidad de carga del elemento estructural. La influencia de estos factores se puede observar brevemente en la Tabla 1.

<sup>1</sup> Los términos de las seis categorías propuestas por *fib* (2017) fueron interpretados y traducidos por los autores de este artículo.



Tabla 1. Diferentes categorías de *spalling* y sus respectivos agentes influyentes (*fib*, 2007).

Clasificación de <i>spalling</i>	Tiempo de ocurrencia (probabilística)	Naturaleza	Aspectos sonoros	Gravedad	Grandes influencias*
Agregado	entre 7 y 30 minutos	agrietamiento / grietas	pequeños estalos (tipo palomitas de maíz) paletas pequeñas (tipo palomitas de maíz)	superficial	H, A, S, D W
Borde	entre 30 y 90 minutos	no violento	ninguno	puede ser severo	T, A, Ft, R
Superficial	entre 7 y 30 minutos	violento	tipo de ocurrencia de grietas / crujidos	puede ser severo	H, W, P, Ft
Explosivo	entre 7 y 30 minutos	violento	flequillo / fuertes explosiones	severo	H, A, S, Fs, G, L, O, P, Q, R, S, W, Z
Delaminación	cuando el concreto se vuelve friable (pierde resistencia)	no violento	ninguno	puede ser severo	T, Fs, L, Q, R
Post enfriamiento	durante y después del enfriamiento por absorción de humedad	no violento	ninguno	puede ser severo	T, Fs, L, Q, R, W1, AT

\* Los acrónimos utilizados en el documento original se conservaron (*fib*, 2007), de acuerdo con el siguiente título para evitar confusiones con los acrónimos ya utilizados en el idioma nacional (de Brasil).

**Subtítulo:**

A= expansión térmica del agregado, D = difusividad térmica del agregado, Fs = esfuerzo cortante de concreto, Ft = tensión de tracción de concreto, G = edad del concreto, H = velocidad de calentamiento, L = carga/restricción, O = perfil de calentamiento, AT = tipo de agregado, P = permeabilidad, Q = forma transversal (geometría), R = refuerzo, S = tamaño del agregado, T = temperatura máxima, W = contenido de humedad, Z = tamaño de la sección transversal, W1 = absorción de humedad.

### 2.5.1 Spalling en concreto de alta resistencia

Cuando se trata de concreto de alta resistencia sometido a altas temperaturas, se presta especial atención al fenómeno de desprendimiento explosivo. Este tipo de desprendimiento se origina teóricamente por la formación de presión de vapor de agua en los poros dentro de una masa de concreto durante su calentamiento.

Según Kodur et al. (2005), el concreto de alta resistencia es más susceptible a esta formación de presión de vapor de agua, principalmente debido a su baja permeabilidad al vapor de agua en comparación con el concreto de resistencia normal.

Sin embargo, la teoría generalizada en la literatura internacional se basa en los estudios precursores de Shorter & Harmanthy (1965) apud *fib* (2007) y conocido internacionalmente como “moisture clog model” o modelo de obstrucción de humedad. Según esta teoría, la presión de vapor de agua extremadamente alta dentro de la masa de concreto generada durante la exposición al fuego no sale al ambiente debido a la baja permeabilidad del concreto de alta resistencia.

Según Kodur et al. (2005), a 300°C esta presión puede alcanzar valores iguales o superiores a

8MPa, siendo alta para ser resistida por los concretos de alta resistencia que tienen una resistencia a la tracción, en general, del orden de 5MPa a 7MPa.

De acuerdo con la teoría formalizada por Shorter & Harmanthy (1965) apud *fib* (2007), una extensa investigación realizada por Phan (2002) demostró que la ocurrencia de *spalling* explosivo en realidad estaba relacionada con la incapacidad de ciertos concretos de alta resistencia para fugas de presión del agua libre y el agua químicamente combinada que se vaporiza con el aumento de la temperatura dentro de la masa de concreto.

En sus experimentos, Phan (2002) observó que se puede concebir una alternativa para minimizar los efectos de la formación de presión interna sobre el concreto mediante la introducción de fibras de polipropileno en mezclas de concreto, donde este hecho se ha demostrado en una extensa investigación que involucra probetas de concreto de alta resistencia. Fue posible caracterizar el comportamiento del concreto de alta resistencia con respecto a los aspectos de formación de presión interna, siendo considerado equivalente al concreto de resistencia normal cuando a altas temperaturas, simplemente por la introducción de fibras de polipropileno.

Este hecho se verificó al estudiar la presión de poro (presión de poro) ejercida sobre estos dos tipos de concreto (normal y alta resistencia), proveniente de las altas temperaturas que se pueden alcanzar en un incendio, como se muestra en la Figura 11 (Phan, 2002).

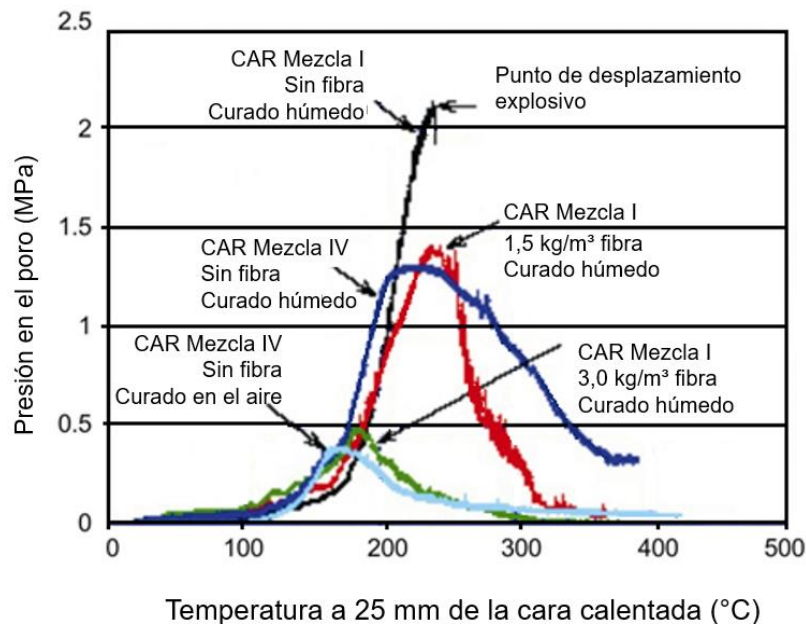


Figura 11. Presión equivalente de ambos tipos de concreto (CN: normal y CAR: alta resistencia) con la introducción de fibras de polipropileno en concreto de alta resistencia (a altas temperaturas) (Phan, 2002).

Sin embargo, Phan (2002) señaló que existen inconsistencias significativas cuando se asocian solo con la formación de presión de poro con el fenómeno de *spalling* explosivo, principalmente porque hay otros factores fundamentales que pueden influir en los programas experimentales en general. Solo la introducción de fibras de polipropileno no garantiza necesariamente la integridad del concreto a altas temperaturas, y puede haber otros agentes influyentes, como el tipo y las dimensiones de la muestra en sí (probetas o elementos estructurales).

### 2.5.1.1 O El efecto de la presencia de refuerzo (concreto armado)

Los estudios experimentales realizados por el profesor Ph.D. Venkatesh Kodur, mientras estuvo vinculado al Consejo Nacional de Investigación NRC-CNRC de Canadá, tuvieron un impacto significativo en la investigación y el desarrollo, especialmente del concreto de alta resistencia en

condiciones de incendio.

Kodur et al. (2000) ha hecho pruebas en columnas bajo carga de concreto normal y de alta resistencia con una sección transversal de 305 mm x 305 mm y una altura de 3810 mm. Las columnas normales de concreto eran de 34MPa y los de alta resistencia de 83MPa, ambos a los 28 días de edad.

En un extenso programa experimental, Kodur et al. (2000) destacó algunas pautas innovadoras que contienen elementos estructurales sometidos a pruebas de resistencia al fuego, lo que contribuyó considerablemente a un mejor rendimiento del concreto de alta resistencia en situación de incendio. Las pautas principales se basaron en los procedimientos adoptados para el confinamiento de pilares, como se discute a continuación.

La recomendación principal se refiere a la disposición (configuración) del refuerzo transversal (estribos) con un bloqueo (confinamiento) en forma de gancho a 135 ° en el borde del elemento y la reducción correspondiente en la separación del estribo, que es aproximadamente 0,75 veces do generalmente requerido para concreto normal. Las modificaciones propuestas por Kodur et al. (2000) y también resumido en Kodur et al. (2005) se puede ver en la Figura 12.

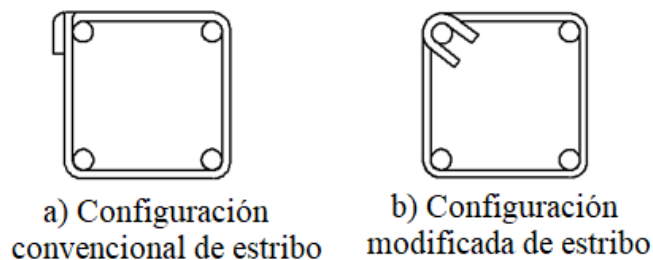


Figura 12. Configuración de refuerzo de sección transversal convencional (estribos) de un pilar de concreto de alta resistencia (a) y configuración modificada para mejor (b) (Kodur et al., 2005).

El resultado positivo de la propuesta de Kodur et al. (2005) es evidente al observar los dos elementos de concreto de alta resistencia de la Figura 13, después de los respectivos experimentos de verificación de resistencia al fuego realizados bajo las mismas condiciones de prueba y material. También es importante tener en cuenta que en estas muestras no hubo adición de fibras de polipropileno en la mezcla de concreto, solo la modificación en la disposición (configuración) del refuerzo (indicado en la Figura 12).



Figura 13. Resultados obtenidos después de la prueba de alta temperatura, (a) configuración convencional del refuerzo de columna de alta resistencia y (b) la configuración modificada para mejor (Kodur et al., 2005).

En resumen, según Kodur et al. (2005), el concreto de alta resistencia en realidad puede ser más susceptible al *spalling* en comparación con el concreto de resistencia normal, siendo este hecho más recurrente para resistencias por encima del nivel de 70 MPa. Sin embargo, este fenómeno puede minimizarse sustancialmente cuando se adoptan algunas pautas.

Como lo señalaron Kodur et al. (2000), el contenido de humedad del concreto, el tipo de agregado y el tamaño de la sección transversal del elemento también son relevantes, además de la propuesta previa de modificación en el refuerzo transversal. También señalan que, en la práctica, cuanto mayor es el contenido de humedad de la mezcla de concreto, más intenso y severo es el fenómeno de *spalling*.

### 2.5.1.2 El efecto de la edad.

Morita et al. (2002) realizaron una investigación exhaustiva para evaluar dos parámetros: (a) la influencia de la relación agua / cemento en la intensidad de *spalling* y (b) la influencia de diferentes configuraciones de refuerzo de elementos de concreto armado de alta resistencia para minimizar el efecto de *spalling*, con y sin la adición de fibras de polipropileno en la dosificación.

Para evaluar la influencia de la relación agua / cemento en la intensidad de *spalling*, se probaron varios tipos de elementos de concreto (con diferentes relaciones a/c), siempre a dos edades diferentes: dos meses y un año; sin variar las dimensiones del elemento estructural (70 cm x 70 cm x 140 cm) y el espesor de la cubierta del refuerzo (5 cm). La simulación de incendio se realizó de acuerdo con los requisitos de la curva estándar ISO 834 durante un período predeterminado de 180 minutos (3h).

En la Figura 14 es posible observar la considerable diferencia en función de la edad del elemento de concreto para valores equivalentes de relación agua / cemento (ejemplo para:  $a/c = 0.375$  y  $a/c = 0.449$ ).

El experimento realizado por Morita et al. (2002) parece contribuir a resaltar la medida en que la investigación realizada para evaluar el grado de *spalling* de elementos concretos en edades prematuras puede ser limitada, ya que la aparición de este tipo de fenómeno depende significativamente del factor tiempo (edad de la muestra).

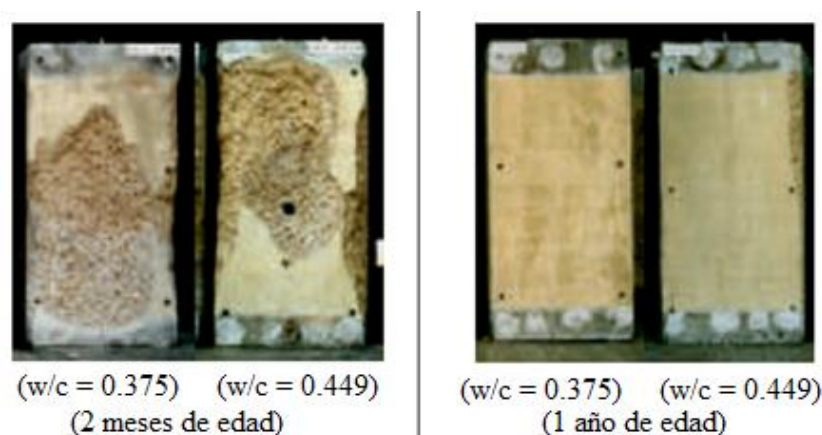


Figura 14. Pilares de concreto armado después del experimento de simulación de incendio (180 minutos): efecto de la relación agua/cemento y edad sobre el fenómeno de *spalling*, sección transversal lateral cuadrada 70 cm (Morita et al., 2002).

En Brasil (Britez, 2011) llevó a cabo un experimento con una grande columna, prototipo de las columnas de concreto armado coloreado de alta resistencia del edificio e-Tower - récord mundial de resistencia en la época (Helene y Hartmann, 2003), con edad avanzada de ocho años.

Los resultados mostraron que el concreto de alta resistencia se comportó de manera íntegra y justa (Figura 15) frente al fuego, con el 95% de su área de sección transversal mantenida después del ensayo (solo el 5% fue efectivamente reducido por el efecto del *spalling*). Además, se encontró en

este experimento que el uso de pigmento a base de óxido de hierro (concreto coloreado) también actuó como un excelente indicador colorimétrico (termómetro natural), ayudando a evaluar la estructura posterior al incendio.

La columna (pilar) probado ( $f_{ck}$  de 140 MPa) tenía una sección transversal de 70 cm x 70 cm, 2 m de alto, promedio de 25 mm de espesor de cubierta al acero; y se probó con tres caras expuestas al fuego durante un período de 180 minutos (3 h), sin carga, con simulación de incendio caracterizada por la curva estándar de calentamiento ISO 834 en el Laboratorio de Seguridad contra Incendios de IPT en São Paulo.

Además de la edad avanzada, Britez (2011) señaló que otros factores pueden haber contribuido positivamente al buen rendimiento de la columna, como el tipo de agregado grueso utilizado en la dosificación del concreto original (basalto), así como el tamaño de la sección transversal y la configuración de refuerzo de la muestra.

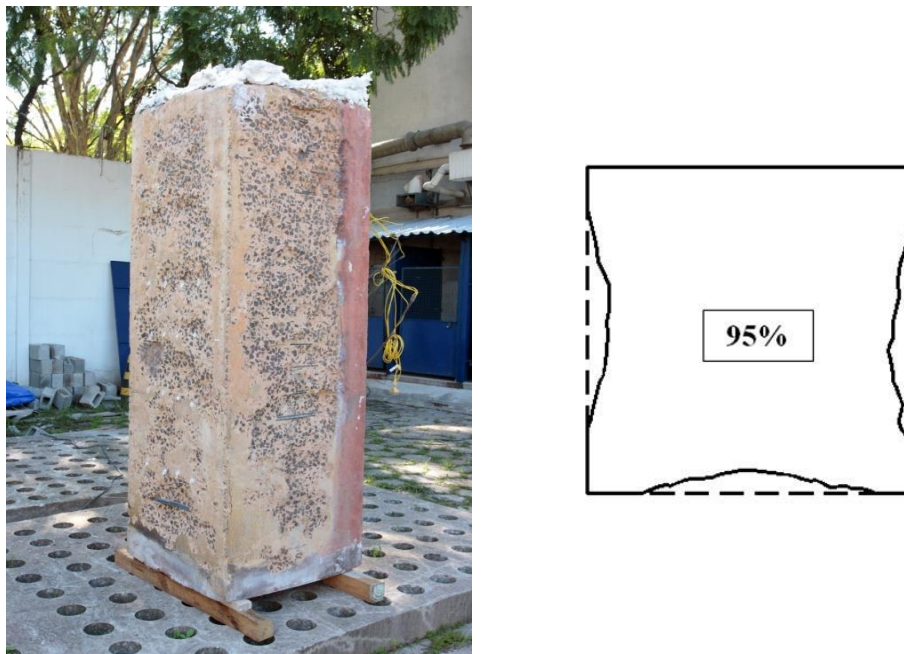


Figura 15. Integridad del pilar y detalles transversales conservados después de una prueba de 180 min (3 h) (que muestra la pequeña reducción de la sección transversal sufrida solo por el spalling) (Britez, 2011).

### 2.5.1.3 El efecto de la intensidad de carga.

Aunque importantes y estandarizadas, las pruebas realizadas en probetas (cúbicos o cilíndricos) e incluso en elementos estructurales grandes (columnas, vigas y losas), con incrementos de carga y restricciones, aún no son suficientes para las pruebas. Una simulación real del comportamiento del concreto cuando se inserta en un sistema estructural, donde se puede producir otros efectos durante un incendio, como dilataciones / estiramientos, deformaciones y desplazamientos generalizados de todos los elementos de concreto expuestos al fuego.

Por razones obvias asociadas con los costos involucrados y la complejidad de realizar este tipo de experimentos, no es una práctica común simular programas experimentales térmicos en un prototipo de edificio para la evaluación de elementos estructurales. Sin embargo, en septiembre de 2001 se realizó un ensayo muy ampliamente publicitado en el Centro de pruebas de edificios grandes de Cardington (LBTF). El edificio prototipo del proyecto Cardington tenía siete pisos, una altura total de 25,2 m y ocupaba un área de 675 m<sup>2</sup> distribuidos en compartimentos cuadrados de 7,5 m x 7,5 m, que en planta formaban un rectángulo con cuatro compartimentos en una dirección y tres en otro. Una perspectiva del prototipo de edificio de Cardington se puede ver en la Figura 16.

El edificio prototipo no tenía vigas y se caracterizaba por un sistema de construcción que consistía en pilares y losas planas y macizas, que tenían 25 cm de espesor, las columnas/pilares internos de sección transversal cuadrada de 40 cm x 40 cm y el pilar extremo cuadrado de 40 cm x 25 cm. Los pilares/columnas tenían un espesor de recubrimiento de 40 mm y se diseñaron con concreto de alta resistencia ( $f_{ck} = 103\text{MPa}$  a los 28 días de edad), que contenía agregados de piedra caliza, adición de sílice y fibra de polipropileno de 2 kg por metro cúbico de concreto.



Figura 16. Perspectiva de la estructura prototipo de concreto armado diseñada para el experimento de simulación de fuego en Cardington (Chana & Price, 2003).

Según lo descrito por Chana & Price (2003), la simulación de incendios tuvo lugar en una región ocupada por cuatro compartimentos en un área total de  $225\text{ m}^2$  con una altura de 4,25 m (pie derecho) en la planta baja del edificio. Intencionalmente, se expuso un pilar interno en las cuatro caras y parte de su extremo parcialmente, como se observa en el plan de la Figura 17. El experimento también involucró aberturas de ventilación proyectadas en las paredes exteriores de los compartimentos para encender, así como la simulación de carga. Las losas se cargaron uniformemente con sacos de arena para una sobrecarga útil de  $3.25\text{kN} / \text{m}^2$  ( $325\text{kgf} / \text{m}^2$ ) y en la región del pilar se colocaron bolsas adicionales para simular una tensión axial de  $925\text{kN}$  ( $92.5\text{tf}$ ). El incendio fue simulado por la quema de material inflamable que consiste en paletas de madera, colocadas en los compartimentos para producir una carga térmica de  $40\text{ kg} / \text{m}^2$  ( $720\text{MJ} / \text{m}^2$ ), compatible con una carga típica de incendio en oficinas comerciales.

Durante la simulación de fuego, en los primeros 10 minutos del experimento, se produjo un desprendimiento de pequeña intensidad, prácticamente superficial, caracterizado por un discreto sonido de estallido. Sin embargo, después de este período y durante otros 15 minutos, la intensidad fue mucho más alta, lo que indica un probable desprendimiento explosivo, que luego se encontró principalmente en las superficies de losa (techo) de los compartimentos en llamas ( $f_{ck} = 74\text{ MPa}$ ). Después de 25 minutos, las ocurrencias de desprendimiento disminuyeron significativamente. El alcance y la gravedad de la aparición del fenómeno de desconchado después del experimento se pueden observar en la Figura 18.

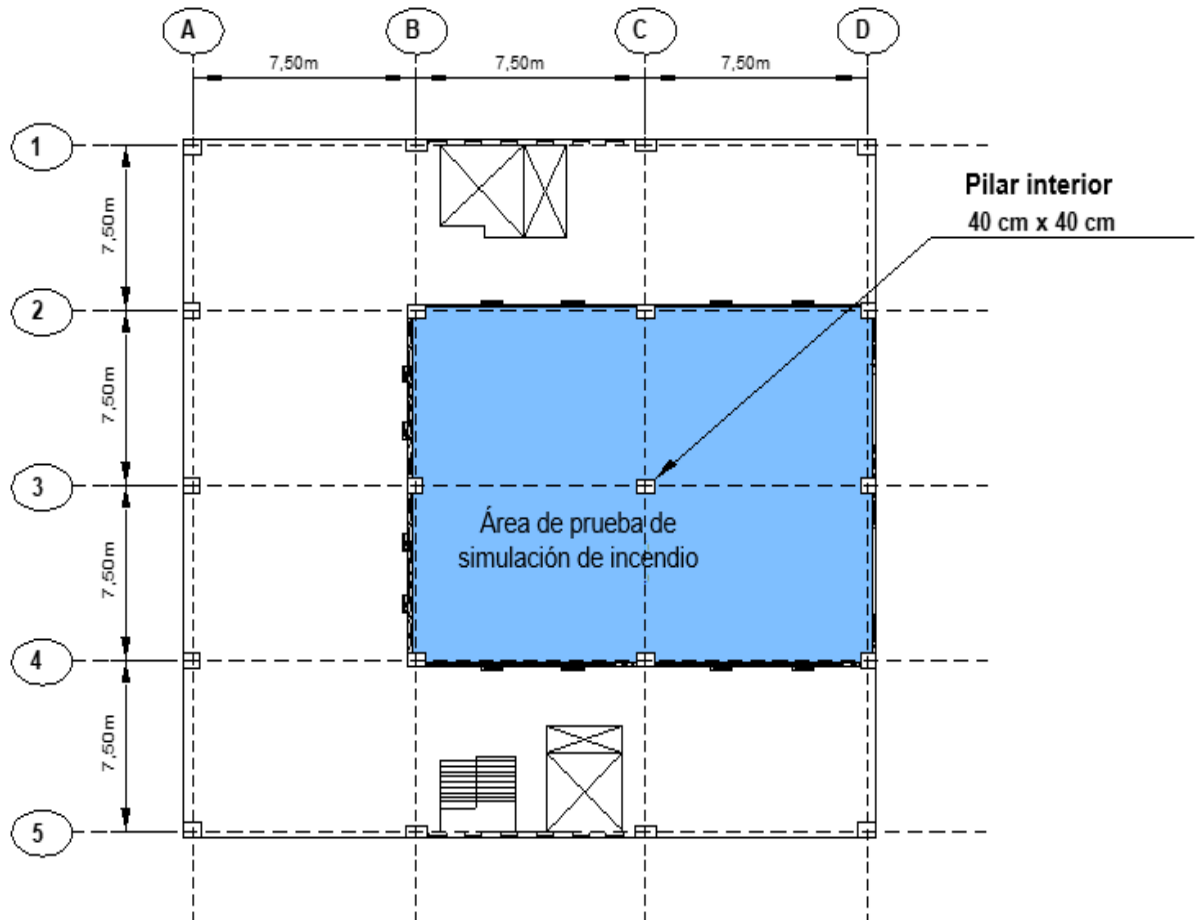


Figura 17. Plan prototipo de estructura de concreto armado que indica el área bajo simulación de fuego (Chana & Price, 2003).

El incendio fue simulado por la quema de material inflamable que consiste en paletas de madera, colocadas en los compartimentos para producir una carga térmica de  $40 \text{ kg/m}^2$  ( $720 \text{ MJ/m}^2$ ), compatible con una carga típica de incendio en oficinas comerciales.

Durante la simulación de incendio, en los primeros 10 minutos del experimento, se produjo un *spalling* de pequeña intensidad, prácticamente superficial, caracterizado por un discreto sonido de estallido. Sin embargo, después de este período y durante otros 15 minutos, la intensidad fue mucho mayor, lo que indica un probable *spalling* explosivo, que luego se encontró principalmente en las superficies de losa (techo) de los compartimentos en llamas ( $f_{ck} = 74 \text{ MPa}$ ). Después de 25 minutos, las ocurrencias de *spalling* disminuyeron significativamente. El alcance y la gravedad de la aparición del fenómeno de *spalling* después del experimento se pueden observar en la Figura 18.



Figura 18. Detalle de la extensión y severidad del *spalling* de la losa ( $f_{ck} = 74$  MPa) después de la simulación de incendio. Resaltando, observe las condiciones de integridad del pilar de concreto de alta resistencia ( $f_{ck} = 103$  MPa) (Chana & Price, 2003).

Con respecto al aspecto de integridad del concreto de alta resistencia, Chana y Price (2003) observaron que las columnas ( $f_{ck} = 103$ MPa en la oportunidad de la prueba) se comportaron satisfactoriamente, con *spalling* de baja intensidad, pero insignificantes desde el punto de vista de la seguridad, y estabilidad estructural, incluso considerando los efectos de la carga, la unión, entre otros atributos normales de una estructura de concreto en estado de servicio. También agregaron que, en este caso específico, también puede haber habido una contribución positiva de la adición de fibras de polipropileno en la dosificación de concreto (en las columnas).

Los investigadores también concluyeron que la integridad estructural de las losas ( $f_{ck} = 74$ MPa) se mantuvo a pesar del *spalling* generalizado y las flechas de hasta 7,8 cm, lo que no comprometió la seguridad, como se señaló, no se colapsaron las losas y todos continuaron soportando las cargas distribuido de 325kgf/m<sup>2</sup>. En este contexto, es notable que en el caso de losas sólidas no se introdujeron fibras de polipropileno en la dosificación de concreto.

### 3. CONCLUSIONES

1. Se considera que el texto, en general, contribuye potencialmente a desmitificar algunas creencias y dudas sobre el fenómeno del *spalling*, una de las principales manifestaciones del material a altas temperaturas.
2. Dentro del foco de fuego caracterizado por materiales a base de celulosa, incluso de alta intensidad, en general, se puede concluir que una estructura de concreto armado se comporta mejor que la observada en probetas pequeñas, así como elementos estructurales de dimensiones más grandes se comportan mejor que los elementos estructurales pequeños, al igual que los elementos estructurales en entornos secos y envejecidos son más resistentes que los recién construidos y húmedos.
3. Aunque el escenario de una estructura de concreto quemada es muy sombrío y produce fuertes impresiones negativas, a la luz de la ingeniería, el problema puede ser más estético que estructural. Sin embargo, por supuesto, la estructura debe ser inspeccionada completa y detalladamente por un especialista calificado, basado en recursos técnicos y experimentales para caracterizar adecuadamente las propiedades residuales de la estructura



de concreto armado.

4. Es difícil imaginar, en principio, la decisión de demoler (puede ocurrir más debido a los disturbios sociales o la falta de seguro de propiedad) de una estructura de concreto armado que ha sido sometida a altas temperaturas debido a un incendio. Las intervenciones correctivas de rehabilitación para reparaciones y rehabilitación estructural son mucho más comunes y recurrentes, siempre que estén respaldadas por una experiencia técnica detallada, el consentimiento de las agencias públicas relacionadas y el interés del propietario del edificio.

#### 4. REFERENCIAS

- Abrams, M. S. (1971), “*Compressive strength of concrete at temperatures to 1600F*”. American Concrete Institute, Special Publication, V 25, p.33-58.
- American Concrete Institute (2008), *ACI 318-08: building code requirements for reinforced concrete*. Farmington Hills: ACI.
- American Concrete Institute (1989), *ACI 216R-89: guide for determining the fire endurance of concrete elements*. Farmington Hills: ACI.
- American Society for Testing and Materials (2007), *E 119-07: standard test methods for fire of building construction and materials*. West Conshohocken: ASTM.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (1997), *NBR 13860: glossário de termos relacionados com a segurança contra incêndio*. Rio de Janeiro: ABNT.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2001), *NBR 14432: exigência de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações – Procedimento*. Rio de Janeiro: ABNT.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2001), *NBR 5628: componentes construtivos estruturais: determinação da resistência ao fogo*. Rio de Janeiro: ABNT.
- Britez, C. A. (2011), “*Avaliação de pilares de concreto armado colorido de alta resistência, submetidos a elevadas temperaturas*”. Tese (Doutorado em Engenharia), Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo: USP, 252 f.
- Cabrita Neves, I.; Rodrigues, J. P. C.; Loureiro, A. P. (1996), “*Mechanical properties of reinforcing and prestressing steels after heating*”. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 8 (4), p.189-194, [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0899-1561\(1996\)8:4\(189\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0899-1561(1996)8:4(189))
- Chana, P.; Price, B. (2003), “*The Cardington fire test*”. *Concrete*, 37 (1), p. 28-33, Jan.
- Costa, C. N. (2008), “*Dimensionamento de elementos de concreto armado em situação de incêndio*”. Tese (Doutorado em Engenharia), Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo: USP, 405 f.
- Costa, C. N.; Silva, V. P. (2003), “*Dimensionamento de estruturas de concreto armado em situação de incêndio: métodos tabulares apresentados em normas internacionais*”. In: V Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto, 5, 2003, São Paulo.
- Costa, C. N.; Silva, V. P. (2006), “*Revisão histórica das curvas padronizadas de incêndio*”. In: Seminário Internacional NUTAU: Tecnologia de Durabilidade, São Paulo: NUTAU-USP.
- Costa, C. N.; Silva, V. P. (2004), “*Considerações sobre a segurança das estruturas de concreto em situação de incêndio*”. In: Seminário Internacional NUTAU: Demandas Sociais, Inovações Tecnológicas e a Cidade, 2004, São Paulo: NUTAU-USP. Disponível em: [www.lmc.ep.usp.br/people/valdir/fire\\_safety/Nutau2004\\_concreto.pdf](http://www.lmc.ep.usp.br/people/valdir/fire_safety/Nutau2004_concreto.pdf). Acesso em: nov. 2007.
- Costa, C. N.; Figueiredo, A. D.; Silva, V. P. (2002), “*Aspectos tecnológicos dos materiais de concreto em altas temperaturas*”. In: Seminário Internacional NUTAU 2002. Sustentabilidade, Arquitetura e Desenho Urbano. São Paulo: NUTAU/FUPAM/FAUUSP.
- European Committee for Standardization (2003), *Eurocode 2: design of concrete structures: part 1-2: general rules: structural fire design*. prEN 1992-1-2. Brussels, Belgium, 106 p.
- Farny, J. A.; Panarese, W. C. (1994). “*High-strength concrete*”. Skokie, Ill.: Portland Cement Association, 53 p.

- (fib) Fédération Internationale Du Béton (2007), *“Fire design of concrete structures – materials, structures and modeling – State-of-art report”*. Lausanne, fib. 97 p. (Bulletin d’information, 38).
- Helene, P.; Hartmann, C. T. (2003), *“HPCC in Brazilian office tower”*. Concrete International, v. 25, n. 12, p. 64-68, Dec. 2003.
- Holmes, M.; et al. (1982), *“The effects of elevated temperatures on the strength properties of reinforcing and prestressing steels”*. Structural Engineer, v. 60B, p. 7-13.
- Jacobs, J. -P. (2007), *“Comprehensive fire protection and safety with concrete”*. Brussels: European Concrete Platform. 30p. Disponível em: [http://www.britishprecast.org/publications/documents/06-Fire\\_brochure-3004071.pdf](http://www.britishprecast.org/publications/documents/06-Fire_brochure-3004071.pdf). Acesso em: 22 Jun. 2011.
- Kalifa, P.; Menneteau, F.-D.; Quenard, D. (2000), *“Spalling and Pore Pressure in HPC at High Temperatures”*. Cement and Concrete Research, 30 (12), [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(00\)00384-7](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(00)00384-7)
- Khoury, G. A.; Anderberg, Y. (2000), *“Concrete spalling review”*. [S.l.]: FSD, 2000. 60 p. Report submitted to the Swedish National Road Administration.
- Kodur, V. K. R.; et al. (2000), *“Experimental studies on the fire endurance of high-strength concrete columns”*. Canada: IRC/NRC, 146p. (NCR-CNRC Internal Report 819).
- Kodur, V. K. R.; et al. (2005), *“Guidelines for fire resistance design of high-strength concrete columns”*. Ottawa, Ontário, Canadá: IRC/NRC. (Report NRCC-47729). Disponível em: <http://irc.nrc-cnrc.gc.ca/pubs/fulltext/nrcc47729/>. Acesso em: nov. 2007.
- Leonardo Da Vinci Pilot Project CZ/02/B/F/PP-134007 (2005), *“Handbook 5: design of buildings for the fire situation”*. Luxembourg: European Commission. Implementation of Eurocodes.
- Morita, T.; et al. (2002), *“An estimation method for fire resistance of reinforced concrete elements considering spalling”*. Proceedings of the 1st Fib Congress. p. 119-128.
- Neville, A. M. (1981), *“Properties of concrete”*. 3<sup>rd</sup> ed. London; Marshfield, Mass.: Pitman. 779 p.
- Ongah, R.; Mendis, P. A.; Sanjayan, J. G. (2002), *“Fire performance of high strength reinforced concrete walls”*. In: Proceedings of the Australasian Conference On The Mechanics Of Structures And Materials, 17, Gold Coast, Austrália. Lisse: Balkema, p. 199-204. Disponível em: [http://www.civenv.unimelb.edu.au/aptes/publications/Fire-HSC\\_walls.pdf](http://www.civenv.unimelb.edu.au/aptes/publications/Fire-HSC_walls.pdf). Acesso em: nov. 2007.
- Phan, L. T. (2002), *“High-strength concrete at high temperature: an overview”*. In: Building and fire research laboratory. Gaithersburg: National Institute of Standard and Technology, Disponível em: <http://www.fire.nist.gov/bfrlpubs/build02/PDF/b02171.pdf>. Acesso em: nov. 2007.
- Phan, L. T. (1996), *“Fire performance of high-strength concrete: a report of the state-of-the-art”*. In: Building and fire research laboratory. Gaithersburg: National Institute of Standard and Technology, NISTIR 5934. Disponível: <http://www.fire.nist.gov/bfrlpubs/build96/art075.html>. Acesso em: nov. 2007.
- Purkiss, J. A. (1996), *“Fire safety engineering design of structures”*. Oxford: Butterworth-Heinemann, 369 p.
- Seito, A I.; et al. (2008), *“A segurança contra incêndio no Brasil”*. São Paulo: Projeto. 496 p.
- Taylor, H. F. W. (1990), *“Cement chemistry”*. London: Academic Press, 475 p.
- The Concrete Centre (2004), *“Concrete and fire: using concrete to achieve safe, efficient buildings and structures”*. Camberley, Surrey, England. Disponível em: <http://www.mace.manchester.ac.uk/project/research/structures/strucfire/DataBase/References/Concrete%20&%20Fire%203557%20lo%20res.pdf>. Acesso em: nov. 2007.

## Análisis numérico-experimental de paredes de mampostería con bloques de cerámica de diferentes espesores en altas temperaturas

F. Bolina<sup>1</sup> , B. Tutikian<sup>1\*</sup> , J. Gonçalves<sup>1</sup> , T. Souza<sup>1</sup> , G. Manica<sup>1</sup> 

\*Autor de Contacto: [btutikian@terra.com.br](mailto:btutikian@terra.com.br)

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v10i1.415>

Recepción: 01/05/2019 | Aceptación: 11/11/2019 | Publicación: 30/12/2019

### RESUMEN

Este estudio discute la resistencia al fuego de sistemas de sellado vertical compuestos por bloques cerámicos con agujeros verticales en altas temperaturas. La albañilería es ampliamente utilizada en el mercado de la construcción civil por tratarse de un sistema de bajo costo y alta productividad en comparación con los elementos convencionales. Los resultados fueron obtenidos con modelos computacionales de elementos finitos a través del software Ansys Mechanical, calibrados por ensayo experimental de resistencia al fuego a escala real, determinándose el tiempo de resistencia al fuego (TRF) para diferentes geometrías de bloques. Los análisis computacionales llevaron a resultados que apuntan un límite para la eficiencia del aumento de espesor de una pared para alcanzar altos TRF en relación con el aislamiento térmico.

**Palabras clave:** albañilería estructural; incendio; compartimentación.

**Citar como:** Bolina, F., Tutikian, B., Gonçalves, J., Souza, T., Manica, G. (2020), "Análisis numérico-experimental de paredes de mampostería con bloques de cerámica de diferentes espesores en altas temperaturas", Revista ALCONPAT, 10 (1), pp. 22 – 35, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v10i1.417>

<sup>1</sup> Universidade do Vale do Rio dos Sinos, São Leopoldo, Brasil.

### Información Legal

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

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

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

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

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

## Numerical-experimental analysis of ceramic block masonry walls of different thickness at high temperatures

### ABSTRACT

The study discusses the fire resistance of vertical sealing systems composed of ceramic bricks with vertical holes at high temperatures. The masonry sealing construction system is widely used in the Brazilian construction market because it is a low cost and high productivity system compared to conventional elements. The results were obtained with finite element computational models, using the Ansys Mechanical software, calibrated by a real scale experimental test, determining the fire resistance time (FRT) for different block geometries. The computational analysis led to results that point to a limit in efficiency of the wall thickness increase in order to reach a high FRT in relation to the thermal insulation.

**Keywords:** fire resistance time; fire; compartmentation.

## Análise numérico-experimental de paredes de alvenaria de bloco cerâmico com diferentes espessuras em altas temperaturas

### RESUMO

O estudo discute sobre a resistência ao fogo de sistemas de vedação vertical compostos por blocos cerâmicos com furos verticais em altas temperaturas. O sistema construtivo de vedação em alvenaria é amplamente utilizado no mercado da construção civil no Brasil por tratar-se de um sistema de baixo custo e alta produtividade em comparação aos elementos convencionais. Os resultados foram obtidos com modelos computacionais de elementos finitos, através do software Ansys Mechanical, calibrados por ensaio experimental em escala real, determinando-se o tempo de resistência ao fogo (TRF) para diferentes geometrias de blocos. As análises computacionais levaram a resultados que apontam um limite para eficiência do aumento de espessura de uma parede para se atingir TRF elevados em relação ao isolamento térmico.

**Palavras-chave:** tempo de resistência ao fogo; incêndio; compartimentação.

## 1. INTRODUCCIÓN

En 1974, el incendio del edificio Joelma, que ocurrió en São Paulo, Brasil, destacó el riesgo de incendio debido a la ausencia de compartimentaciones horizontales y verticales. La división de áreas es una característica de seguridad contra incendios y su objetivo principal es contener la acción del fuego y, por lo tanto, el desarrollo de las llamas, así como para proteger a los ocupantes presentes de la acción del fuego durante un período de tiempo. Los muros y particiones de mampostería pueden promover la compartimentación entre habitaciones, mitigando la propagación del fuego y el humo entre los ambientes (MARCATTI *et al.*, 2008).

Con la creciente necesidad de construir con calidad y seguridad, especialmente debido a la Norma Brasileña de Desempeño de Edificios, la NBR 15575 (ABNT, 2013), la necesidad de verificar el desempeño de los sistemas de construcción segundo los ítems de (a) sostenibilidad, (b) habitabilidad y (c) seguridad ganó fuerza en Brasil. De acuerdo con NBR 15575 (ABNT, 2013), entre los sistemas que deben cumplir con estos requisitos, los muros deben cumplir con parámetros mínimos de incendio. Además, los requisitos de partición son requeridos por las regulaciones estatales del departamento de bomberos en Brasil, lo que refuerza esta necesidad y requiere que los diseñadores cumplan con los requisitos.

Es común asociar la resistencia al fuego de los elementos de mampostería con su grosor, pero se deben tener en cuenta otros factores, como la cantidad de capas de aire contenidas en los bloques.

Hay una distribución de temperatura compleja en la sección de estos elementos que debería investigarse más a fondo dados los diferentes mecanismos de conducción de calor en ellos. La mampostería también varía según la región de fabricación, cambiando los materiales constituyentes disponibles y el proceso de fabricación local. (ZSEMBERY, 2013).

Para el diseño de mampostería contra incendios, el Eurocodigo 6 (EN 1996-1-2, 2005) permite dos tipos de métodos de dimensionamiento. Uno utiliza datos tabulados, que proporcionan la dimensión de espesor de pared mínima requerida para obtener el tiempo de resistencia al fuego. El segundo método, a través del cálculo que considera el módulo de falla del material en la exposición a altas temperaturas, define las especificaciones del elemento de acuerdo con la temperatura, la tasa de esbeltez y la deformación debido a la expansión térmica restringida. (RIGÃO, 2012).

Teniendo en cuenta que NBR 15220 (ABNT, 2003) utiliza la aparente simplificación de la conducción térmica y presenta un coeficiente para la conducción térmica del aire confinado muy inferior al del aire ventilado, se puede deducir que la razón de esta reducción se debe al transporte por convección y radiación térmica que ocurre entre las caras que generan este confinamiento. También se puede suponer que la explicación de la diferencia aparente en los valores de conducción térmica en los ensayos de Bai (2017) está relacionada con el hecho de que sus muestras con alvéolos más pequeños tienen un mayor número de alvéolos, lo que resulta en más fenómenos de convección y radiación térmica. ocurriendo dentro de la muestra.

Se realizan pruebas de laboratorio para comprender la performance de los sistemas de muros verticales en una situación de incendio y, en consecuencia, para hacer posible el uso. En Brasil, la reglamentación que rige estos testes de resistencia al fuego es la NBR 5628 (ABNT, 2001) para muros con función estructural y NBR 10636 (ABNT, 1989) para muros sin función estructural. De acuerdo con las normas, las pruebas deben realizarse a escala real, lo que hace que el proceso costoso que, sumado al número limitado de hornos verticales en América Latina, limite la recolección técnica en esta área. (RIGÃO, 2012).

Por lo tanto, el desarrollo de modelos teóricos y simulaciones por computadora es necesario para evaluar el comportamiento de la mampostería en una situación de incendio. En estos análisis, la transmisión de calor y el comportamiento mecánico son factores que ocurren en tres dimensiones. Sin embargo, la mayoría de los modelos existentes tienen enfoques bidimensionales que impiden el análisis adecuado de la transmisión de calor por convección y radiación dentro de los bloques de cerámica. (NGUYEN et al., 2009).

Para que el análisis computacional sea más representativo, los modelos computacionales deben calibrarse con los datos obtenidos a través de pruebas experimentales. Los resultados disponibles en las pruebas del sistema de sellado vertical abordan los elementos de estanqueidad (E), aislamiento térmico (I) y resistencia mecánica (R), lo que dificulta la realización de un modelo computacional avanzado, que requiere gran cantidad de informaciones relevantes. (NGUYEN; MEFTAH, 2012).

Por lo tanto, este trabajo evaluó la influencia de la geometría del bloque cerámico de orificio vertical en la resistencia al fuego de los sistemas de muros verticales en situaciones de incendio utilizando modelos asistidos por computadores, calibrando-los a través de los resultados de las pruebas experimentales de resistencia al fuego de la pared. en escala real, elaborado según NBR 5628 (ABNT, 2001). El estudio se dividió en cinco etapas: (1) introducción; (2) programa experimental; (3) análisis numérico; (4) resultados y discusión; y (5) conclusión.

## 2. PROCEDIMIENTO DE LABORATORIO

### 2.1 Construcción de lo prototipo del muro

El muro utilizado como objeto de calibración se llamaba P1. Este sistema tiene dimensiones de 3.15x2.80m y fue construido en un pórtico de metal en el laboratorio, como se muestra en la Figura 1.

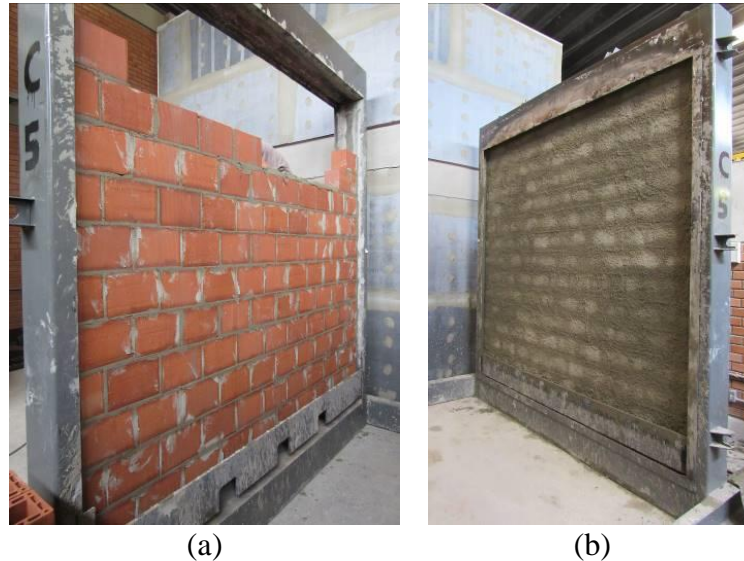


Figura 1. Secuencia de construcción del muro P1.

Para la ejecución del ensayo experimental se aplicaron ladrillos cerámicos de 8 MPa resistencia característica a la compresión, con furos verticales, dimensiones de 14 x 19 x 29 cm y con junta de mortero con cemento, arena y cal, con 4 MPa de resistencia a la compresión media, además de aditivos para aireadores, estabilizador de hidratación y retenedor de agua.

### 2.2 Instrumentación

Para evaluar la temperatura de la pared durante el ensayo, se utilizaron 5 termopares en la parte expuesta al fuego y 5 termopares en la parte no expuesta al fuego, fijados en esta superficie, como se muestra en la Figura 2. También se agregaron cinco termopares a lo largo del corte del bloque, como se muestra en la Figura 3.

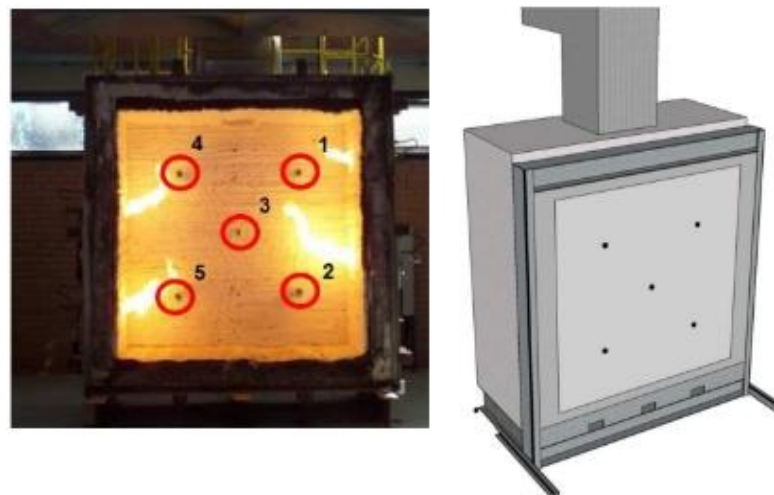


Figura 2. Termopares externos.

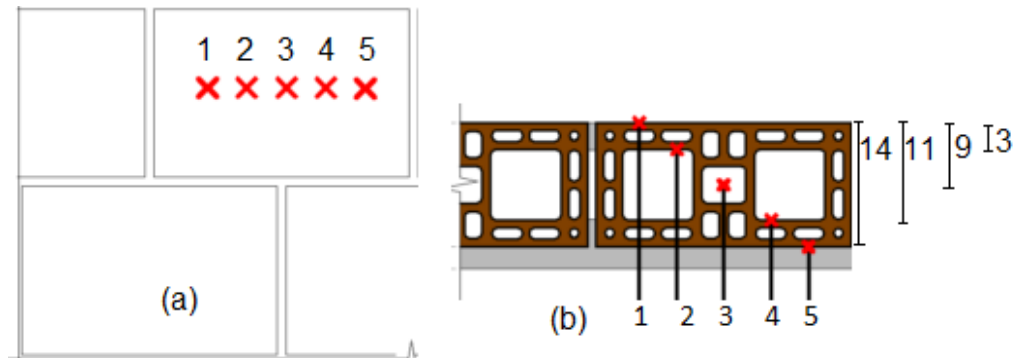


Figura 3. Disposición de los termopares internos en los bloques en (a) corte y (b) planta.

### 2.3 Horno de prueba vertical

La prueba se realizó en el Laboratorio de Seguridad contra Incendios de Unisinos. La pared se probó después de 56 días de curado en un horno vertical. El horno tiene cuatro quemadores dispuestos de acuerdo con la Figura 4, controlados por dos termopares que permiten medir la evolución de la temperatura según ISO 834 (2014). La Figura 4 también muestra la secuencia de montaje e instalación en la pared en el horno de prueba. El horno tiene una chimenea que regula el flujo de los gases generados por el calentamiento y la presión interna durante todo el ensayo, aislamiento térmico compuesto por una manta fibrocéramica y cuatro quemadores de gas, controlados digitalmente por un centro de control digital.

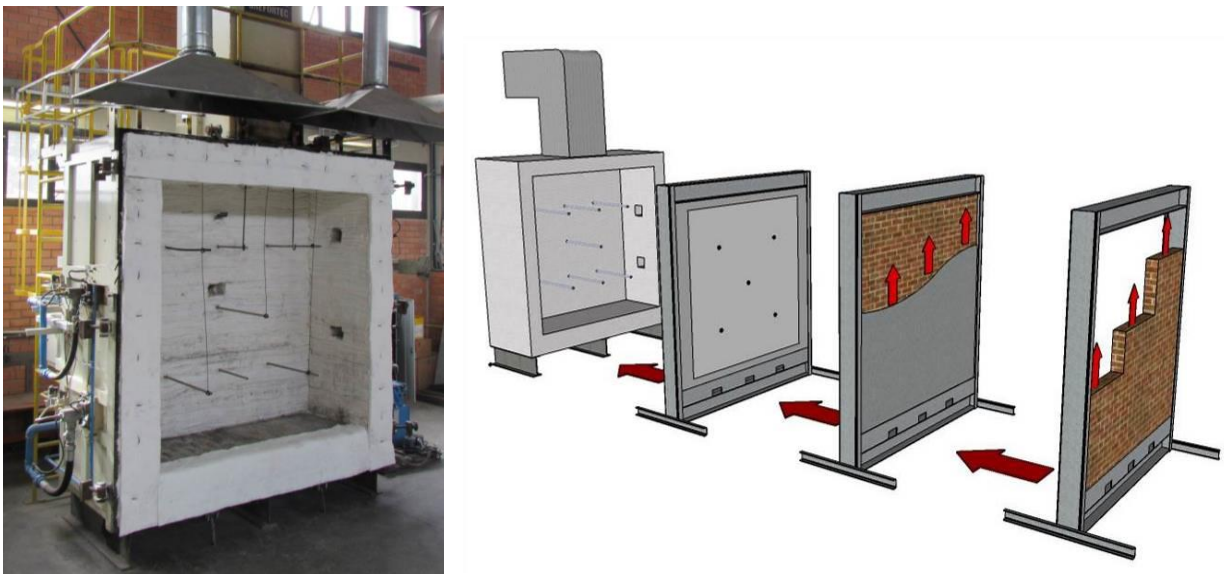


Figura 4. Detalle de la instalación del sistema junto al horno vertical.

## 3. SIMULACIÓN NUMÉRICA

### 3.1 Suposiciones de análisis

Para la elaboración del modelo computacional, se utilizó el programa *Ansys Mechanical Transient Thermal*. En este programa, se generó una malla de elementos, como se muestra en la Figura 5. Cada división contenida en la sección de ladrillo representa un elemento finito a calcular, de modo que el programa realiza una serie de cálculos más pequeños y los agrupa para presentar el resultado final.

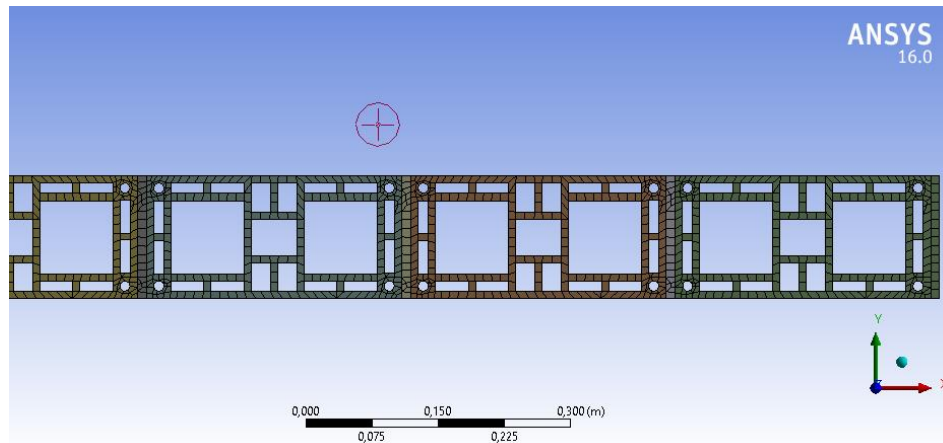


Figura 5. Malla hipotética para análisis computacional.

Los elementos finitos generados por el programa para los análisis numéricos fueron del tipo QUAD\_4, que generan cuatro nodos y representan formas cuadradas cercanas. Los tamaños mínimo y máximo de cada elemento se determinaron manualmente, siendo el elemento más pequeño posible con un lado de 1 mm y el elemento más grande posible con un lado de 50 mm. El mortero fue admitido como un elemento inerte, con iteración completa con el bloque. La conductividad térmica del bloque se proporcionó en función de las temperaturas extraídas del modelo experimental. Esta simulación se realizó en 2 dimensiones, con el único propósito de tener en cuenta las isotermas de los bloques bajo análisis.

Con la malla de cálculo, se insertó la curva de temperatura a la que se debe exponer el muro, siguiendo la curva de ISO 834 (ISO, 2014). La temperatura inicial definida para el análisis computacional fue la misma que la utilizada en la prueba experimental, de 20°C.

### 3.2 Parámetros obtenidos en calibración experimental

Para realizar el análisis experimental, fue necesario utilizar parámetros relacionados con las propiedades térmicas de los materiales involucrados, es decir, densidad, calor específico y coeficiente de conductividad térmica. Los parámetros definidos para la calibración se presentan en la Tabla 1.

Tabla 1. Parámetros definidos en la calibración.

Parámetro	Valor		
	Densidad (kg/m <sup>3</sup> )	Conductividad térmica (W.C/m)	Calor específico (J.C/kg)
Aire	1,125	0,025	1005
Mortero	1709	0,9	1550
Ladrillo	1200	2,5	880

Para la definición de los valores de convección, en vista de su variación con el aumento de la temperatura, el ladrillo se dividió en dos regiones, como se muestra en la Figura 6, y para cada uno de ellos se asignó un valor de coeficiente de conductividad térmica de acuerdo con la evolución del tiempo de prueba cuando las temperaturas aumentaron. Los coeficientes utilizados se muestran en la Tabla 2.



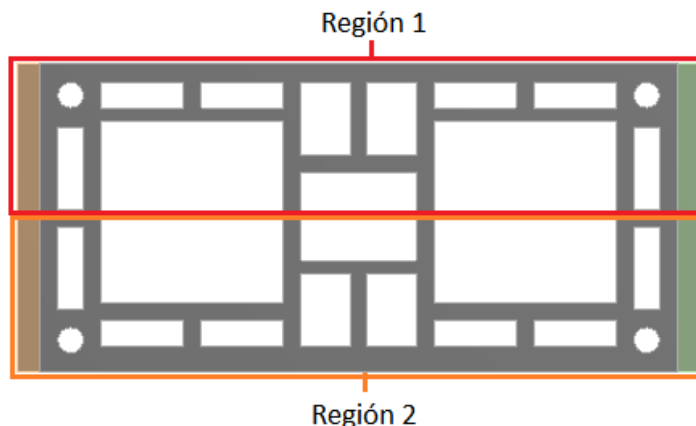


Figura 6. Regiones definidas para coeficientes de convección.

Tabla 2. Coeficientes de convección térmica.

Región del ladrillo	Tiempo de ensayo			
	30 min	60 min	120 min	240 min
<b>Región 1</b>	30 (W.C/m)	14 (W.C/m)	9 (W.C/m)	4 (W.C/m)
<b>Región 2</b>	0,7 (W.C/m)	20 (W.C/m)	6 (W.C/m)	0,5 (W.C/m)

Estos valores fueron extraídos del modelo experimental, alimentando la simulación computacional.

### 3.3 Puntos de lectura de temperatura

Los puntos de lectura de temperatura en el bloque fueron los mismos que los asumidos experimentalmente, como se muestra en la Figura 7. Los termopares 3 y 4, que no se muestran en la Figura 7, se usaron para medir los resultados de la temperatura del aire en el modelado computacional, no de los bloques.

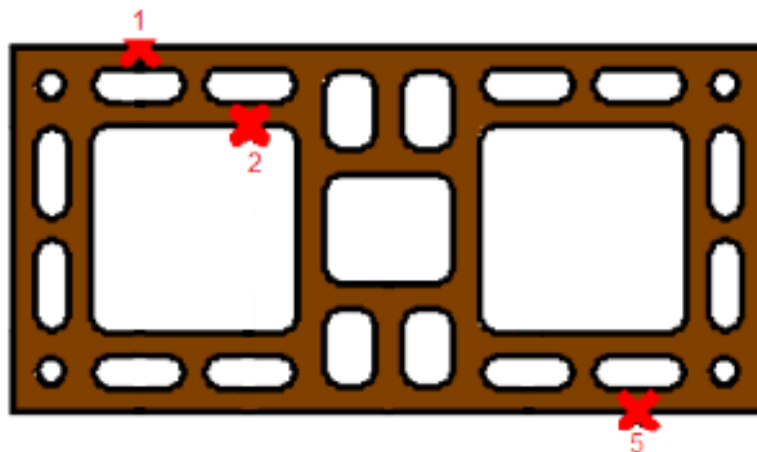


Figura 7. Puntos admitidos.

### 3.4 Modelo de calibración y validación.

Para la validación del modelo computacional, a través del análisis experimental en horno vertical, las variables fueron alimentadas por los parámetros de densidad, conductividad térmica, calor específico y convección térmica, extraídos de la prueba. A través de esta información, el modelo computacional se calibró con datos experimentales, que se muestran en la Tabla 3.

Tabla 3. Temperaturas alcanzadas en el modelo de calibración

Puntos	Tiempo			
	30 min	60 min	120 min	240 min
En el punto 1	833 °C	945 °C	1047 °C	1151 °C
En el punto 2	321 °C	608 °C	701 °C	846 °C
En el punto 3	46 °C	95 °C	237 °C	417 °C

La validación del modelo ocurrió a través de los valores obtenidos en el análisis numérico con los análisis experimentales.

### 3.5 Extrapolación de resultados experimentales.

Con la calibración realizada de acuerdo con el resultado experimental, comenzó el proceso de extrapolación computacional para otras geometrías de ladrillos. Para ello, se admitieron tres espesores comerciales de ladrillos cerámicos de 11,5, 14 y 19 cm. Para cada uno de estos espesores se definieron 3 ladrillos, con variaciones en el número de alvéolos y, por lo tanto, en el porcentaje de vacíos. Se propusieron tres geometrías distintas, pero el grosor de las paredes internas del ladrillo era constante, con 9 mm en el exterior y 8 mm en el interior, como se muestra en la Figura 8.

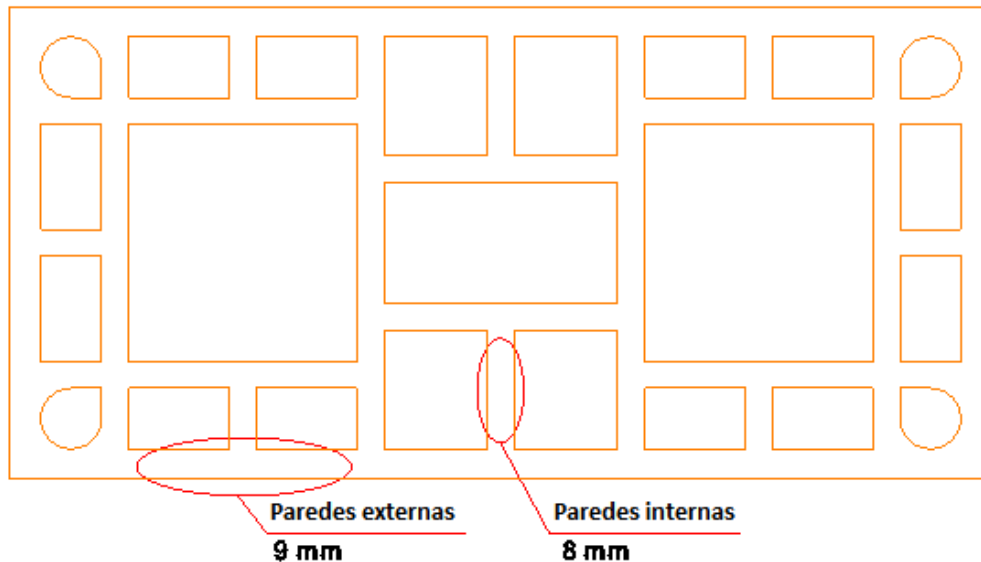


Figura 8. Paredes internas y externas de los ladrillos.

La familia de ladrillos de 11.5 cm de espesor se llamaba BL1; de 14 cm de grosor BL2; y el 19 cm de grosor BL3. Las variaciones porcentuales de huecos (vacíos) dentro de la misma familia de ladrillos se calcularon utilizando la relación entre el área bruta y el área neta, y se refirieron a los índices I, II y III. La Figura 9 detalla los ladrillos utilizados en este estudio. Los ladrillos se nombraron secuencialmente de BL1 a BL3. Se observa que los ladrillos con índices de II (BL1-II, BL2-II y BL3-II) se encuentran en el mercado, los comerciales. A partir de ahí, se propusieron ladrillos con alvéolos más pequeños y ligeramente más grandes, aquellos con índice I (BL1-I, BL2-I y BL3-I), y ladrillos con alvéolos grandes y pequeños, aquellos con índice III (BL1-III), BL2-III y BL3-III).

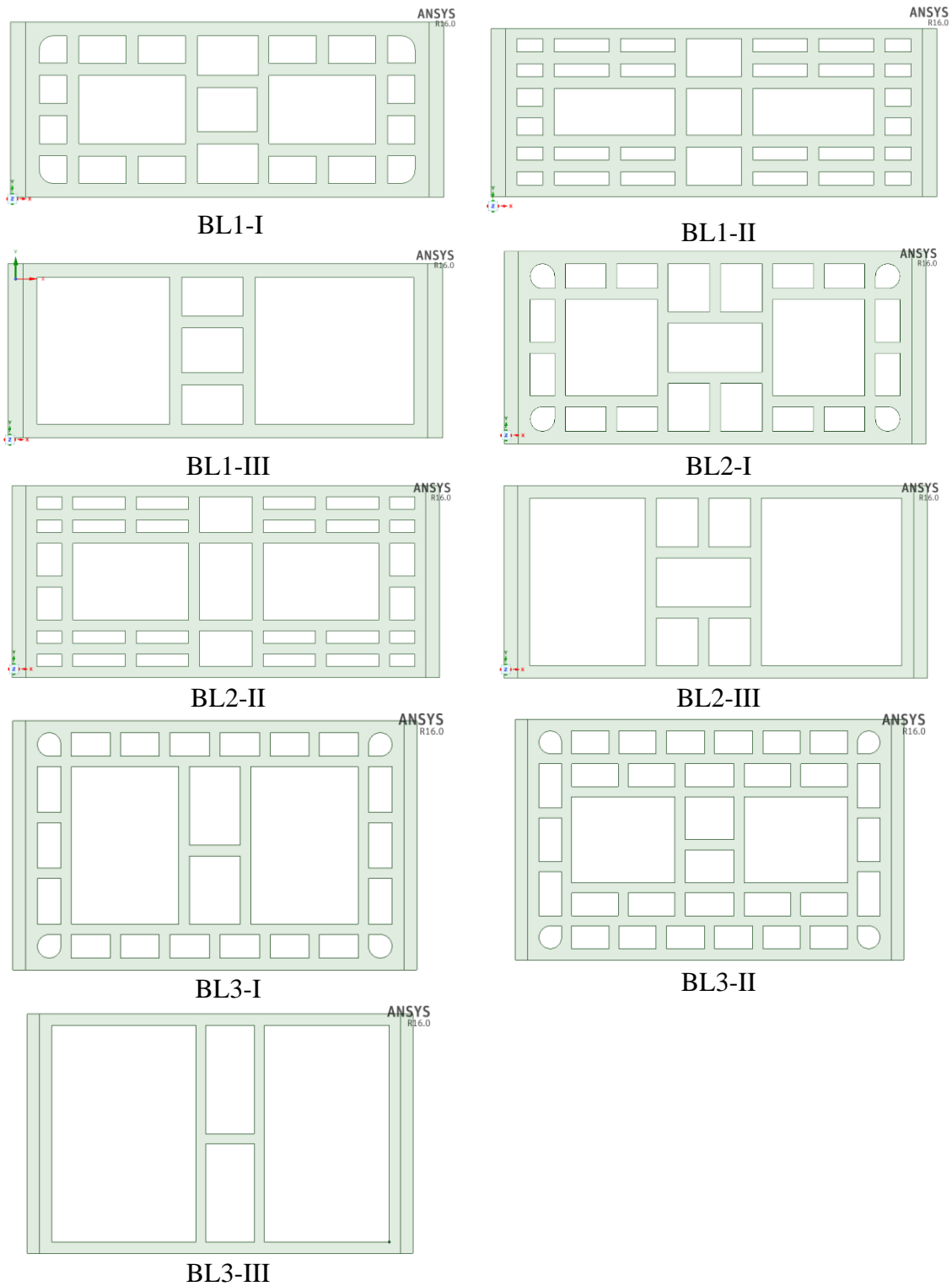


Figura 9. Ladrillos empleados

La Tabla 4 muestra las nomenclaturas, medidas y volumen vacío (%) calculados para cada tipo de ladrillos cerámicos.

Tabla 41. Ladrillos empleados en las simulaciones de computador.

Nombre del ladrillo	Dimensiones (cm)	Total vacíos (%)
BL1-I	11,5 x 19 x 26,5	54,24
BL1-II	11,5 x 19 x 26,5	43,72
BL1-III	11,5 x 19 x 26,5	71,42
BL2-I	14 x 19 x 26,5	54,2
BL2-II	14 x 19 x 26,5	58,6
BL2-III	14 x 19 x 26,5	72,82
BL3-I	19 x 19 x 26,5	64,36
BL3-II	19 x 19 x 26,5	57,39
BL3-III	19 x 19 x 26,5	79,03

### 3.6 Tiempo de análisis de las isotermas

Las isotermas de los ladrillos en el programa computacional se calcularon a los 30, 60, 90, 120, 180 y 240 minutos. Para definir el tiempo de resistencia al fuego (TRF) de cada ladrillo, la temperatura límite de 200°C (180 + 20 ° C) en la cara no expuesta al fuego se definió para un termopar aislado, basado en los preceptos de NBR 10636 (ABNT, 1989).

## 4. RESULTADOS

Como el criterio predominante para la definición de TRF es la temperatura de la cara no expuesta del ladrillo, estas mediciones se usaron con la temperatura límite de 200 ° C en esta cara. Se recogieron isotermas de ladrillo en el programa computacional a los 30, 60, 90, 120, 180 y 240 minutos. La Figura 10 presenta las isotermas de algunos de los ladrillos utilizados en este estudio y, en la Figura 11, la comparación entre todos los ladrillos, con variación en la geometría, porcentaje de vacíos y espesores.

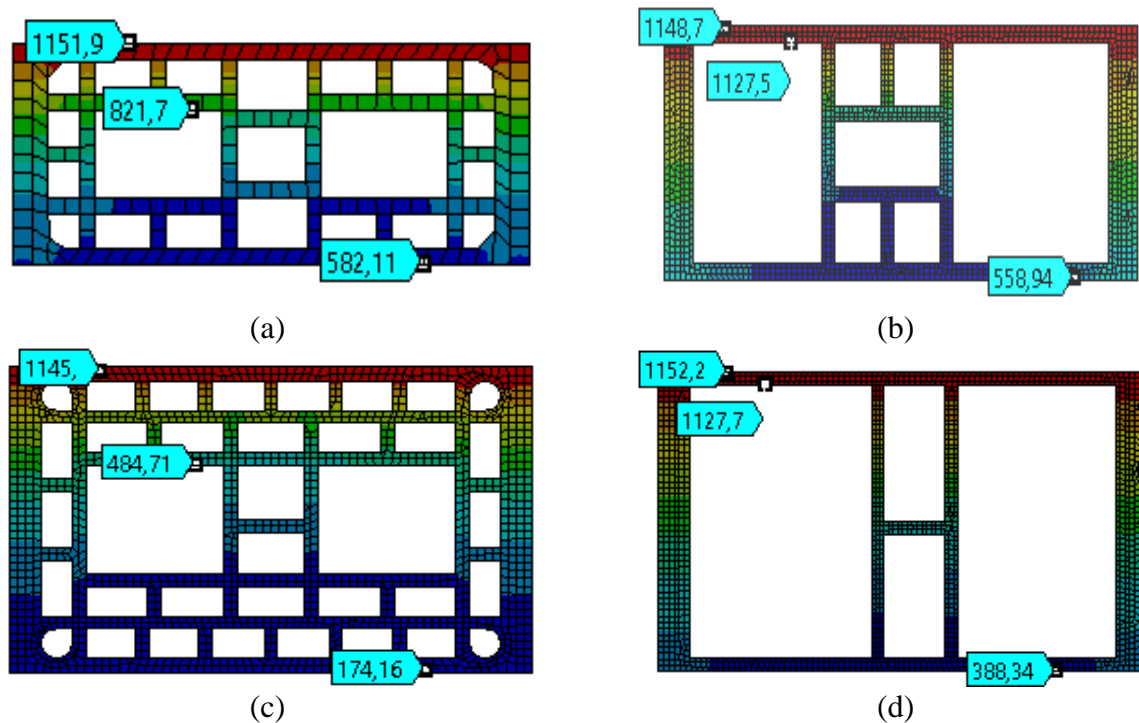


Figura 10. Isotermas de bloque (a) BL2-I, (b) BL2-III, (c) BL3-II e (d) BL3-III a 180 minutos.

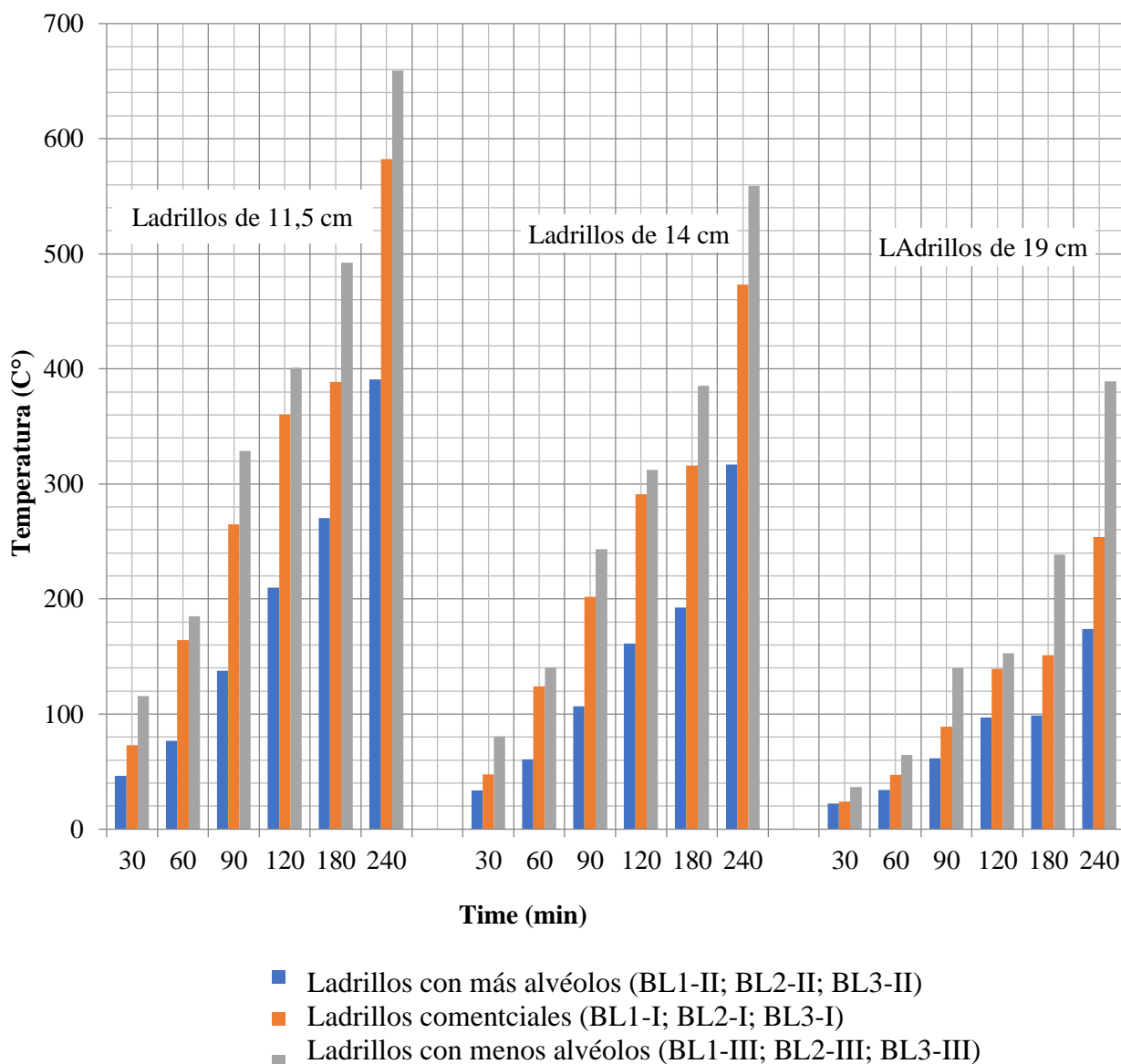


Figura 11. Comparación entre las temperaturas en la cara no expuesta de todos los bloques.

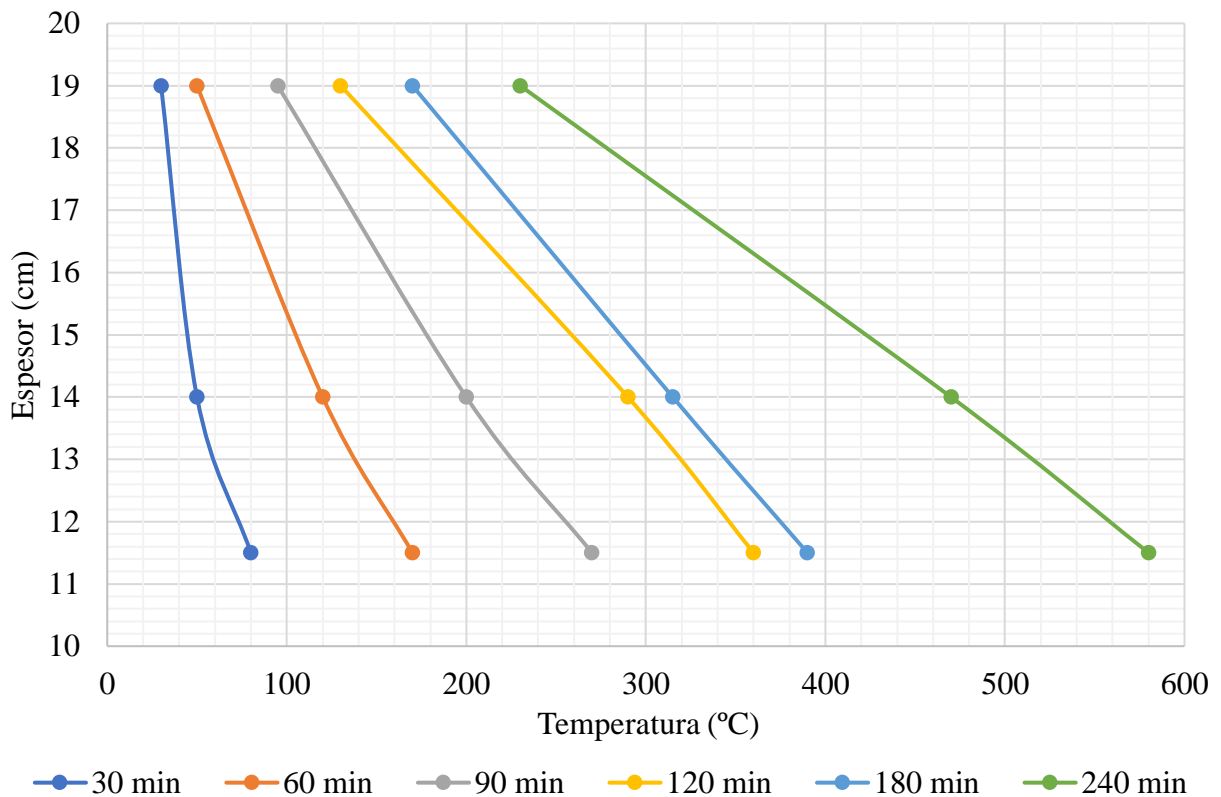
Mirando la Figura 11, es posible ver que los alvéolos tienen una gran influencia en el aislamiento térmico de los ladrillos, especialmente a temperaturas más altas. Se observó que elegir un ladrillo con un mayor número de alvéolos puede ser una opción más efectiva que elegir un ladrillo más grueso cuando se desea un TRF alto, en línea con lo que concluyó Lee (2017), ya que la influencia de los alvéolos en un ladrillo se vuelve prácticamente nula a bajas temperaturas. Considerando la respuesta de los modelos, se encontró que a temperaturas elevadas los fenómenos convectivos e irradiativos que ocurren dentro de los ladrillos son más relevantes que la conducción térmica, que ocurre a través del material. Esto se refuerza con el concepto de NBR 15220 (ABNT, 2003) de que el aire confinado es un excelente aislante térmico.

A partir de los resultados de la Figura 11, fue posible extrapolar los valores de vacío requeridos para cumplir con un tiempo de aislamiento térmico (TIT) para cada tipo de ladrillo, presentado en la Tabla 5. La extrapolación se realizó realizando solo el ajuste de la forma del ladrillo, basado en el que había sido calibrado por medios experimentales.

Tabla 5. Determinación de TIT a partir del porcentaje de vacíos en un ladrillo

Espesor del ladrillo	Porcentaje máximo de vacíos para un TRF en minutos					
	30	60	90	120	180	240
11,5 cm	79,11%	86,64%	45,95%	42,17%	40,25%	30,95%
14 cm	81,73%	80,71%	62,89%	58,30%	53,08%	45,96%
19 cm	84,90%	84,90%	84,90%	84,90%	74,02%	59,62%

Para fines de comparación, también se generaron curvas de la evolución de la temperatura en la cara no expuesta en los ladrillos del índice II, para hacer una comparación de la influencia de los espesores de ladrillos, presentada en la Figura 12.



30 min: $L = 23,843e^{-0.01T}$ $R^2 = 0,9787$	60 min: $L = 22,768e^{-0.004T}$ $R^2 = 0,9948$	90 min: $L = 24,566e^{-0.003T}$ $R^2 = 0,9985$	120 min: $L = 25,136e^{-0.002T}$ $R^2 = 0,9869$	180 min: $L = 26,21e^{-0.002T}$ $R^2 = 0,9907$	240 min: $L = 26,337e^{-0.001T}$ $R^2 = 0,9912$
---	--	--	---	--	---

Figura 12. Curvas de los ladrillos BL1-II, BL2-II e BL3-II.

A partir de estas curvas fue posible determinar el espesor deseado relacionado con TIT para los muros, como se muestra en la Tabla 6.

Tabla 6. Determinación de TIT a partir del espesor de un ladrillo

Espesor mínimo para un TRF						
TRF (min)	30	60	90	120	180	240
Espesor (cm)	11,5	11,5	14	19	19	-

La Tabla 6 presenta espesores mínimos de pared que cumplen con el Eurocode 6 (EN 1996-1-2, 2005), lo que refuerza la validación de los parámetros utilizados. Al observar los datos generados a partir del análisis de la influencia del grosor de un bloque, es posible verificar que este factor tenga una buena influencia para los TIT más bajos. Sin embargo, después de 90 minutos, este parámetro tiende a tener una tasa de incremento TIT más baja.

## 5. CONCLUSIONES

En este trabajo, la resistencia al fuego de los ladrillos cerámicos utilizados para los muros de mampostería se analizó mediante el método de elementos finitos utilizando el programa Ansys Mechanical. Los ladrillos probados por software se moldearon en una configuración no revestida con juntas de mortero de 1 cm, variando solo el grosor y el número de alvéolos en cada simulación. Los análisis computacionales condujeron a resultados que señalan un límite a la eficiencia del aumento del espesor de la pared para alcanzar altos TRF en relación con el aislamiento térmico. También fue posible demostrar la variación de aislamiento térmico al aumentar el número de alvéolos dentro de un bloque. Por lo tanto, fue posible verificar la importancia de los procesos de convección y radiación térmica en el aspecto de seguridad contra incendios, que son más relevantes que la conducción térmica del material en cuestión.

Cuando se realiza un análisis solo de grosores de ladrillo, los resultados convergen con la tabla de diseño Eurocode 6 (EN 1996-1-2, 2005). Cuando se considera el número de celdas, la ganancia potencial en resistencia térmica sin variar el grosor de un bloque cumple con los conceptos de confort térmico que se presentan en NBR 15220. Este hecho refuerza la relevancia de usar este concepto en la elaboración de un estándar brasileño para el diseño estructural de mampostería contra incendios.

## 6. REFERÊNCIAS

- Associação Brasileira de Normas Técnicas (1989). *ABNT NBR 10636: Paredes divisórias sem função estrutural - Determinação da resistência ao fogo - Método de ensaio*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2001). *ABNT NBR 5628: Componentes construtivos estruturais - Determinação da resistência ao fogo*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2013). *ABNT NBR 15575: edificações habitacionais: desempenho*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2003). *ABNT NBR 15220: Desempenho térmico de edificações*. Rio de Janeiro.
- Bai, G. et al. (2017). *Study on the Thermal Properties of Hollow Shale Blocks as Self-Insulating Wall Materials*. *Advances in Materials Science and Engineering*, v. 2017, p. 12.
- Ehrenbring, H. Z., Quinino, U., Oliveira, L. S., Tutikian, B. F. (2019), *Experimental method for investigating the impact of the addition of polymer fibers on drying shrinkage and cracking of concrete*. *Struct. Concr.* 20, 1064–1075. doi:10.1002/suco.201800228.
- European Committee Standardization (2005). *Eurocode 6: Design of masonry structures: Part 1-2: General rules – Structural fire design*. Brussels.
- Gil, A., Pacheco, F., Christ, R., Bolina, F. L., Khayat, K. H., Tutikian, B. F. (2017), *Comparative study of concrete panels' fire resistance*. *Aci Mater. J.* 114, 755–762.
- International Organization for Standardization (2014). *ISO 834-11: Fire resistance tests - Elements of building construction - Part 11: Specific requirements for the assessment of fire protection to structural steel elements*. Switzerland.
- Lee, L. S. H., Jim, C. Y. (2017). *Subtropical summer thermal effects of wire-rope climber green walls with different air-gap depths*. *Building and Environment*, v. 126, p. 1–12.

- Marcatti, J., Coelho Filho, H. S., Berquó Filho, J. E. (2008), *Compartimentação e afastamento entre edificações*. In: SEITO, A. I. et al (Coord.). A segurança contra incêndio no Brasil. São Paulo: Projeto Editora.
- Nguyen, T. D. et al. (2009), *The behaviour of masonry walls subjected to fire: Modelling and parametrical studies in the case of hollow burnt-clay bricks*. Fire Safety Journal, v. 44, n. 4, p. 629–641.
- Nguyen, T. D., Meftah, F. (2012), *Behavior of clay hollow-brick masonry walls during fire. Part 1: Experimental analysis*. Fire Safety Journal, v. 52, p. 55–64.
- Pacheco, F., Souza, R., Christ, R., Rocha, C., Silva, L., Tutikian, B. F. (2018), *Determination of volume and distribution of pores of concretes according to different exposure classes through 3D microtomography and mercury intrusion porosimetry*. Struct. Conc. 19, 1419–1427. doi:10.1002/suco.201800075.
- Rigão, A. O. (2012), *Comportamento de pequenas paredes de alvenaria estrutural frente a altas temperaturas*. 142 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria.
- Zsebery, S., Lawrence, S. (2013), *Manual 2 - The Properties of Clay Masonry*. Think Brick. Austrália.



## Hormigón reforzado con fibras poliméricas expuesto al fuego

D. M. Dias<sup>1\*</sup> , J. L. Calmon<sup>1</sup> , G. L. Vieira<sup>1</sup> 

\*Autor de Contacto: [dainerdias@gmail.com](mailto:dainerdias@gmail.com)

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v10i1.426>

Recepción: 01/07/2019 | Aceptación: 27/11/2019 | Publicación: 30/12/2019

### RESUMEN

El objetivo de este trabajo fue investigar la influencia de la adición de fibras poliméricas de polipropileno, poliéster, poliamida, aramida y pulpa de aramida en el comportamiento de hormigones sometidos a temperaturas elevadas. Las probetas con adiciones de fibras a una tasa de 2 kg/m<sup>3</sup> fueron producidas y sometidas a altas temperaturas a través de pruebas en horno y de fuego directo. También se construyeron columnas y se sometieron a un simulador de incendios en vivo perteneciente al Departamento de Bomberos de Espírito Santo - Brasil. Se analizaron las propiedades microestructurales y mecánicas. Se observó que las fibras pueden influir en las propiedades del concreto y que los ensayos de fuego con carga de incendio estándar pueden ser una alternativa o complemento para el análisis de hormigón sometido a temperaturas elevadas.

**Palabras clave:** hormigón reforzado; fibras poliméricas; altas temperaturas; fuego; propiedades mecánicas.

**Citar como:** Dias, D. M., Calmon, J. L. Vieira, G. L. (2020), “Hormigón reforzado con fibras poliméricas expuesto al fuego”, Revista ALCONPAT, 10 (1), pp. 36 – 52, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v10i1.426>

<sup>1</sup> Universidad Federal de Espírito Santo, Vitória-ES, Brasil.

### Información Legal

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

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

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

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

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

## Polymeric fiber reinforced concrete exposed to fire

### ABSTRACT

The aim of this work was to investigate the influence of the addition of polypropylene, polyester, polyamide, aramid and aramid pulp fibers on the behavior of concretes subjected to high temperatures. For that, test specimens with fiber additions were made at a rate of 2 kg/m<sup>3</sup> and submitted to temperatures in furnace, as well as to high temperatures through direct fire test. Columns were also built and subjected to a live fire simulator belonging to the Espírito Santo Fire Department - Brazil. Microstructural and mechanical properties were analyzed. It has been observed that the fibers may influence the properties of the concrete and that fire tests with standard fire load may be an alternative or complementary analysis of concrete subjected to elevated temperatures.

**Keywords:** Reinforced concrete; polymeric fibers; high temperatures; fire; mechanical properties

## Concreto reforçado com fibras poliméricas exposto ao fogo

### RESUMO

O objetivo desse trabalho foi investigar a influência da adição de fibras poliméricas de polipropileno, poliéster, poliamida, aramida e polpa de aramida no comportamento de concretos submetidos a temperaturas elevadas. Para tanto, corpos de prova com adições de fibras a uma taxa de 2kg/m<sup>3</sup> foram produzidos e submetidos a mufla, bem como a altas temperaturas através de teste de fogo direto em grelha. Protótipos também foram construídos e submetidos a simulador de incêndio real pertencente ao Corpo de Bombeiros do Espírito Santo - Brasil. Propriedades microestruturais e mecânicas foram analisadas. Observou-se que as fibras podem influenciar as propriedades do concreto e que os ensaios de teste de fogo com carga de incêndio padrão podem ser uma alternativa ou complementar análise de concreto submetido a temperaturas elevadas.

**Palavras-chave:** Concreto reforçado; fibras poliméricas; altas temperaturas; incêndio; propriedades mecânicas.

## 1. INTRODUCCIÓN

Grandes incendios han comprometido severamente varias estructuras a lo largo de la historia (Metha y Monteiro, 2008). La seguridad estructural contra incendios es una de las consideraciones más importantes que deben aplicarse a los edificios (Khalaf y Huang, 2016). El comportamiento del hormigón bajo la acción de agentes agresivos ha sido objeto de estudios en las áreas de tecnología y durabilidad del hormigón (Petrucci, 1981).

Ma et al. (2015), Haddad et al. (2008), Cree et al. (2013) y Park y Yim (2016) mostraron que las altas temperaturas dañan seriamente la microestructura y la mesoestructura del hormigón, lo que causa el perjuicio de las propiedades mecánicas e incluso efectos perjudiciales en el nivel estructural debido a la fisuración del hormigón y la exposición del acero a las llamas en caso de incendio.

El comportamiento de un incendio real es muy diferente al de la mayoría de las pruebas en muflas. En un enfoque basado en el rendimiento, se puede utilizar una representación más realista del fuego, que comprende una fase de calentamiento seguida de una fase de enfriamiento hasta que vuelva a la temperatura ambiente (Gernay y Franssen, 2015). Ensayos a la llama reales son importantes para comprender el verdadero comportamiento del hormigón en incendios, ya que las pruebas de laboratorio convencionales no siempre reflejan el comportamiento de esta situación patológica. Del mismo modo que la resistencia al fuego de las estructuras construidas es mayor de

lo esperado en los ensayos de elementos individuales (Lennon et al., 2007). Se observa que los métodos tradicionales de ensayos de materiales son más conservadores que los con fuego real.

El uso de fibras en el hormigón se ha vuelto popular, principalmente por su resistencia a la fisuración, retracción plástica y mayor tenacidad y, más específicamente, las fibras poliméricas dan al hormigón un mejor comportamiento posterior a la fisuración, evitan y controlan la formación y propagación de fisuras y también inhiben el fenómeno del desprendimiento (*spalling*) (Alhozaimy et al., 1996; Kurtz y Balaguru, 2000; Ezziane et al., 2015; Poon et al., 2004). Corroborando la idea, Pai y Chandra (2013) señalaron que una mejor comprensión de los conceptos detrás del refuerzo de fibra, los nuevos métodos de fabricación y los nuevos tipos de fibras orgánicas llevaron a los investigadores a concluir que las fibras sintéticas y naturales pueden, de hecho, reforzar el hormigón.

En un incendio, las fibras se derriten a cierta temperatura, lo que ayuda a liberar vapor de agua a través de los poros (Pliya et al., 2011). La porosidad adicional y los pequeños canales creados al fundir fibras de polipropileno pueden disminuir la presión de vapor interna en el hormigón y reducir la probabilidad de desprendimiento (*spalling*) (Noumowe, 2005), especialmente en hormigón de alta resistencia.

Lee et al. (2012) señalan que desde los primeros artículos que discutieron la resistencia al fuego del hormigón, como el informe ACI de 1919 (ACI, 2019), varios investigadores han sugerido la adición de fibras al hormigón. Sin embargo, la discusión sobre la influencia positiva de las fibras poliméricas en las propiedades mecánicas del hormigón aún no está finalizada, porque, aunque algunos estudios indican que las fibras no influyen o empeoran significativamente las propiedades de un concreto de referencia, otros estudios han demostrado lo contrario, antes y después. Después de ser sometidas a altas temperaturas, las fibras pueden mejorar las propiedades mecánicas del concreto, como lo demuestran Shihada (2011) y Drzymala et al. (2017)

Los estudios han demostrado que las fibras de polipropileno son efectivas para mitigar el agrietamiento de los hormigones expuestos a altas temperaturas (Ezziane et al., 2015; Xiao y Falkner, 2006; Behnood y Ghandehari, 2009; Bangi y Horiguchi, 2012; Akca y Zihnioğlu, 2013) y que la adición de fibras de polipropileno es el método más utilizado para evitar el desprendimiento (*spalling*) en hormigón de alta resistencia. Song et al. (2005) evaluaron los efectos de la adición de fibras de nylon y polipropileno y mostraron que la resistencia a la compresión del hormigón aumentó, respectivamente, 12,4% y 5,8% en comparación con el hormigón sin fibras. Con respecto a las fibras de poliéster, dependiendo del porcentaje utilizado, la adición de fibras puede contribuir a aumentar la resistencia a la compresión del hormigón, como Suresh et al. (2014) concluirán. A una dosificación óptima, las fibras de poliéster mejoraron la resistencia a la compresión y la resistencia a la tracción por flexión del hormigón expuesto a altas temperaturas en el rango de 150-250 ° C durante intervalos de 1,2 o 3 horas (Sekhar y Raju, 2017). La adición de fibras de poliéster al hormigón puede contribuir a un retraso en el dano del hormigón normal cuando se somete a un rango de temperatura sostenido de 25 a 400 ° C (Suresh et al., 2014). La fibra de aramida todavía es poco común para la industria de la construcción (Çavdar, 2013), lo que demuestra que puede estudiarse mejor.

Por lo tanto, debido a las brechas (gaps) existentes y la importancia del tema, el objetivo de este trabajo fue investigar la influencia de la adición de polipropileno, poliéster, poliamida, aramida y pulpa de aramida en el comportamiento de los hormigones sometidos temperatura elevadas, utilizando diferentes ensayos. Para esto, se hicieron muestras con adición de fibra a una tasa de 2kg/m<sup>3</sup>. Las muestras o probetas se sometieron a temperaturas de 300°C, 500°C y 700°C en el horno, así como a altas temperaturas mediante ensayos de fuego directo en parrilla. También se construyeron prototipos (columnas) y se sometieron a un simulador de fuego real perteneciente al Departamento de Bomberos de Espírito Santo - Brasil. Posteriormente se realizaron ensayos de resistencia a la compresión, resistencia a la tracción por la flexión, resistencia a la tracción por compresión diametral (ensayo brasileño), pérdida de masa y velocidad del pulso ultrasónico.

## 2. PROGRAMA EXPERIMENTAL

### 2.1 Materiales y proporciones de la mezcla

Para la preparación del hormigón, se utilizó el cemento Portland CP III 40 RS, según la clasificación estándar (ABNT, 2018). Se utilizó arena natural con módulo de finura de 1,92 y una dimensión máxima de 2,4 mm como árido fino. Se usaron dos tipos de árido de granito en el hormigón como árido grueso, uno con un tamaño característico máximo de 19 mm y el otro con 9 mm. Se usó un superplastificante en la preparación de los hormigones. Las fibras se usaron a una tasa de 2 kg/m<sup>3</sup>. Esta tasa tenía como objetivo principal reducir la posibilidad de desprendimiento (*spalling*) y siguió una tendencia extraída del estado del conocimiento de la mejor cantidad de fibra (Poon et al., 2004; Behnood y Ghandehari, 2009; Kim et al., 2013; Lourenço et al., 2011; Bei y Zhixiang, 2016), donde se obtuvieron los mejores con una tasa igual a la utilizada o próximo de la misma. Las propiedades típicas de la fibra se muestran en la Tabla 1.

Tabla 1. Propiedades de las fibras

Fibra	Diámetro (µm)	Long. (mm)	Mod. De elasticidad (GPa)	Resist. tracción (GPa)	Densidad (g/cm <sup>3</sup> )	Punto de fusión (°C)
Polipropileno	12	12	9,0	0,5	0,91	160
Poliéster	20-25	15	8,2	0,3 – 0,5	1,34	235
Poliamida (Nylon 6.6)	30	12	5,0	0.9	1,14	260
Aramida (Kevlar 29/49)	14	12	65/125	2.8	1,44	427-482
Pulpa de aramida Kevlar	2-13	0,5-1,0	65/125	2.8	1,45	423

### 2.2 Preparación de las probetas

La proporción de los materiales utilizados para fabricar los hormigones se muestra en la Tabla 2. Se produjeron seis mezclas: la referencia sin fibras (NF), el hormigón reforzado con fibras de polipropileno (PP), el hormigón reforzado con fibras de poliéster (POL), el hormigón reforzado con fibras de poliamida (NY), hormigón reforzado con fibra de aramida (AR) y hormigón reforzado con fibra de pulpa de aramida (AP).

Tabla 2. Mezclas de hormigón

Material	NF	PP	POL	NY	AR	AP
Cemento (kg/m <sup>3</sup> )	340	340	340	340	340	340
Árido fino (kg/m <sup>3</sup> )	770	770	770	770	770	770
Árido grueso 9 mm (kg/m <sup>3</sup> )	300	300	300	300	300	300
Árido grueso 19 mm (kg/m <sup>3</sup> )	842	842	842	842	842	842
Agua (l/ m <sup>3</sup> )	170	170	170	170	170	170
Superplastificante (l/ m <sup>3</sup> )	2,85	2,85	2,85	2,85	2,85	2,85
a/c	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
Fibra (kg/m <sup>3</sup> )	0	2	2	2	2	2
Ensayo de asentamiento – cono de Abrams (mm)	190	30	50	70	60	20
Densidad (kg/m <sup>3</sup> )	2471	2439	2455	2457	2460	2452

Las probetas cilíndricas y prismáticas se moldearon de acuerdo con NBR 5738 (ABNT, 2015a). Las mezclas de hormigón fresco se ensayarán para determinar la trabajabilidad mediante el ensayo

del cono de Abrams de acuerdo con NBR NM 67 (ABNT, 1998). Poco después se moldearon probetas de hormigón (columnas) con una sección transversal de 20x20 cm y una altura de 1,35 m. Las muestras permanecieron en cura húmeda durante 28 días. Después de este período, las muestras se mantuvieron en un ambiente controlado (cámara climática) durante otros 7 días, con una temperatura constante de 23°C y una humedad relativa del 77%, cerca de la realidad encontrada en el estado de Espírito Santo - Brasil. Como los ensayos a alta temperatura están influenciadas por la humedad y, considerando que el objetivo era ensayar el hormigón lo más cerca posible de la realidad, se realizó el control de temperatura y humedad. ASTM E119 (ASTM, 2018) indica el acondicionamiento de las probetas con el fin de proporcionar una condición de humedad interior similar a los edificios construidos.

### 2.3 Métodos de ensayos en altas temperaturas

Antes de los ensayos mecánicos, las muestras se sometieron a ensayos en mufla a alta temperatura y llama directa. En el horno de mufla, las temperaturas máximas alcanzadas para el análisis fueron 300, 500 y 700°C. Estos rangos de temperatura analizados (rangos en los que ocurren transformaciones importantes en el hormigón) siguen una tendencia encontrada en el estado del conocimiento, como, por ejemplo, en Xiao y Falkner (2006), Shihada (2011), Suresh et al. (2014) y Yermak et al. (2017) En un estudio anterior, Dias et al. (2017) observaron que a temperaturas más altas los hormigones perdieron su capacidad estructural.

En relación con el desprendimiento (*spalling*), un fenómeno que ocurre con el hormigón sometido a altas temperaturas, factores como el tipo de árido, el tamaño de las probetas, la presencia de aditivos, la resistencia del hormigón y, principalmente, la velocidad de calentamiento, influyen en la presencia de desprendimiento (*spalling*). En la mayoría de los casos, se requiere una temperatura superior a 700°C para el *spalling*. Sin embargo, las temperaturas superiores a 500°C, en conjunta con otras características, ya son suficientes. Por ejemplo, Akca y Zihnioglu (2013) dijeron que se observó un *spalling* explosivo en su investigación, especialmente en probetas sin fibras que empezaron después de 500°C.

Como los incendios reales en compartimentos tienen un pico y poco después el decaimiento (Hartin, 2018), en los ensayos realizados, después de alcanzar la temperatura máxima establecida, el horno se apagó. La velocidad de calentamiento utilizada fue de 10°C/min y el enfriamiento fue a temperatura ambiente durante 24 horas. Los ensayos en mufla siguieron metodologías comúnmente encontradas en el estado del conocimiento para este tipo de ensayos de laboratorio (Ezziane et al., 2015; Poon et al., 2004; Pliya et al., 2011; Shihada, 2011; Pai y Chandra, 2013; Xiao y Falkner, 2006; Behnood y Ghandehari, 2009; Akca y Zihnioglu, 2013; Suresh et al., 2014; Sekhar y Raju, 2017; Bei y Zhixiang, 2016; Choumanidis et al., 2019; Srikar et al., 2016; Yermak et al., 2017).

Para obtener resultados que pudiesen compararse con el calentamiento en mufla, también se realizaron ensayos de llama directa de acuerdo con ISO 834-R (ISO, 2015). Para realizar el ensayo, las muestras se colocaron verticalmente en una parrilla de acero con dimensiones de (500x500) mm, a una altura de 100 mm del material combustible, dejando espacio entre ellas para tener contacto directo con el fuego. En ensayos con fuego real, como se encuentra en (Shihada, 2011), el material de combustible utilizado fue la madera. La cantidad de madera utilizada en cada prueba se calculó con base en una carga de fuego estándar de bajo riesgo de 300 MJ / m<sup>2</sup> que se encuentra comúnmente en pisos en Brasil (Espírito Santo, 2009; São Paulo, 2011; ABNT, 2000), considerándose el potencial calórico de 19 MJ / kg de madera en cada combustión. Para comenzar la quema se usó alcohol. Se insertaron dos sensores de termopar tipo K en el dispositivo para medir la evolución de la temperatura. El Departamento de Bomberos de Espírito Santo - Brasil (CBMES) apoyó con conocimiento y equipo de protección el ensayo con llama real. Este ensayo duró 80 minutos, lo que casi coincidió con el final del material combustible, y el enfriamiento fue al ambiente. El ensayo en mufla y el ensayo de llama directa pueden verse en la Fig. 1

Se usó un termógrafo con sensor infrarrojo antes, durante y después de las pruebas de alta temperatura. Se realizaron pruebas mecánicas de resistencia a la compresión, resistencia a la tracción en la flexión y resistencia a la tracción por compresión diametral (ensayo brasileño) después de las pruebas de alta temperatura. Las mediciones de la velocidad del pulso ultrasónico y la pérdida de masa se realizaron antes y después de la sumisión a alta temperatura.

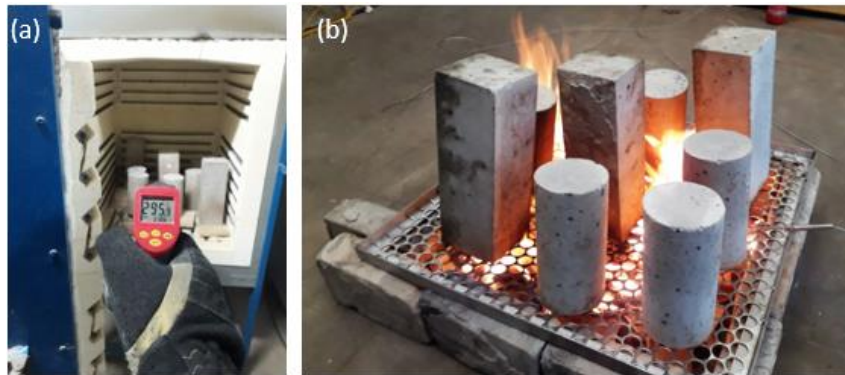


Fig. 1. Aumento de temperatura a través de la mufla (a) y la llama directa de la parrilla (b)

Con el fin de complementar el análisis, especialmente en caso de *spalling*, se realizaron ensayos de fuego reales en los prototipos - columnas, utilizando uno de los simuladores de fuego CBMES. El módulo elegido proporciona un comportamiento de fuego extremo en los primeros minutos de fuego. La ventilación fue controlada por las puertas delanteras. La carga de fuego estipulada también era de bajo riesgo al usar madera contrachapada y pallets. La disposición de la carga de fuego y las columnas en el simulador se puede ver en la Fig. 2. El ensamblaje siguió los patrones de quema de la brigada de bomberos y tuvo como objetivo proporcionar realidad en la evolución del fuego y la uniformidad de la quema. Los sensores de termopar de tipo k se insertaron 0,8 m y 1,6 m de altura en el contenedor para medir la temperatura interna y un sensor estaba controlando la temperatura externa. Un bombero con todo el equipo de protección personal necesario comenzó esta simulación. En la Fig. 3 puede verse una secuencia de fotografías de la ejecución ensayo de ensayo.



Fig. 2. Simulador elegido (a), dispositivo montado (b) y disposición del sensor (c)



Fig. 3. Simulación de fuego real en los prototipos - columnas.

## 2.4 Procedimientos de los ensayos

Los ensayos de resistencia a la compresión axial, resistencia a la tracción por flexión, resistencia a la tracción por compresión diametral (ensayo brasileño), pérdida de masa y velocidad del pulso ultrasónico (UPV) se realizaron a posteriori. También se realizaron análisis en nivel macro y de microescala en las probetas.

La verificación del hormigón sometido a altas temperaturas comenzó por un análisis visual, observándose *spalling* y cambio de color. Se generaron imágenes de fragmentos de probetas a una profundidad de 1 cm a través de un microscopio electrónico de barrido (SEM), con el objetivo de verificar la zona de transición entre el árido y la matriz de cemento y, principalmente, la interacción de las fibras en el hormigón y la permanencia o no de ellas bajo las altas temperaturas.

Las probetas de hormigón se sometieron al ensayo de resistencia a la compresión axial, siguiendo el procedimiento de NBR 5739 (ABNT, 2007), después tener sido sometidas a temperaturas elevadas. El ensayo de resistencia a la tracción por flexión se realizó de acuerdo con los estándares encontrados en NBR 12142 (ABNT, 2010), empleándose el principio de viga simplemente soportada con dos fuerzas concentradas en los tercios del tramo. Para complementar el análisis de los ensayos mecánicos destructivos, también se realizó el ensayo de resistencia a la tracción por compresión diametral (ensayo brasileño). El ensayo siguió las normas de NBR 7222 (ABNT, 2011).

La pérdida de masa se obtuvo por la relación entre la diferencia de masa de la probeta antes y después de ser sometida a temperatura elevada y la masa antes de la combustión, siendo el resultado expreso como un porcentaje. Los ensayos no destructivos para determinar la velocidad de propagación de las ondas longitudinales obtenidas por pulsos ultrasónicos a través de las muestras de hormigón se realizaron con base en NBR 8802 (ABNT, 2013), donde se empleó la transmisión directa entre transductores.

## 3. RESULTADOS

Para hormigones sometidos a diferentes temperaturas en el horno de mufla, se realizó un análisis estadístico de los resultados obtenidos en los ensayos para verificar si realmente hay una diferencia estadística en un intervalo de confianza del 95%, lo que refleja un nivel de significancia de 0,05. Se utilizó el análisis de varianza (ANOVA), seguido de la prueba de comparaciones múltiples de Tukey. En el primer momento, se analizaron por separado los resultados de las altas temperaturas en la mufla, y en el segundo momento se realizó la comparación con la prueba de fuego con llama directa.

No hubo *spalling* en ninguna probeta analizada. Como la temperatura y la humedad se controlaron durante el curado, se observó que en condiciones climáticas normales encontradas en Espirito Santo - Brasil, el *spalling* se mitigaba, incluso en el caso de hormigones con resistencia superior a 50 MPa - hormigón clase II (ABNT, 2015b).

A partir de un análisis general, que se mostrará en los siguientes tópicos, se observaron mayores pérdidas porcentuales después del rango de 500°C. Esto se explica por el hecho de que el calor pasa a través de la conducción dentro del espécimen y las transformaciones de la microestructura del hormigón que ocurren durante el calentamiento son más agresivas después de este rango (Ma et al., 2015; Castellote et al., 2004; Eurocódigo EN, 2004; Khoury, 1992).

### 3.1 Microestructura de hormigón

A partir de las imágenes generadas, la interacción de la fibra se consideró satisfactoria. En las pruebas de mufla en el rango de 700°C, no se observaron la presencia de fibras en ninguna mezcla, lo que era de esperar ya que el punto de fusión de todas las fibras no excedía los 500 ° C como se muestra en la Tabla 1.

La figura 4 muestra las imágenes SEM de los hormigones después de haber sido sometidos a una temperatura de 500°C en el horno de mufla.

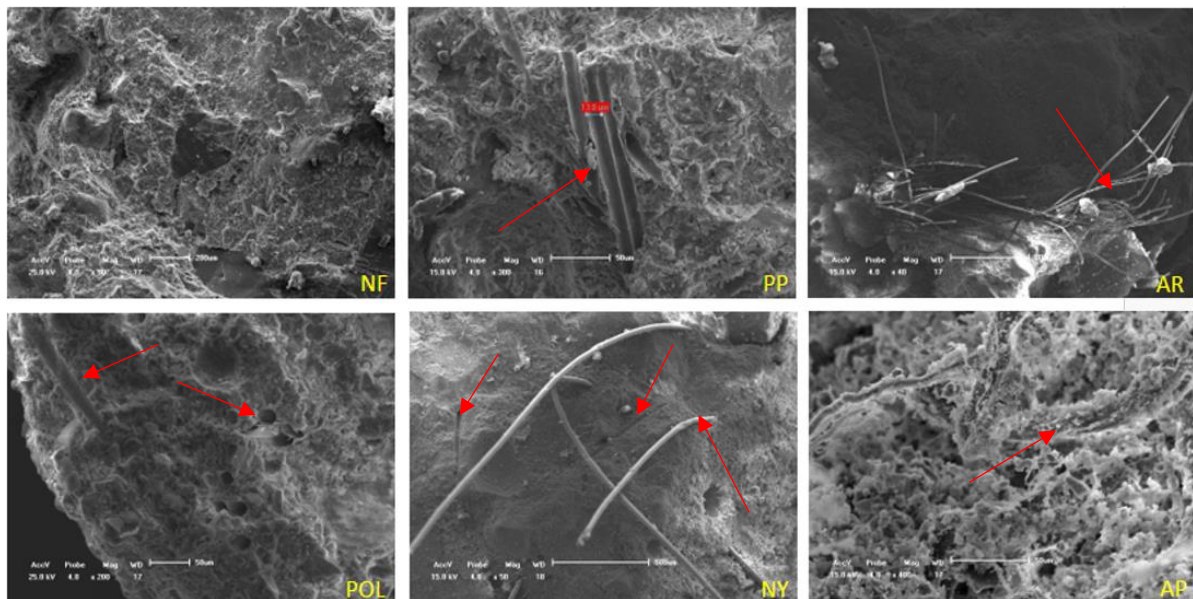


Fig. 4. MEV de hormigones después de ser sometidos a una temperatura de 500°C

Se observa que PP y POL no contenían más fibras después de 500°C, que AR y AP no perdieron las fibras en su totalidad y en NY hubo fusión parcial de las fibras. La temperatura aplicada fue de 500°C, pero vale la pena recordar que el calor del hormigón pasa a través de la conducción y es por eso que algunas fibras de la parte interior de NY permanecieron y otras no, es decir, en el punto analizado la temperatura interna del hormigón estaba cerca de 260°C. Las flechas en la Fig. 4 muestran esto. Las flechas indican la presencia o el vacío de las fibras en cada tipo de hormigón sometido a altas temperaturas.

Más tarde se verá que NF y AP fueron los hormigones que mostraron *spalling* en el ensayo del simulador. Correlacionándose con el análisis MEV, se verifica que la falta de porosidad para liberar vapor de agua influyó en el *spalling* de NF. En AP, la alta fibrilación de pulpa de aramida, la concentración de superficie y el hecho de que no se fundió fueron factores determinantes para no aumentar la porosidad del hormigón. Una explicación más detallada será realizada en el tópico del ensayo de simulador de fuego real.



### 3.2 Prueba de fuego en parrilla

Los sensores de termopar tipo K midieron el comportamiento de la evolución real de la temperatura a lo largo del tiempo en los ensayos directos (llama directa) y de simulación de incendio. Se observa que el comportamiento es bastante diferente de la curva estándar ISO 834 de un horno eléctrico. Esta diferencia se puede ver en la figura 5.

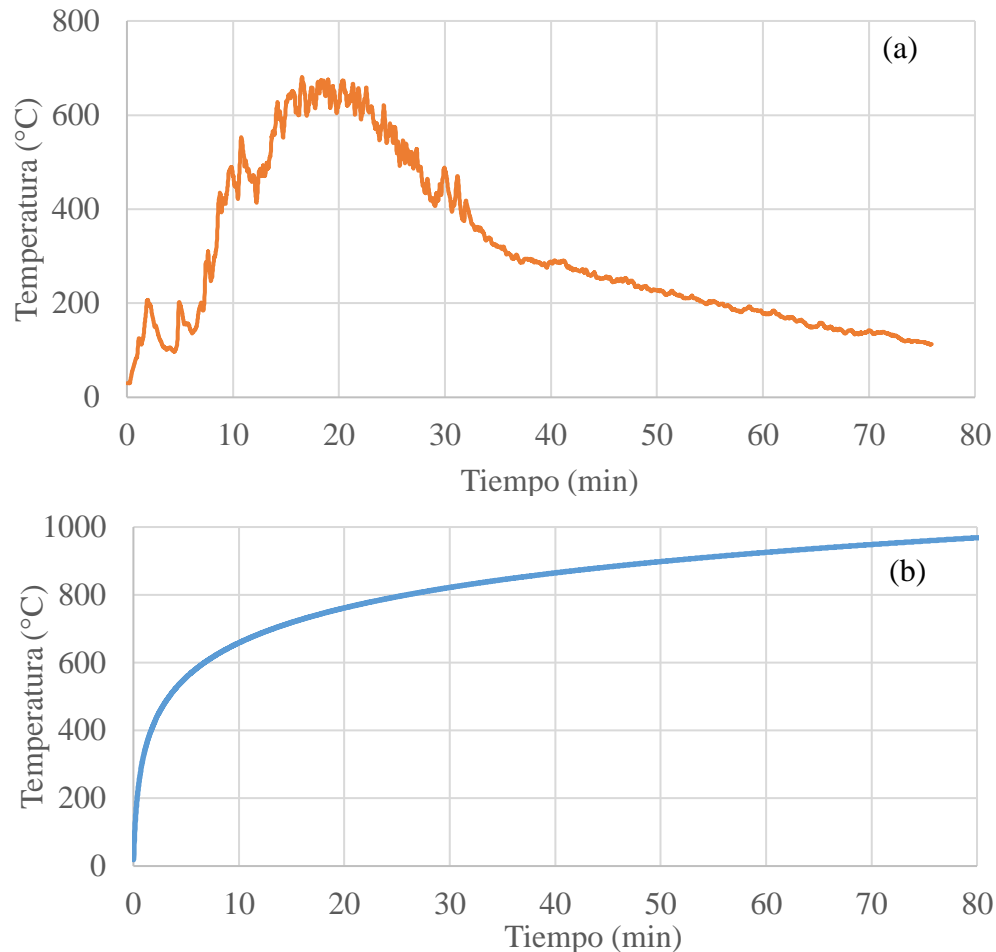


Fig. 5. Temperatura x tiempo en el ensayo de fuego en la parrilla (a) y la curva ISO 834 (b)

Como se observa en el gráfico, en el ensayo de fuego en la parrilla se observaron las fases de combustión del compartimento, es decir, los ensayos mostraron el punto de ignición, la fase de crecimiento, con o sin combustión generalizada, el punto de máximo y el decaimiento debido a la falta de material combustible. Comportamiento diferente al que se encuentra en los ensayos de mufla. Otro punto divergente es el patrón de calentamiento de la probeta. El calor se pasa por conducción a la probeta. En un incendio, sometido al fuego directo con mayor frecuencia tiene un patrón. En la quema en mufla, todos los lados transfieren energía por igual a la probeta. En la Fig. 6 se observa en las imágenes de termografía cómo se pasa el calor en los dos tipos de ensayos realizados.

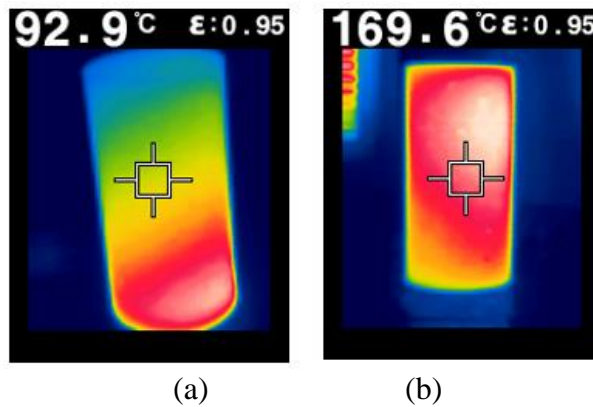


Fig. 6. Probeta en fase de enfriamiento inmediatamente después de la quema en la parrilla (a) y poco después de ser sometida a 500°C en horno de mufla (b)

La figura 6 (a) muestra un gradiente de temperatura bien definido, que muestra puntos calientes en el fondo de la muestra donde se concentró la carga de fuego. La figura 6 (b) muestra que el calentamiento de la muestra es casi uniforme, como se esperaba, ya que la mufla se calienta por todos lados. La mayoría de los incendios reales tienen un frente de fuego establecido, es decir, el ensayo de fuego en la parrilla fue más efectivo en este sentido.

Otra información importante es que, aunque la parrilla alcanza temperaturas superiores a de la mufla a 500°C, por ejemplo, la temperatura de la cara de la probeta en la mufla era más alta que la probeta en la parrilla, lo que demuestra que la radiación de energía térmica en la mufla es más grande.

Los ensayos de hormigones sometidos a altas temperaturas a través de muflas pueden ser reproducibles, pero no representan la realidad de un incendio en el compartimento y son mucho más severas que los ensayos de fuego de carga finita.

### 3.3 Resistencia a la compresión axial

Los datos de resistencia a la compresión axial de los hormigones ensayados con mufla fueron sometidos a ANOVA. Se observó que el efecto aislado del tipo de hormigón (NF, PP, POL, NY, AR y AP) y de la variación de temperatura (23, 300, 500 y 700°C) fueron significativos, así como la interacción entre las dos variables. La figura 7 muestra la resistencia a la compresión axial en función de la temperatura de los hormigones analizados.

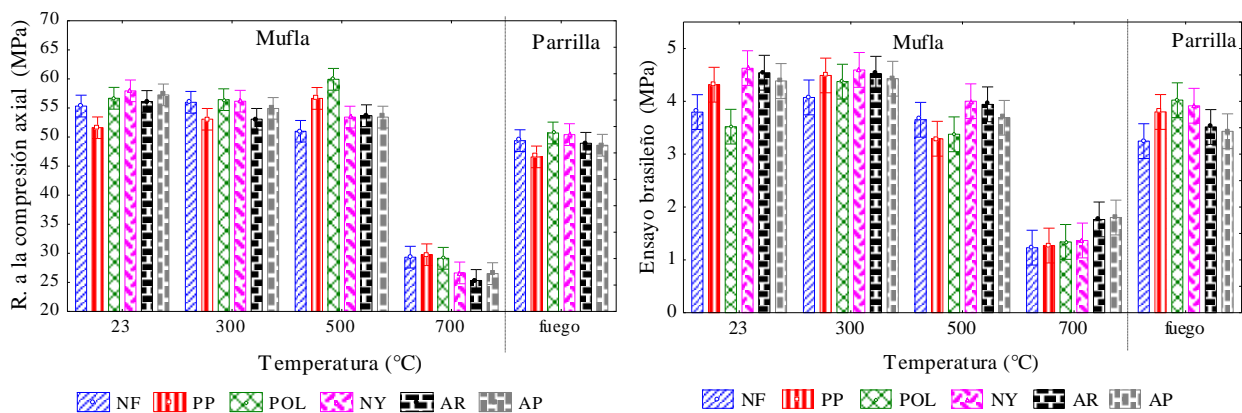


Fig. 7. Resistencia a la compresión axial (a) y ensayo brasileño (b) en función de la temperatura de la mufla y la parrilla.

Analizando el ensayo en mufla, se observa que de 23°C a 500°C casi no hay cambio en la resistencia a la compresión. A 700°C hay una caída promedio de aproximadamente el 50,2% de

esta propiedad mecánica en comparación con la temperatura ambiente. Este comportamiento puede explicarse por el rango de temperatura en el que ocurren transformaciones importantes en el hormigón, como lo demuestran Castellote et al. (2004)

Después de la realización de la ANOVA, se concluye que existe una diferencia entre los grupos de hormigón sometidos a diferentes temperaturas, sin embargo, solo con este análisis no es posible señalar si la diferencia ocurre dentro del grupo o entre los grupos. Se puede usar una prueba de comparación múltiple cuando hay una diferencia, ya que completa el análisis al comparar y mostrar el resultado de todos los pares promedio. Para esto, se utilizó la prueba de comparaciones múltiples de Tukey.

Después de la prueba de comparaciones múltiples de Tukey, se concluyó que:

- La resistencia a la compresión axial NF no ha cambiado dentro del rango de 300°C. PP mostró el mismo comportamiento;
- La resistencia del POL no cambió hasta 500°C;
- Hasta 300°C, la resistencia a la compresión de NY es la misma. Entre 300-500°C no hubo cambio en la resistencia. El AP tuvo el mismo comportamiento;
- Para AR entre 300-500°C, la resistencia es la misma, así como el valor en temperatura ambiente es lo mismo que a 500°C.

Analizando el ensayo de fuego de la parrilla, los resultados muestran que el efecto de la alta temperatura a través de la mufla es más severo para el hormigón. Aunque la temperatura final del ensayo de fuego en parrilla alcanza casi 700°C, los valores obtenidos para la resistencia a la compresión axial de la mufla a 700°C son en promedio el 55% de los resultados en la parrilla.

### **3.4 Resistencia a la tracción por la flexión**

Al realizar el ANOVA, se observó que las fibras y la temperatura influyen independientemente en el comportamiento de la resistencia a la flexión en el hormigón. La temperatura fue la variable de mayor impacto seguida por el tipo de hormigón (adición de fibra), pero la interacción entre estas dos fuentes de variación, el tipo de hormigón y la temperatura, no fue significativa, ya que el valor de P fue mayor a 0,05.

### **3.5 Resistencia a la tracción por compresión diametral – ensayo brasileño**

Se observó que no hubo cambios en el resultado hasta el rango de 300°C en comparación con la temperatura ambiente, y el valor medio de resistencia disminuyó en un 12,9% en el rango de 500°C y un 65,2% a 700°C.

Verificase significación al analizar las fuentes de variación del tipo de hormigón y la temperatura de forma independiente, así como la interacción entre las variables fue significativa con un intervalo de confianza del 95%. La figura 7b presenta el gráfico de la resistencia a la tracción por compresión diametral en función de la temperatura.

Se observó que NY, AR y AP presentaron promedios más altos que NF, PP y POL. Aunque sea una prueba que puede presentar mayores variaciones de resultados que las otras dos pruebas presentadas anteriormente (resistencia a la compresión axial y resistencia a la tracción a la flexión), cabe destacar que las características de la fibra pueden haber influido en los resultados. Una vez más, la temperatura fue la variable con mayor impacto. Después de la prueba de comparaciones múltiples, se encuentra que a 700°C no hay diferencia entre los hormigones analizados. Se sugiere que la orientación de la fibra puede haber interferido con los resultados, porque en esta prueba el POL obtuvo el resultado promedio más bajo mientras que el AR obtuvo el más alto. En el ensayo de resistencia a la compresión, esta lógica se invirtió, es decir, el POL obtuvo el resultado promedio más alto y el AR el peor. Dado que estas muestras cilíndricas se moldearon en las mismas condiciones, se presume que la orientación de la fibra puede haber influido en el resultado. Los resultados obtenidos en el ensayo de fuego de la parrilla se encuentran cerca de los obtenidos en el horno de mufla a 500°C.

### 3.6 Pérdida de masa

Los resultados de pérdida de masa fueron significativos para un intervalo de confianza del 95%. A partir de 300°C, la temperatura ya influye en la pérdida de masa de los hormigones ensayados. Tanto en este rango de temperatura, donde la mayor parte de la pérdida de masa corresponde al agua libre compuesta, como a 700°C, donde ya se ha liberado toda el agua libre, ya se han producido muchas transformaciones químicas, ya han aparecido fisuras considerables y el hormigón ya ha perdido gran parte de su característica estructural (Ma et al., 2015).

En el rango de 500°C, NF tuvo la pérdida de masa más baja que los otros hormigones. Este rango de temperatura es suficiente para fundir gran parte de las fibras, proporcionando el aumento de poro esperado, pero aún no es suficiente para realizar todas las transformaciones químicas del concreto. El gráfico de la pérdida de masa en función de la temperatura se encuentra en la figura 8a.

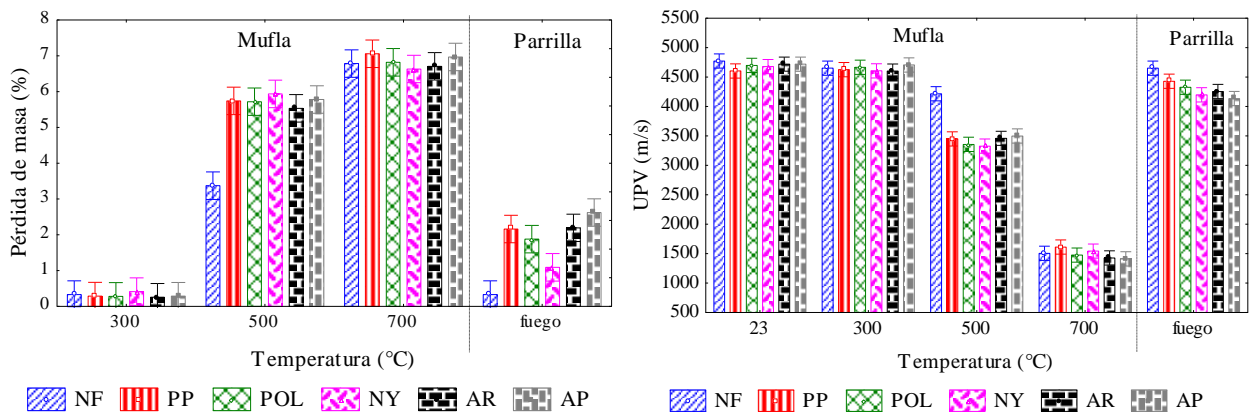


Fig. 8. Pérdida de masa (a) y UPV (b) en función de la temperatura.

Aunque la temperatura final de la prueba final de fuego de la parrilla alcanza casi 700 ° C, el hormigón muestra menos pérdida que el hormigón a 500°C en mufla, como se puede ver en la pérdida de masa y los resultados de UPV.

### 3.7 Velocidad de propagación de ondas ultrasónicas

La figura 8b muestra el resultado esperado, es decir, se sugiere la existencia de fisuras e incluso la ampliación de poros a medida que aumenta la temperatura.

Por análisis gráfico, se verifica que hasta 300°C no hubo aumento en las fisuras capaces de presentar diferencias en el análisis de ultrasonido. El método de ensayo no destructivo para determinar la velocidad de propagación de ondas longitudinales, obtenido por pulsos ultrasónicos a través de un componente de hormigón, tiene como una de sus principales aplicaciones la detección de fallos internos de hormigonado, profundidad de fisuras y otras imperfecciones (ABNT, 2013). Debido a la velocidad de calentamiento, la temperatura máxima alcanzada y el enfriamiento utilizado, a 300°C, no se detectó pérdida de humedad. A 500°C, NF exhibió una velocidad más alta que el hormigón de fibra, y la temperatura de 700°C fue suficiente para obtener el mismo resultado en todos los hormigones analizados.

Estos números muestran que la temperatura no es la única variable que influye significativamente en los resultados del mismo hormigón después de condiciones severas, ya que el flujo de calor, el frente de incendio y la carga de fuego son esenciales para determinar el comportamiento. Los ensayos den mufla, si bien son importantes para fines de comparación, no representan la realidad de un incendio real y otros ensayos, como el ensayo de incendio real, pueden complementar el análisis.

### 3.8. Ensayo en simulador de fuego real

La Figura 9 muestra los índices de temperatura en función del tiempo para cada uno de los sensores que controlaron el incendio en el simulador de fuego.

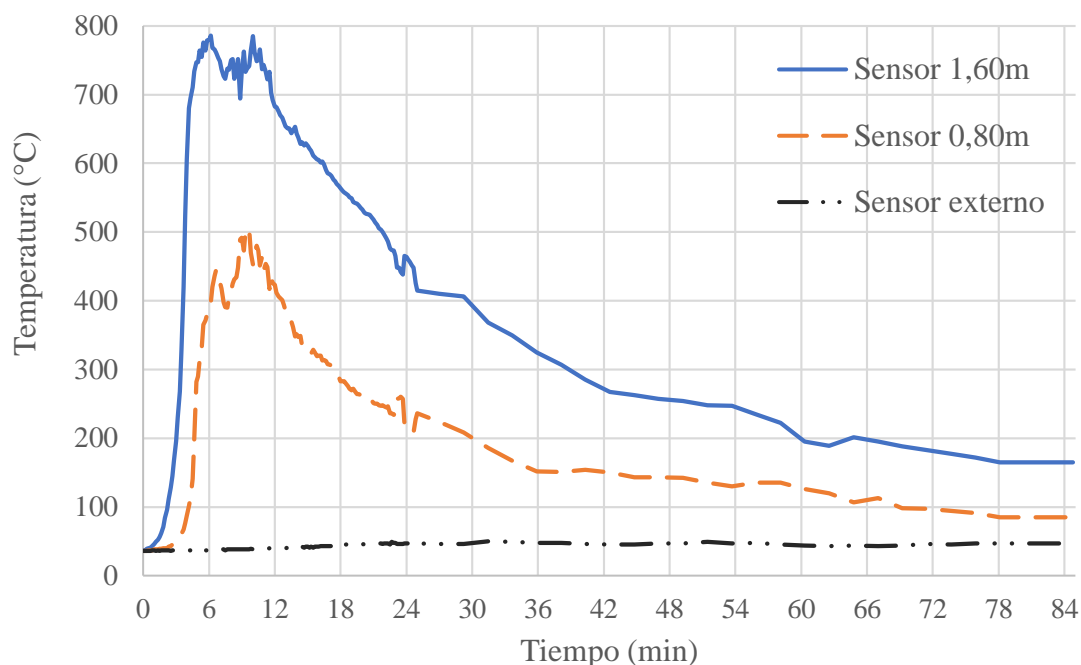


Fig. 9. Temperatura x tiempo en el simulador de fuego para los tres sensores.

La temperatura promedio en el sensor fuera del contenedor fue de 42°C. De hecho, el fuego tuvo un comportamiento extremo en el simulador, porque en solo 6 minutos después del inicio del fuego, la temperatura en el contenedor alcanzó su rango máximo de 786°C en el sensor ubicado a 1,60 m. Los primeros 2 minutos fueron de combustión lenta solo en el centro de ignición del material y una gran cantidad de humo blanco (vapor de agua de madera). Con 4 minutos de simulación, ya había una quema general de los pallets centrales y las llamas tocando el techo. En 5 minutos, quedó claro que el humo blanco comenzó a ponerse gris. A partir de entonces, el comportamiento comenzó a cambiar. En 6 minutos, el humo ya era gris claro y ya ocupaba toda la puerta. En ese momento, la madera del fondo comenzó a arder. A los 10 minutos hubo un incendio general en el fondo y la madera del techo. A los 11 minutos, el humo generado ya estaba turbio, casi de color marrón caqui, una característica de combustión incompleta, lo que significa que todavía había mucho material combustible transportado en el humo. Tanto es así que en el momento de la prueba de hasta 12 minutos, el humo se quemó, con la aparición de llamas fuera del contenedor (este momento se llama "flash"). Es por eso que puede ver casi un segundo pico de aumento de temperatura en el sensor superior. Después de una quema generalizada, a los 13 minutos el humo era gris oscuro. A los 23 minutos, se verifica una quema lenta solo en el centro (el restante del material combustible). Después de eso, la curva de temperatura continúa disminuyendo. Este es un comportamiento real de un incendio.

Después del ensayo y el enfriamiento total del sitio, se realizó un análisis visual de cada prototipo-columna al día siguiente. La figura 10 muestra las columnas uno al lado del otro. Las marcas hechas en las imágenes de la columna muestran el *spalling* que ocurrió en algunos de los hormigones.



Fig. 10. Columnas después de haber sido expuestas al fuego. Observar NF y AP después del fuego, mostrando la parte superior (a), el centro (b) y la base (c).

Se observó que NF era el que tenía la mayor *spalling*, seguido del AP. AR también tenía un ligero *spalling* en la base. Las columnas PP y POL no mostraron *spalling*, es decir, los daños no se observaron en el análisis visual. Tales hormigones solo mostraban marcas de quema provenientes de la madera. Al menos una cara de cada columna tiene esta marca de quema, una característica muy común que se encuentra en los incendios debido a la quema incompleta de materiales combustibles.

De este análisis se concluye que las fibras poliméricas disminuyen la incidencia de *spalling* en el hormigón y que las fibras con temperatura de fusión más baja son más eficientes porque se funden a temperaturas más bajas y abren poros, liberando así vapor de agua en el interior del hormigón.

Las fibras poliméricas de alto rendimiento, como fue el caso de la aramida, no fueron eficientes en materia de *spalling*. La pulpa de aramida, al ser más pequeña y crear más redes de fibra entrelazadas, no se derritió antes del rango de 500°C y no liberó los poros, ofreciendo resistencia para el hormigón. Este hecho fue esencial para la aparición de *spalling*.

La figura 10 también muestra los detalles de las columnas más afectados. Se observaron *spallins* de superficie y bordes en NF y AP. Las principales influencias, además de la presencia de fibra en el caso de PA, son la permeabilidad del hormigón, la expansión térmica del árido, la presencia de refuerzo y la velocidad de calentamiento.

## 4. CONCLUSIÓN

En base a los resultados de este estudio experimental, se extraen las siguientes conclusiones:

- Los ensayos de fuego de carga de incendio estándar puede ser un análisis alternativo o complementario del análisis del hormigón sometido a temperaturas elevadas, ya que el ensayo de mufla no representa con precisión las condiciones encontradas en un incendio en un comportamiento real.
- La temperatura no es la única variable que influye significativamente en los resultados del hormigón después de condiciones severas, ya que el flujo de calor, el frente de incendio y la carga de incendio son esenciales para determinar el comportamiento, lo que indica que los ensayos complementarios son importantes para análisis más amplios
- Las fibras poliméricas disminuyen la incidencia de *spalling* en el hormigón y las fibras a menor temperatura de fusión (polipropileno y poliéster) son más eficientes ya que se funden a temperaturas más bajas y abren poros, liberando así vapor de agua dentro del hormigón. Las fibras poliméricas consideradas de alto rendimiento, como la aramida, no fueron eficientes en términos de *spalling*.

- Aunque el ensayo de fuego en parrilla alcanzó una temperatura cercana a los 700°C, los hormigones tenían menos fisuras que los hormigones de mufla a 500°C.
- En los ensayos mecánicos realizados después de 700°C, los resultados obtenidos fueron los mismos estadísticamente para todos los hormigones, lo que confirma que todas las transformaciones importantes en el hormigón ya han sucedido, las fibras ya se han derretido y las fisuras importantes ya se presentan en este rango de temperatura.
- El simulador de fuego proporcionó el comportamiento de fuego más extremo y, por lo tanto, fue posible observar el *spalling* del hormigón de algunas columnas, lo que indica que el tipo de curado, el tamaño de la probeta, la presencia de fibras y el tipo de quema influyen en el comportamiento del hormigón sometido a la acción del fuego.

## 5. AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen el apoyo del Departamento de Bomberos Militares del Estado de Espírito Santo (CBMES)- Vitória - Brasil, al Laboratorio de Ensayos de Materiales de Construcción (LEMAC) del Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad Federal de Espírito Santo (UFES) y la empresa Concrevit. Además, nos gustaría agradecer a la Fundación de Apoyo a la Investigación e Innovación Espírito Santo (FAPES) por su apoyo financiero.

## 6. REFERENCIAS









- ABNT Brazilian association of technical standards. (1998). *NBR NM 67: Concrete - Slump test for determination of the consistency*. Rio de Janeiro.
- ABNT Brazilian association of technical standards. (2000). *NBR 14432: Fire-resistance requirements for building construction elements - Procedure*. Rio de Janeiro.
- ABNT Brazilian association of technical standards. (2007). *NBR 5739: Concrete - Compression test of cylindrical specimens - method of test*. Rio de Janeiro.
- ABNT Brazilian association of technical standards. (2010). *NBR 12142: Concrete - Determination of tension strength in flexure of prismatic specimens*. Rio de Janeiro.
- ABNT Brazilian association of technical standards. (2011). *NBR 7222: Concrete and mortar - Determination of the tension strength by diametrical compression of cylindrical test specimens*. Rio de Janeiro.
- ABNT Brazilian association of technical standards. (2013). *NBR 8802: Hardened concrete — Determination of ultrasonic wave transmission velocity*. Rio de Janeiro.
- ABNT Brazilian association of technical standards. (2015a). *NBR 5738: Procedure for molding and curing concrete test specimens*. Rio de Janeiro.
- ABNT Brazilian association of technical standards. (2015b). *NBR 8953: Concrete for structural use - Density, strength and consistence classification*. Rio de Janeiro.
- ABNT Brazilian association of technical standards. (2018). *NBR 16697: Portland cement - Requirements*. Rio de Janeiro.
- ACI Committee on Fireproofing (2019). Report of committee on fireproofing (1919).
- Akca, A. H., Zihnioglu, N.Ö. (2013). *High performance concrete under elevated temperatures*. Constr. Build. Mater. 44, 317–328. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.03.005>
- Alhozaimy, A. M., Soroushian, P., Mirza, F. (1996). *Mechanical properties of polypropylene fiber reinforced concrete and the effects of pozzolanic materials*. Cem. Concr. Compos. 18, 85–92. [https://doi.org/10.1016/0958-9465\(95\)00003-8](https://doi.org/10.1016/0958-9465(95)00003-8)
- ASTM International. (2018). *ASTM E119-18a, Standard Test Methods for Fire Tests of Building Construction and Materials*. <https://doi.org/10.1520/E0119-18A>
- Bangi, M. R., Horiguchi, T. (2012). *Effect of fibre type and geometry on maximum pore pressures in fibre-reinforced high strength concrete at elevated temperatures*. Cem. Concr. Res. 42, 459–466. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2011.11.014>

- Behnood, A., Ghandehari, M. (2009). *Comparison of compressive and splitting tensile strength of high-strength concrete with and without polypropylene fibers heated to high temperatures*. Fire Saf. J. 44, 1015–1022. <https://doi.org/10.1016/j.firesaf.2009.07.001>
- Bei, S., Zhixiang, L. (2016). *Investigation on spalling resistance of ultra-high-strength concrete under rapid heating and rapid cooling*. Case Stud. Constr. Mater. 4, 146–153. <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2016.04.001>
- Castellote, M., Alonso, C., Andrade, C., Turrillas, X., Campo, J. (2004). *Composition and microstructural changes of cement pastes upon heating, as studied by neutron diffraction*. Cem. Concr. Res. 34, 1633–1644. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(03\)00229-1](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(03)00229-1)
- Choumanidis, D., Badogiannis, E., Nomikos, P., Sofianos. (2016). *The effect of different fibres on the flexural behaviour of concrete exposed to normal and elevated temperatures*. Constr. Build. Mater. 129, 266-277. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.10.089>
- Cree, D., Green, M., Noumowé, A. (2013). *Residual strength of concrete containing recycled materials after exposure to fire: A review*, Constr. Build. Mater. 45, 208–223. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.04.005>
- Çavdar, A. (2013). *The effects of high temperature on mechanical properties of cementitious composites reinforced with polymeric fibers*, Compos. Part B Eng. 45 (2013) 78–88. <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2012.09.033>
- Dias, D., Calmon, J., Degen, M. (2017). *Concreto reforçado com fibras poliméricas submetido a temperaturas elevadas*. In: Congresso Brasileiro do Concreto-2017, 59, 2017, Bento Gonçalves, RS. Anais... São Paulo: IBRACON.
- Drzymała, T., Jackiewicz-rek, W., Tomaszewski, M., Kuś, A. (2017). *Effects of High Temperature on the Properties of High Performance Concrete (HPC)*, Proc. Eng. 172, 256–263. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2017.02.108>
- European Standard (2004). *EN 1992-1-2: Eurocode 2 – Design of Concrete Structures. Part 1.2: General Rules – Structural Fire Design*, p. 97.
- Espírito Santo. Corpo De Bombeiros Militar Do Estado. (2009). *Norma Técnica 04 – Carga de incêndio*. Vitória: CBMES.
- Ezziane, M., Kadri, T., Molez, L., Jauberthie, R., Belhacen, A. (2015). *High temperature behaviour of polypropylene fibres reinforced mortars*. Fire Saf. J. 71, 324–331. <https://doi.org/10.1016/j.firesaf.2014.11.022>
- Gernay, T., Franssen, J.M. (2015). *A performance indicator for structures under natural fire*. Eng. Struct. 100, 94–103. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.06.005>
- Haddad, R. H., Al-Saleh, R. J., Al-Akhras, N. M. (2008). *Effect of elevated temperature on bond between steel reinforcement and fiber reinforced concrete*. Fire Saf. J. 43, 334–343. <https://doi.org/10.1016/j.firesaf.2007.11.002>
- Hartin, E. (2008). *Extreme Fire Behavior: Understanding the Hazards*. 2008. Access in: <<http://cfbt-us.com/pdfs/ExtremeFireBehavior.pdf>>. Access 17 fev. 2018.
- ISO 834-1:1999 (2015). *Fire-Resistance Tests – Elements of Building Construction – Part 1: General Requirements*.
- Khalaf, J., Huang, Z. (2016). *Analysis of the bond behaviour between prestressed strands and concrete in fire*. Constr. Build. Mater. 128, 12–23. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.10.016>
- Khoury, G. A. (1992). *Compressive strength of concrete at high temperatures : a reassessment*. Magazine of Concrete Research 44 (161), 291–309.
- Kim, Y., Lee, T., Kim, G. (2013). *An experimental study on the residual mechanical properties of fiber reinforced concrete with high temperature and load*. Mater. Struct. 46, 607–620. <https://doi.org/10.1617/s11527-012-9918-y>
- Kurtz, S., Balaguru, P. (2000). *Postcrack creep of polymeric fiber-reinforced concrete in flexure*. Cem. Concr. Res. 30, 183–190. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(99\)00228-8](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(99)00228-8)
- Lee, G., Han, D., Han, M.C., Han, C. G., Son, H. J. (2012). *Combining polypropylene and nylon fibers to optimize fiber addition for spalling protection of high-strength concrete*. Constr. Build. Mater. 34, 313-320. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.02.015>



- Lennon, T., Rupasinghe, R., Canisius, G., Waleed, N., Matthews, S. (2007). *Concrete structures in fire – Performance, design and analysis*. BRE 1-81.
- Lourenço, L. A. P., Barros, J. A. O., Alves, J. G. A. (2011). *Fiber reinforced concrete of enhanced fire resistance for tunnel segments*.
- Ma, Q., Guo R., Zhao, Z., Lin, Z., He, K. (2015). *Mechanical properties of concrete at high temperature-A review*. *Constr. Build. Mater.* 93, 371–383. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.05.131>
- Mehta, P. K., Monteiro, P. J. M. (2008). *Concrete: Microstructure, Properties, and Materials*. 3ed. <https://dx.doi.org/10.1036/0071462899>
- Noumowe, A. (2005). *Mechanical properties and microstructure of high strength concrete containing polypropylene fibres exposed to temperatures up to 200 °c*. *Cem. Concr. Res.* 35, 2192–2198. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2005.03.007>
- Pai, S., Chandra, K. L. (2013). *Analysis of polyester fibre reinforced concrete subjected to elevated temperatures*. *International Journal of Civil, Structural, Environmental and Infrastructure Engineering Research and Development (IJCSEIERD)* 3 (2013) 1–10.
- Park, S.-J., Yim, H. J. (2016). *Evaluation of residual mechanical properties of concrete after exposure to high temperatures using impact resonance method*. *Constr. Build. Mater.* 129, 89–97. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.10.116>
- Petrucci, E. G. R. (1981). *Concreto de cimento Portland*. 8 ed. Rio de Janeiro: Editora Globo.
- Pliya, P., Beaucour, A. L., Noumowé. (2011). *Contribution of cocktail of polypropylene and steel fibres in improving the behaviour of high strength concrete subjected to high temperature*. *Constr. Build. Mater.* 25, 1926–1934. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2010.11.064>
- Poon, C. S., Shui, Z. H., Lam, L. (2004). *Compressive behavior of fiber reinforced high-performance concrete subjected to elevated temperatures*. *Cem. Concr. Res.* 34, 2215–2222. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2004.02.011>
- São Paulo. Corpo De Bombeiros Militar Do Estado. (2011). *Instrução Técnica 14 - Carga de incêndio nas edificações e áreas de risco*. São Paulo.
- Sekhar, M. P., Raju, K. (2017). *A Study on Effect of Mechanical Properties of Recron 3S Fibre Concrete on Different Grades Exposed to Elevated Temperatures*. *International Journal for Innovative Research in Science & Technology* 4, 41–46.
- Shihada, S. (2011). *Effect of polypropylene fibers on concrete fire resistance*. *J. Civ. Eng. Manag.* 17, 259–264. <https://doi.org/10.3846/13923730.2011.574454>
- Song, P. S., Hwang, S., Sheu, B. C. (2005). *Strength properties of nylon- and polypropylene-fiber-reinforced concretes*. *Cem. Concr. Res.* 35, 1546–1550. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2004.06.033>
- Srikar, G., Anand, G., Prakash, S. Suriya. (2016). *A Study on Residual Compression Behavior of Structural Fiber Reinforced Concrete Exposed to Moderate Temperature Using Digital Image Correlation*. *Int. J. Concr. Struct. Mater.* 10, 75–85. <https://doi.org/10.1007/s40069-016-0127-x>
- Suresh, N., Bindiganavile, V., Prabhu, M. (2014). *Compressive Behaviour of Polyester Fiber Reinforced Concrete Subjected To Sustained Elevated Temperature*. *International Journal of Emerging Technology and Advanced Engineering* 4, 220–224.
- Xiao, J., Falkner, H. (2006). *On residual strength of high-performance concrete with and without polypropylene fibres at elevated temperatures*. *Fire Saf. J.* 41, 115–122. <https://doi.org/10.1016/j.firesaf.2005.11.004>
- Yermak, N., Pliya, P., Beaucour, A. L., Simon, A., Noumowé, A. (2017). *Influence of steel and/or polypropylene fibres on the behaviour of concrete at high temperature: Spalling, transfer and mechanical properties*. *Constr. Build. Mater.* 132, 240–250. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.11.120>

## Resistencia al fuego de bloques de albañilería cerámica de sellado utilizando protección de tinta intumescente

C. A. S. Sales<sup>1</sup> , C. F. G. Nascimento<sup>1</sup> , T. M. Silva<sup>2</sup> , L. M. Barreto<sup>2</sup> , P. C. Lordsleem Jr.<sup>2</sup> , W. A. Soares<sup>2</sup> , P. Castro-Borges<sup>3</sup> , E. C. B. Monteiro<sup>1, 2\*</sup> 

\*Autor de Contacto: [eliana@poli.br](mailto:eliana@poli.br)

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v10i1.417>

Recepción: 01/07/2019 | Aceptación: 27/11/2019 | Publicación: 30/12/2019

### RESUMEN

Se evaluó la eficiencia de la protección superficial de las estructuras de mampostería de sellado con tinta intumescente en relación con la resistencia mecánica y el aislamiento térmico. Se utilizaron sesenta bloques de mampostería de sellado cerámico. La temperatura de la cara directamente expuesta a la llama fue en promedio un 25% menor para el bloque con protección pasiva. La fuerza de compresión de los bloques con protección pasiva fue aproximadamente 70% mayor que la de los bloques sin protección, después de 60 minutos de exposición directa a la llama. Más del 70% de los bloques sin protección pasiva y expuestos a llamas tenían una resistencia a la compresión de 1,35 MPa, mientras que el 100% de los bloques con protección tenían valores de 2,38 MPa, incluso después de 60 minutos de exposición.

**Palabras clave:** albañilería; incendio; protección pasiva; pinturas intumescentes; resistencia.

**Citar como:** Sales, C. A. S., Nascimento, C. F. G., Silva, T. M., Barreto, L. M., Lordsleem Jr., A. C., Soares, W. A. Castro-Borges, P., Monteiro, E. C. B. (2020), “Resistencia al fuego de bloques de albañilería cerámica de sellado utilizando protección de tinta intumescente”, Revista ALCONPAT, 10 (1), pp. 53 - 68, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v10i1.417>

<sup>1</sup> Departamento de Engenharia Civil, Universidade Católica de Pernambuco, Recife-PE, Brasil.

<sup>2</sup> Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Pernambuco, Recife-PE, Brasil.

<sup>3</sup> Centro de Investigación y de Estudios Avanzados (CINVESTAV) Unidad Mérida, México.

### Información Legal

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

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

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

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

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

## Fire resistance of ceramic-masonry sealing blocks using intumescent paint protection

### ABSTRACT

The efficiency of surface protection of sealing masonry structures with intumescent ink was evaluated in relation to mechanical resistance and thermal insulation. Sixty ceramic sealing masonry blocks were used. The temperature of the face directly exposed to the flame was on average 25% lower for the block with passive protection. The compressive strength of the blocks with passive protection was about 70% higher than the unprotected blocks, after 60 minutes of direct exposure to the flame. More than 70% of the blocks without passive protection and that were exposed to flame had compressive resistance of 1.35 MPa, while 100% of the blocks with protection had values 2.38 MPa, even after 60 minutes of exposure

**Keywords:** masonry; fire; passive protection; intumescent paints; resistance.

## Resistência ao fogo de blocos de alvenaria cerâmica de vedação utilizando proteção de tinta intumescente

### RESUMO

Avaliou-se a eficiência da proteção superficial de estruturas de alvenaria de vedação com tinta intumescente em relação à resistência mecânica e ao isolamento térmico. Foram utilizados 60 blocos cerâmicos de alvenaria de vedação. A temperatura da face diretamente exposta à chama foi em média 25% inferior para o bloco com a proteção passiva. A resistência à compressão dos blocos com proteção passiva foi cerca de 70% superior aos blocos sem proteção, após 60 minutos de exposição direta a chama. Mais de 70% dos blocos sem proteção passiva e que foram expostos a chama tiveram resistência a compressão de 1,35 MPa, enquanto 100% dos blocos com proteção tiveram valores de 2,38 MPa, mesmo após 60 minutos de exposição.

**Palavras-chave:** alvenaria; incêndio; proteção passiva; tintas intumescentes; resistência.

## 1. INTRODUCCIÓN

Los incendios están presentes en la historia de varias ciudades del mundo y, en algunas de ellas, han dado lugar a cambios significativos en el diseño urbano y a las características constructivas de sus edificios que se producen a escala urbana, es decir, llegando a cientos o miles de estructuras que ponen en peligro la vida de miles de personas (FREITAS, 2014).

En Brasil, el conocimiento sobre la seguridad contra incendios en los edificios sólo se convirtió en una cuestión de importancia después de dos grandes tragedias nacionales: los incendios en edificios Andraus (en 1972 con dieciséis muertos) y Joelma (en 1974 con ciento ochenta y nueve muertos) , tanto en la ciudad de Sao Paulo hasta que entró en la agenda para el desarrollo de normas regulatorias para minimizar estos eventos.

Las normas y leyes nacionales de seguridad contra incendios definen que las paredes y los elementos de sellado deben tener un cierto tiempo de resistencia al fuego, que varía con el tipo de ocupación del edificio y con la altura total. Sin embargo, las sugerencias de rendimiento de los materiales ofrecidos por la mayoría de estos códigos se basan generalmente en el conocimiento empírico, y denotan una resistencia al fuego mucho superior cuando se prueban en el laboratorio. Como los bloques cerámicos funcionan bien para disparar, lógicamente se espera que un muro construido con tales bloques también tenga una buena resistencia al fuego.

Según NBR 14432 (2000), se puede definir como la propiedad de un elemento de construcción para resistir la acción contra incendios durante un cierto período de tiempo, manteniendo su

seguridad estructural, estanqueidad y aislamiento térmico. La resistencia al fuego a las paredes de un edificio es muy importante para la seguridad contra incendios, ya que, en los incendios que ocurrieron en edificios de gran altura, se encontró que las carreteras de circulación presentaban una gran vulnerabilidad al humo, calor y llamas, lo que dificultó el abandono del edificio y permitió que el fuego se propagara rápidamente (ONO, 2007).

Andreini y Sassu (2011) argumentan que una pared de mampostería porque no producen humo o gases tóxicos, se convierte en una buena alternativa para minimizar la propagación del fuego, proporcionando tanto aislamiento térmico como estabilidad requerida para el edificio. Sin embargo, se encontraron pocos estudios sobre la resistencia al fuego de paredes de mampostería con bloques de cerámica, que sólo implicaban paredes de 14 cm de espesor (THOMAZ y HELENE, 2000).

Nguyen y Meftah (2012) refuerzan que los estudios para determinar las características mecánicas de estos materiales se llevan a cabo en laboratorios, con resultados empíricos que dan como resultado estructuras más caras (NADJAI et al., (2006). La protección pasiva contra incendios consiste en medios de protección incorporados en el edificio y no requiere ningún tipo de activación para su funcionamiento en situación de incendio. Ejemplos de protección pasiva son el control de materiales de acabado y recubrimiento, protección de rutas de escape, compartimentación y aislamiento de riesgos (SEITO et al., 2008).

Por lo tanto, las medidas deben aplicarse en la protección contra incendios y algunas de ellas son las pinturas intumescentes que se desarrollaron hace mucho tiempo -la primera patente es de 1938 y los principios que rigen su rendimiento ya son muy conocidos. Los recubrimientos intumescentes se utilizan ampliamente en la protección de estructuras de acero durante períodos de treinta y sesenta minutos, y su uso durante noventa minutos ha aumentado en algunos países.

Debido a la falta de información técnica ofrecida por la mayoría de los fabricantes de pinturas intumescentes, en relación con la resistencia a la compresión de los bloques cerámicos después de la exposición al fuego, de acuerdo con las regulaciones o información generalmente generalizadas y también debido a las pocas investigaciones científicas encontradas en la literatura, el objetivo de este estudio fue estudiar la resistencia al fuego, con la aplicación de la protección pasiva de la pintura intumescente, en los bloques de mampostería de cerámica sellado, después de la exposición directa a la Llamadas. Por lo tanto, se puede verificar la eficiencia de la protección pasiva en relación con la resistencia mecánica y el aislamiento térmico.

### **1.1 Factores que influyen en el rendimiento del fuego de los muros de mampostería**

El rendimiento del fuego de una pared de mampostería depende de varios factores. En primer lugar, destacamos factores relacionados con el tipo de bloque utilizado en la mampostería, que comprende las características del material utilizado y la geometría de los bloques (THOMAZ; HELENE, 2000). Además del bloque, características constructivas como el tipo de juntas de colocación, recubrimientos y llenado de los filtrados también influyen en la resistencia al fuego (THOMAZ; HELENE, 2000; MEYER, 2006). Por último, Meyer (2006) todavía presenta algunos factores relacionados con la estabilidad estructural de la pared, como el índice delgado de la pared, la carga aplicada y la presencia de excentricidades.

### **1.2 Protección pasiva**

La obtención de condiciones de seguridad contra incendios requiere medios de combate adecuados, con el objetivo de no permitir el colapso estructural del edificio, facilitando el vuelo de los usuarios y garantizando el acercamiento y la entrada en el edificio para acciones de combate (COELHO, 2010).

La protección pasiva es el conjunto de medidas de protección contra incendios incorporadas en la construcción del edificio y, por lo tanto, deben ser previstas por el arquitecto. Su rendimiento contra incendios es independiente de cualquier acción externa (SEITO, et al., 2008).

Los principales medios de protección pasiva son: salidas de emergencia (ubicación, cantidad y diseño), reacción al fuego de materiales de acabado y recubrimiento, resistencia al fuego de los elementos de construcción, control de humos, separación entre edificios.

### 1.3 Tintas intumescentes

Las pinturas intumescentes se desarrollaron hace mucho tiempo -la primera patente es de 1938- y los principios que rigen su rendimiento ya son muy conocidos. Desde sus inicios, y en particular, durante los últimos veinte años, su uso ha crecido en todos los países. El término intumescente deriva del latín "tumescere", que significa comenzar, expandirse.

La intumescencia se produce por la reacción de los componentes activos bajo la influencia del calor, produciendo una expansión significativa. Estos componentes activos, o intumescentes, a menudo amplían su espesor inicial aplicado cuando se calientan (normalmente más de 60x), produciendo una masa carbonácea que protege cualquier sustrato sobre el que se ha aplicado el recubrimiento.

Los recubrimientos intumescentes tienen los siguientes ingredientes: un catalizador que se descompone bajo el efecto del calor, produciendo un ácido mineral (como el ácido fosfórico). El polifosfato de amonio es el catalizador comúnmente utilizado; un agente carbonizante, como el almidón, que se combina con el ácido mineral, formando una masa carbonácea; un aglutinante, o resina, que se suaviza a una temperatura predeterminada; un agente espumante que se descompone junto con la fusión del aglutinante, liberando grandes volúmenes de gases no inflamables. Estos gases incluyen dióxido de carbono, amoníaco y vapor de agua.

La producción de estos gases promueve la hinchazón (hinchazón) de la masa carbonácea, generando una espuma carbonácea, que expande alrededor de 60x (o más) el volumen original de la pintura, promoviendo la protección térmica. El uso de estos productos corresponde en determinados países a más del 40% del mercado de productos de protección térmica utilizados en edificios de varias plantas.

### 1.4 Rendimiento estructural en situación de incendio

En una situación de incendio, es necesario minimizar el riesgo de colapso estructural del edificio. Los materiales utilizados en la estructura y las compartimentaciones deben estar de acuerdo con el TRRF - Tiempo requerido de resistencia al fuego, de acuerdo con NBR 14432 (2000). También deben cumplirse normas específicas para el tipo de estructura en cuestión, como 15.575 NBR (2013) y NBR 14323 (2013). Para otra estructura, NBR 15575 (2013) establece que debe obedecerse el Euro código correspondiente.

## 2. MATERIALES Y MÉTODOS

### 2.1 Materiales y equipos

Se utilizaron sesenta (sesenta) bloques de mampostería de sellado cerámico con 8 orificios y dimensiones horizontales (9 cm x 19 cm x 19 cm x 19 cm) adquiridos en el comercio Recife-PE; Antorcha de gas butano (temperatura de la llama 1200 °C); Termómetro infrarrojo Marca BENETECH modelo GM300 (Temperatura: -50 °C a 380 °C); Termómetro digital Salvterm 1200K (Temperatura: -50 °C a 1350 °C) con sensor de superficie con varilla de 6,5 mm de diámetro por 260 mm de longitud; CKC-333 Tinta intumescente®; Rodillo de espuma para la aplicación de tinta intumescente; Equipo de protección personal: máscara, guantes y gafas; Protección de laboratorio: 4 Kg Extintor portátil en polvo químico seco.

### 2.2 Caracterización de los tipos de especímenes

Los 60 (sesenta) especímenes se distribuyeron en 4 grupos (tipos) de 15 (quince) bloques, los dos primeros grupos se utilizaron como base de referencia para el análisis de la resistencia a la

compresión (condición saturada e insaturada). Podemos verificar el organigrama con el resumen de las pruebas, así como los detalles de la ejecución experimental por tipo que se muestra en la Figura 1.

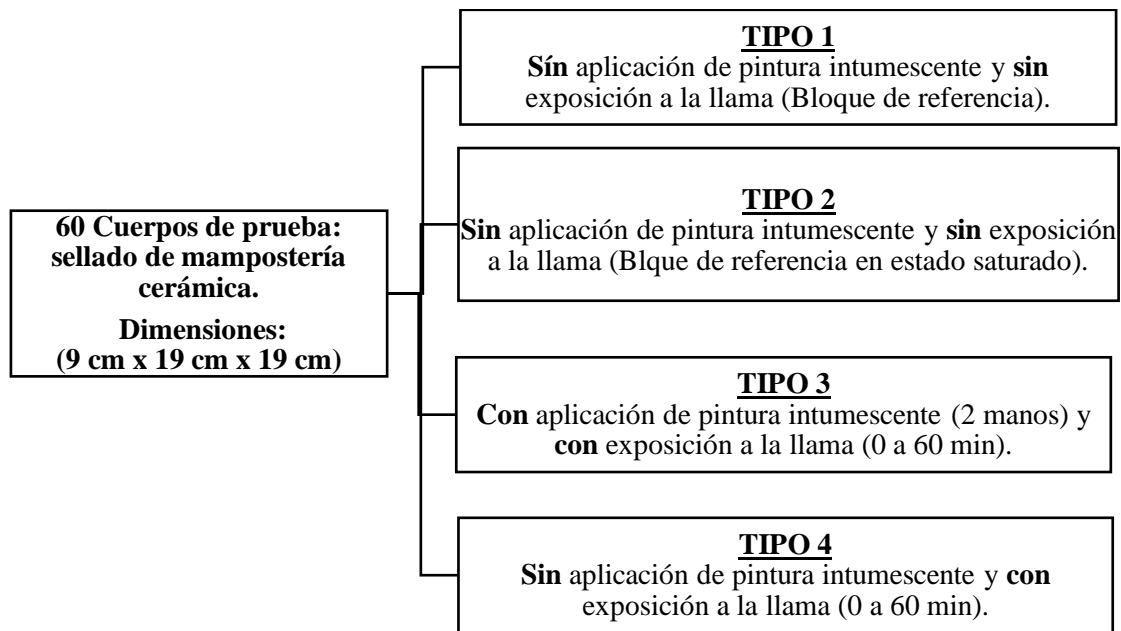


Figura 1. Planificación experimental.

Es importante señalar que el experimento es una simulación para la comparación y análisis del comportamiento de los bloques de sellado con y sin tinta de protección pasiva, que a pesar de tener NBR 10636/89 como parámetro, la metodología aplicada en el experimento llevado a cabo en esta investigación no está asociada con la norma antes mencionada e ISO 834, por lo que no es posible dar fe del tiempo de resistencia al fuego (TRF) de las muestras de acuerdo con las normas.

Es interesante notar que el tiempo de exposición al fuego establecido para los grupos 3 y 4 fue de 60 minutos debido a las limitaciones de costos de combustible, ya que es el tiempo indicado por el fabricante como tiempo de protección para 2 capas de pintura, así como porque es el doble de la temperatura el mínimo requerido para paredes estructurales de hasta cinco pisos, de acuerdo con el estándar de rendimiento. Es importante mencionar que hay diferencias significativas entre las pruebas para el sistema de sellado, prismas y bloques individualmente, así como que los recubrimientos de este último también influyen en las pruebas.

El análisis se realizará en el bloque de sellado cerámico, sin ningún tipo de revestimiento que no sea la protección de la tinta intumescente (tipo 3). Esta condición, además de simular las condiciones de muchas viviendas de bajos ingresos, también simula la condición más extrema posible del material en caso de incendio.

La aplicación de la llama, así como las mediciones de temperatura se realizaron en el centro geométrico de todas las caras, con el fin de encontrar los valores más altos a los que fueron expuestos, y la lata que contiene el combustible a una distancia de 20 centímetros de los bloques expuestos. La temperatura ambiente media durante los ensayos fue de 33 °C.

### **2.2.1 *Espécimen tipo 1 (bloque de referencia – insaturado) y espécimen de tipo 2 (bloque de referencia – saturado)***

Los 15 (quince) bloques caracterizados como tipo 1 son los utilizados como referencia para el efecto de resistencia a la compresión. No se aplicaron protecciones pasivas ni exposición a ningún tipo de llama para estos bloques, y se almacenó la temperatura ambiente.

Los 15 (quince) bloques caracterizados como tipo 2, a diferencia del modelo anterior fueron probados después de 24 horas de inmersión en agua. Con respecto a la recepción, preparación, envasado de especímenes y procedimientos están de acuerdo con las disposiciones de ABNT NBR 15270-1, ABNT NBR 15270-2, ABNT NBR 15270-3 y se pueden observar en el diagrama siguiente en la Figura 2.

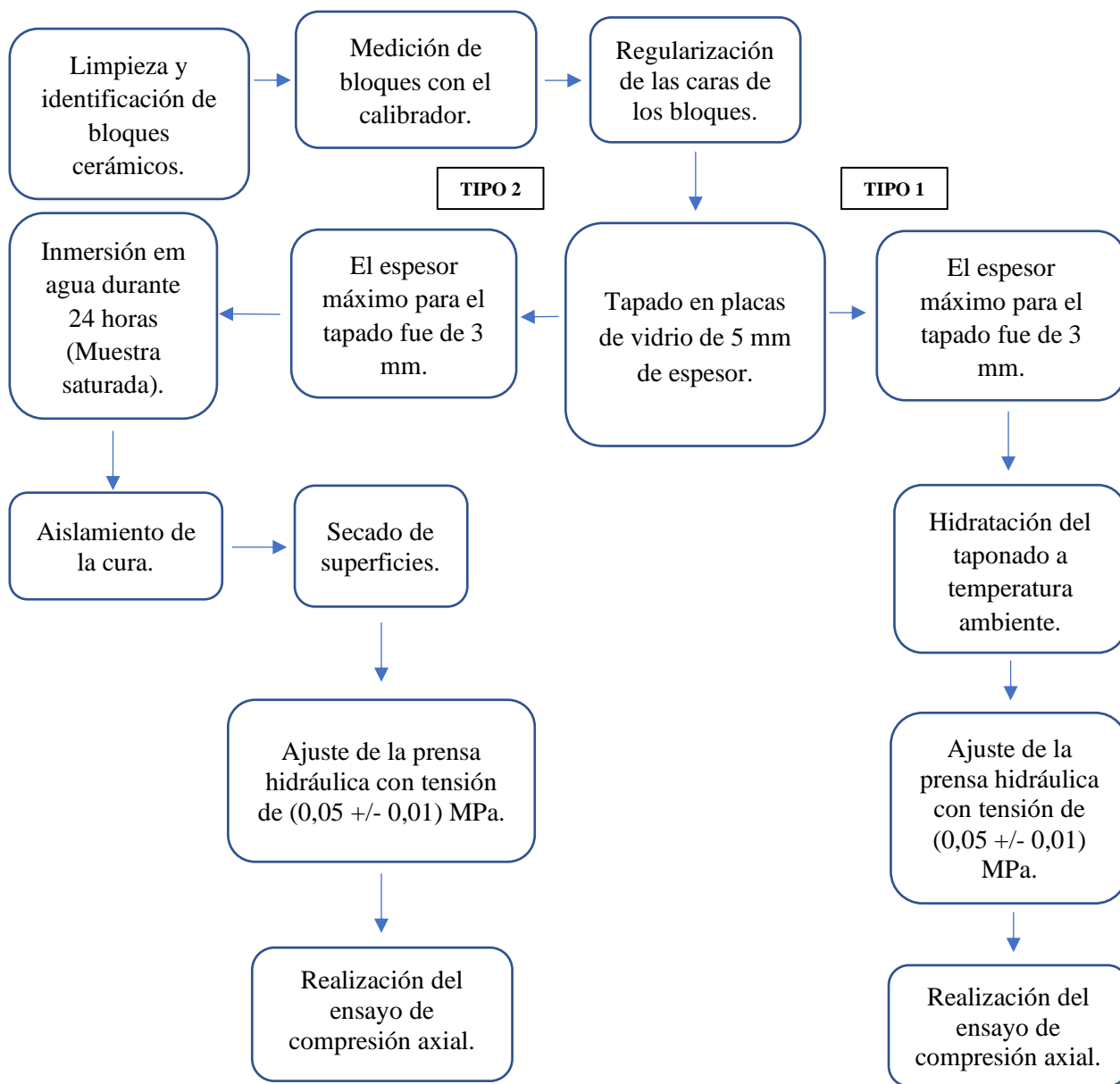


Figura 2. Recibo, preparación y envasado de especímenes.

**2.2.2 Cuerpo de prueba tipo 3 (con aplicación de tinta intumescente y exposición directa a la llama) y cuerpo de prueba tipo 4 (sin aplicación de tinta intumescente y exposición directa a la llama)**

En los 15 (quince) bloques denominados tipo 3, se realizaron los procedimientos iniciales de caracterización y preparación (capellán) idénticos a los ya descritos para el tipo 1 (Figura 3) en este tipo de bloque, se aplicaron 2 (dos) capas de tinta intumescentes (Figura 4), como se describe a continuación, además de la exposición de cada bloque a 60 minutos de exposición directa, la llama que se muestra en la Figura 5.



Figura 3. Copeamiento de bloques cerámicos.



Figura 4. Aplicación de tinta intumescente.



Figura 5. Aplicación de tinta intumescente.

Después de la aplicación de los 60 minutos de exposición directa a la llama, se midió la temperatura de la cara que sufrió directamente la aplicación de la llama, la temperatura de la cara inmediatamente opuesta, a través del primer tabique del bloque y la temperatura de la cara del bloque sin aplicación tinta intumescente.

Además de la elevación de las temperaturas para verificar la eficiencia del aislamiento térmico, después de la exposición a la llama, los bloques fueron llevados a la prensa hidráulica con el fin de comprobar la compresión y la carga máxima soportada.

La tinta elegida para la prueba fue la tinta intumescente de la marca CKC-333, que fue seleccionada según la gama de certificaciones internacionales, así como porque era la única marca, entre las disponibles en el mercado nacional, que estaban dispuestas a apoyar esta investigación muestra de reenvío para pruebas

La tinta intumescente CKC-333 es un recubrimiento interno a base de agua acrílica, no tóxica, inodoro, antimolde y antifúngica, que a aproximadamente 200 °C, inicia un proceso de expansión volumétrica, causando el retraso de las temperaturas elementos de hormigón, mampostería y paneles de yeso.

En los 15 (quince) bloques caracterizados como tipo 4, no se realizaron los procedimientos iniciales de caracterización y preparación (capellán) idénticos a los ya descritos para el tipo 1, pero no se aplicó la protección pasiva mediante tinta intumescente, con 60 minutos de exposición directa a las llamas.

Las temperaturas se midieron después de la aplicación de los 60 minutos de exposición directa a la llama, en los mismos lugares que los bloques de tipo 3, así como, después del levantamiento de temperaturas, los bloques fueron llevados a una prensa hidráulica con el fin de comprobar la resistencia a compresión y carga máxima soportada.

Los bloques de los tipos 3 y 4 fueron sometidos a una hora de incidencia directa a la llama y antes de ser llevados a la prensa hidráulica, para verificar la resistencia a la compresión y la carga máxima soportada (Figura 6), las temperaturas se midieron en las caras donde se midió la llama se centró

Resistencia al fuego de bloques de albañilería cerámica de sellado utilizando protección de tinta intumescente



directamente, en la cara inmediatamente opuesta, a través del primer tabique y en la cara más lejana de la aplicación de la llama. El procedimiento experimental para bloques de tipo 4 fue idéntico al realizado con bloques de tipo 3, sin embargo, estos especímenes no recibieron protección pasiva por tinta intumescente que se muestra en la Figura 7.



Figura 6. Resistencia a la compresión.



Figura 7. Bloques sin protección pasiva.

### 3. RESULTADOS Y DISCURSOS

Para determinar la fuerza y la desviación estándar de los bloques de (tipo 1) se utilizaron ecuaciones 1 y 2, respectivamente.

$$\bar{R}_1 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^{15} R_i \rightarrow \bar{R}_1 = 2,484 MPa ; \quad (1)$$

$$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (R_i - \bar{R})^2}{n-1}} \rightarrow s \cong 0,70 \quad (2)$$

Para determinar la resistencia máxima y mínima teniendo en cuenta los valores calculados previamente para la media y la desviación estándar, se utilizó la Ecuación 3.

Para  $k = 3$ :

$$\bar{R}_1 \pm 3s \rightarrow 2,484 \pm 3.(0,70) \Rightarrow R_{1\min} = 0,40 MPa \text{ e } R_{1\max} = 4,57 MPa \quad (3)$$

Donde  $k$  es el coeficiente de variación de tiempo en segundos. Para determinar la desviación estándar y la carga máxima admitida de bloques de tipo 1, se utilizaron las ecuaciones 3 y 4, respectivamente.

$$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (c_i - \bar{c})^2}{n-1}} \rightarrow s \cong 10,23 \quad (4)$$

Para  $k = 3$ :

$$\bar{C}_{1\max} \pm 3s \rightarrow 39,997 \pm 3.(10,23) \Rightarrow \bar{C}_{1\max\min} = 9,30 KN \text{ e } \bar{C}_{1\max\max} = 70,69 KN \quad (5)$$

Para determinar la fuerza y la desviación estándar de los bloques de tipo 2, se utilizaron las ecuaciones 1 y 2, respectivamente.

$$\bar{R}_2 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^{15} R_i \rightarrow \bar{R}_2 = 2,036MPa;$$

$$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (R_i - \bar{R})^2}{n-1}} \rightarrow s \cong 0,46$$

Teniendo en cuenta los valores calculados previamente para la media y la desviación estándar de acuerdo con la Ecuación 3, tiene:

$$\bar{R}_2 \pm 3s \rightarrow 2,036 \pm 3.(0,46) \Rightarrow R_{2\min} = 0,66MPa \text{ e } R_{2\max} = 3,41MPa$$

Para determinar la carga máxima media, se utilizaron la desviación estándar y las cargas máximas y mínimas soportadas por bloques de tipo 2, se utilizaron las ecuaciones 6, 7 y 8, respectivamente.

$$\bar{C}_{2\max} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^{15} C_i \rightarrow \bar{C}_{2\max} = 33,505KN;$$

(6)

$$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (c_i - \bar{c})^2}{n-1}} \rightarrow s \cong 10,23 \tag{7}$$

$$\bar{C}_{2\max} \pm 3s \rightarrow 33,505 \pm 3.(7,47) \Rightarrow \bar{C}_{2\max\min} = 11,20KN \text{ e } \bar{C}_{2\max\max} = 55,81KN \tag{8}$$

Teniendo en cuenta las tres desviaciones estándar, se observa que todos los valores de resistencia a la compresión y carga máxima soportados de bloques de tipos 1 y 2 deben considerarse como representativos calculados de acuerdo con las ecuaciones 9 y 10 respectivamente. Comparando los valores medios de las resistencias de compresión y las cargas máximas soportadas de los tipos 1 y 2, tiene:

$$\frac{\bar{R}_1 - \bar{R}_2}{\bar{R}_1} = \frac{2,484 - 2,036}{2,484} = 0,18 \text{ ou } 18\% \tag{9}$$

$$\frac{\bar{C}_1 - \bar{C}_2}{\bar{C}_1} = \frac{39,997 - 33,505}{39,997} = 0,16 \text{ ou } 16\% \tag{10}$$

El análisis de varianza (ANOVA) se realizó para un solo factor, que para los tipos 1 y 2 se distinguen por la condición saturada o no, a través del análisis del Software MS Excel 2016, donde los datos de resistencia a la compresión dieron lugar a la Cuadro 1.

Cuadro 1. ANOVA (Tipos de Resistencia 1 y 2).

Fuente de variación	SQ	gl	MQ	F	Valor-P	F crítico
Entre grupos	1.506	1	1.50662	4.3395	0.046486	4.19597
Dentro de los grupos	9.721	28	0.34719			

Se puede verificar que, como el valor P encontrado (0.046) es menor que el nivel de significancia estipulado que era del 5% (0.05) o, analizando lo contrario, como el valor de F (4.33) encontrado es mayor que el  $F_{\text{crítico}}$  (4.19) entonces debemos rechazar la hipótesis nula ( $H_0$ ) donde los promedios serían los mismos.

Por lo tanto, podemos afirmar que las condiciones saturadas e insaturadas influyen en los resultados obtenidos para la resistencia a la compresión. Realizando la misma comprobación de representatividad de los datos recopilados para los bloques de tipo 3 y 4, encontramos que, para tres desviaciones estándar, todos los datos son significativos mostrados en los Cuadros 2 y 3.

Cuadro 2. Valores medios y desviaciones estándar para bloques de tipos

Datos	TIPO 3 (Con exposición a la llama y protección)						
	Temperatura (60' exposición)					Cmáx(KN)	R(MPa)
	Td(°C)	Ti1(°C)	Ti2(°C)	$\Delta T1$ (°C)	$\Delta T2$ (°C)		
Promedio (X)	938.067	187.000	40.920	751.067	897.147	37.993	2.380
Desviación estándar (s)	54.61	10.62	2.00	57.89	54.21	7.19	0.42
X+3s	1101.89	218.85	46.91	924.75	1059.79	59.55	3.64
X-3s	774.25	155.15	34.93	577.39	734.50	16.44	1.12

Cuadro 3. Valores medios y desviaciones estándar para bloques de tipo 4..

Datos	TIPO 4 (Con exposición a la llama y sins in protección)						
	Temperatura (60' exposición)					Cmáx(KN)	R(MPa)
	Td(°C)	Ti1(°C)	Ti2(°C)	$\Delta T1$ (°C)	$\Delta T2$ (°C)		
Promedio (X)	1166.33	509.73	92.82	656.60	1073.51	21.86	1.34
Desviación estándar (s)	34.16	30.46	5.39	44.78	35.09	5.81	0.35
X+3s	1268.81	601.12	108.98	790.95	1178.78	39.28	2.40
X-3s	1063.86	418.35	76.66	522.25	968.24	4.45	0.29

Inicialmente evaluando la temperatura de la cara donde la llama se centró directamente, se verifica que las temperaturas varían aproximadamente 25% en términos promedio de acuerdo con la Ecuación 11.

$$\frac{\bar{T}_{ds} - \bar{T}_{dc}}{\bar{T}_{dc}} = \frac{1166,33 - 938,07}{938,07} = 0,2433 \text{ ou } 24,33\% \quad (11)$$

Cuando analizamos las caras inmediatamente opuestas a la aplicación de la llama, la variación de temperatura entre los bloques con y sin protección asume valores medios del orden de 172% más alto cuando los bloques no tienen protección pasiva mostrada en la Ecuación 12.

$$\frac{\bar{T}_{fos} - \bar{T}_{foc}}{\bar{T}_{foc}} = \frac{509,73 - 187,00}{187,00} = 1,7258 \text{ ou } 172,58\% \quad (12)$$

Las figuras 8 y 9 observaron los resultados del comportamiento de las caras de los bloques cuando se exponen y no se exponen a la llama y cómo la pintura para la protección utilizada influye en este proceso.

### TEMPERATURA DE RETORNO DE LA LLAMA

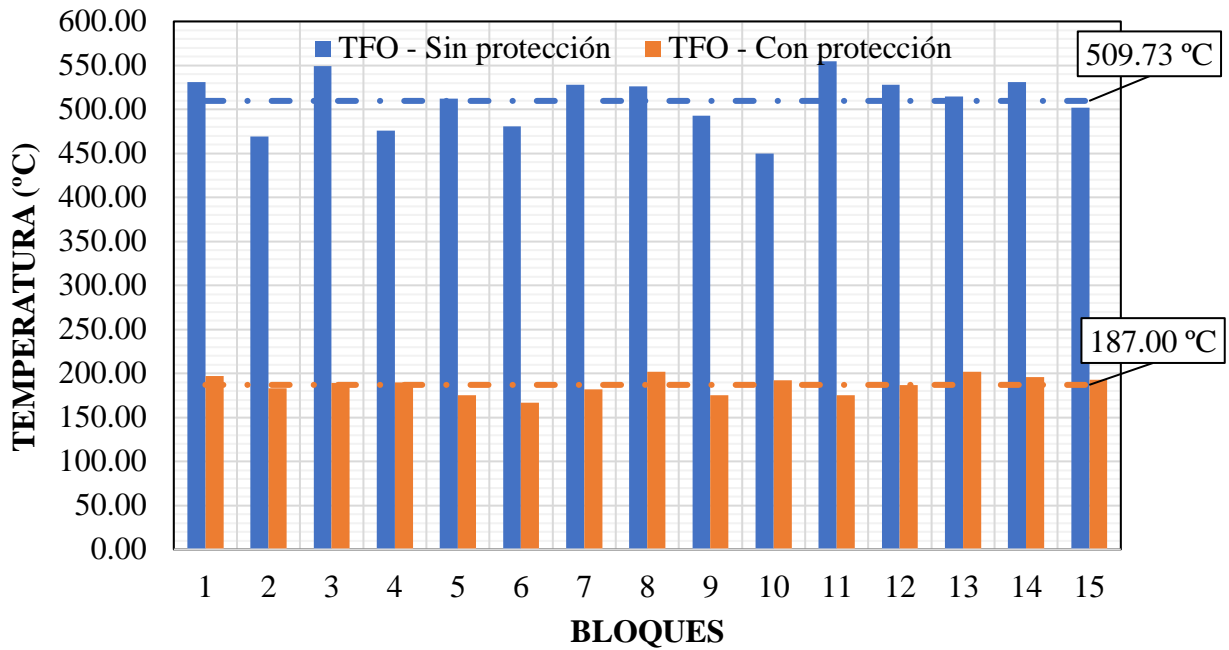


Figura 8. Comparación de las temperaturas de las caras inmediatamente opuestas para los bloques con y sin protección pasiva, tipos 3 y 4 respectivamente.

### TEMPERATURA DE LA CARA VISTA DEL BLOQUE

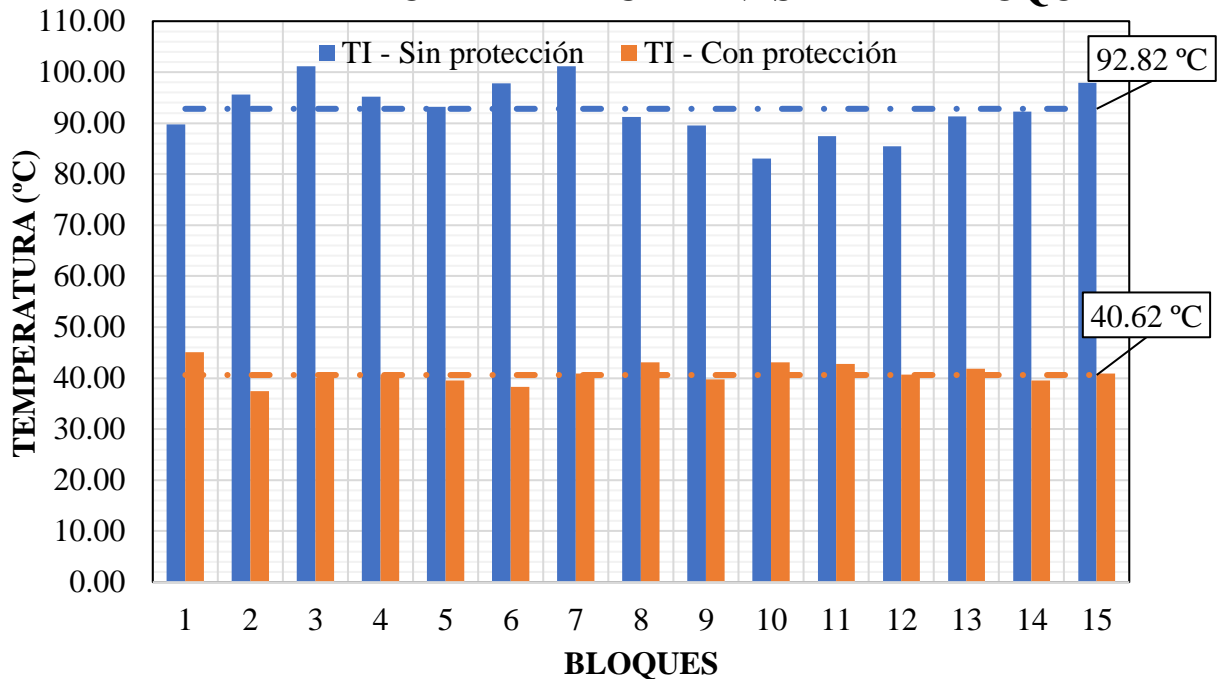


Figura 9. Comparación de las temperaturas en las caras opuestas para los bloques con y sin protección pasiva, tipos 3 y 4 respectivamente.

Esta más mínima diferencia entre las variaciones de temperatura, en el lado lejano debe ocurrir debido al aislamiento térmico natural que el aire entre el septo proporciona al bloque. Se verifica que ninguno de los bloques con protección pasiva alcanzara temperaturas superiores a 46 °C. A continuación, se utilizó la ecuación 13 para determinar el porcentaje de esta variación.

$$\frac{\bar{T}_{is} - \bar{T}_{ic}}{\bar{T}_{ic}} = \frac{92,82 - 40,62}{40,62} = 1,285 \text{ ou } 128,50\% \quad (13)$$

Realizar un análisis de varianza para el factor de temperatura de los tipos 3 y 4, teniendo en cuenta las temperaturas de cada cara medida y para todos los grupos de mediciones de temperatura realizadas, el valor P es inferior al nivel de significancia estipulado del 5% (0,05), así como el valor F es menor que  $F_{crit}$ .

Por lo tanto, se rechaza la hipótesis nula ( $H_0$ ) en la que los promedios serían iguales. Por lo tanto, podemos afirmar que los valores son distintos y las condiciones de protección y sin protección pasiva hacen que las muestras sean distintas. Las ecuaciones 14 y 15 se utilizaron para comparar la resistencia a la compresión y la capacidad máxima de carga entre bloques con y sin protección pasiva.

$$\frac{\bar{R}_c - \bar{R}_s}{\bar{R}_s} = \frac{2,38 - 1,34}{1,34} = 0,776 \text{ ou } 77,6\% \quad (14)$$

$$\frac{\bar{C}_c - \bar{C}_s}{\bar{C}_s} = \frac{37,993 - 21,860}{21,860} = 0,738 \text{ ou } 73,8\% \quad (15)$$

Se verifica que después de la exposición al fuego, durante el período de 60 minutos, los bloques sin protección disminuyeron en promedio el 70% de su resistencia a la compresión y el 67% de su capacidad de carga máxima en comparación con los bloques que tenían protección pasiva. También se pueden comparar los valores de resistencia a la compresión y capacidad de carga entre los bloques protegidos y los bloques de tipo 1 que eran aquellos que tenían valores de resistencia más altos y capacidad de carga, que se eligieron referencia como se muestra en las ecuaciones 16 y 17.

$$\frac{\bar{R}_1 - \bar{R}_3}{\bar{R}_1} = \frac{2,484 - 2,38}{2,484} = 0,042 \text{ ou } 4,2\% \quad (16)$$

$$\frac{\bar{C}_1 - \bar{C}_3}{\bar{C}_1} = \frac{37,997 - 37,993}{37,997} = 0,000105 \text{ ou } 0,011\% \quad (17)$$

Comparando los valores medios de resistencia a la compresión, hay una pequeña variación del 5%. Sin embargo, los valores del valor nulo de la variación de la capacidad de carga media máxima no traducen el mismo análisis individual para la resistencia definida por el estándar, ya que hay una gran variación en los valores vistos en las Figuras 10 y 11.

Se verifica que para el nivel de significancia determinado en el 5%, así como  $F_{crit}$ , los valores de resistencia son relevantes dependiendo de la protección y la protección no pasiva, haciendo que los datos de la muestra sean distintos.

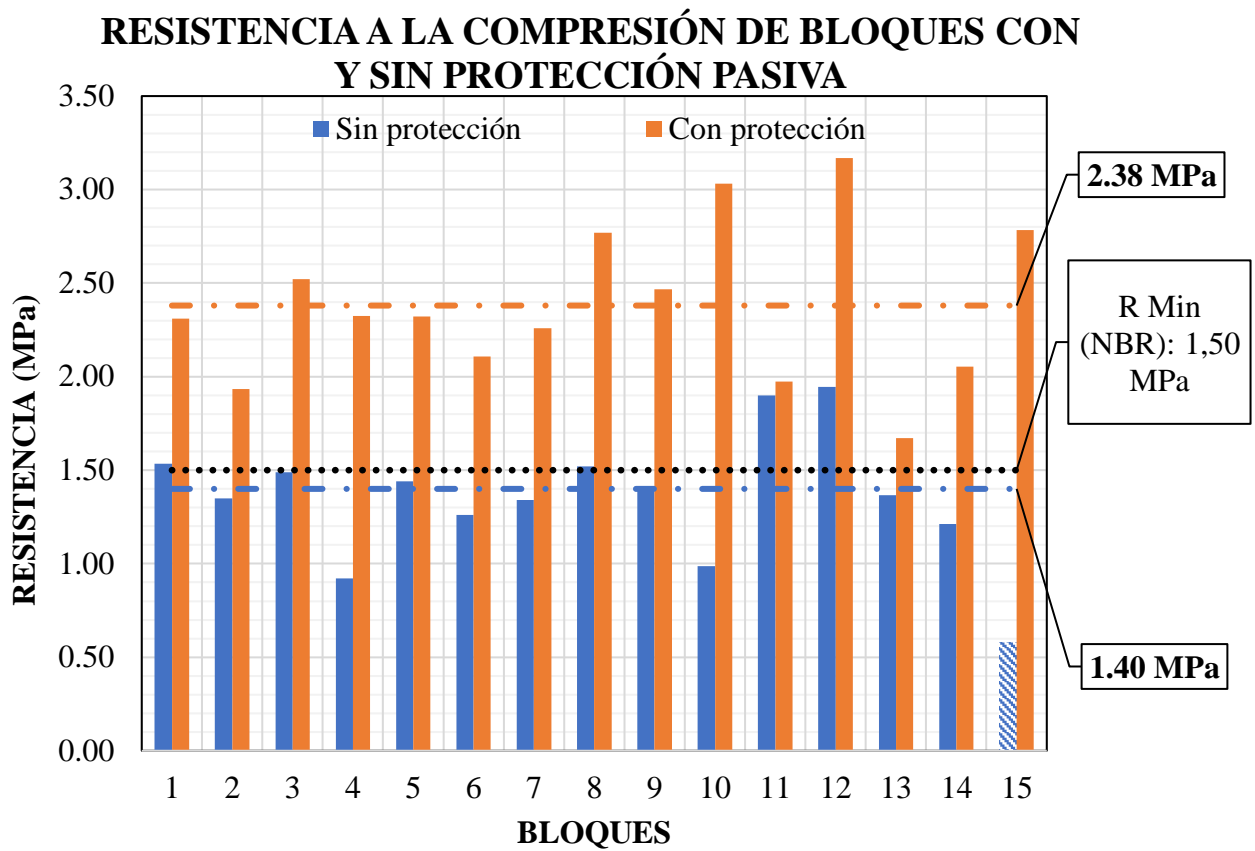


Figura 10. Fuerza de compresión: comparación entre bloques con y sin protección pasiva (tipos 3 y 4).

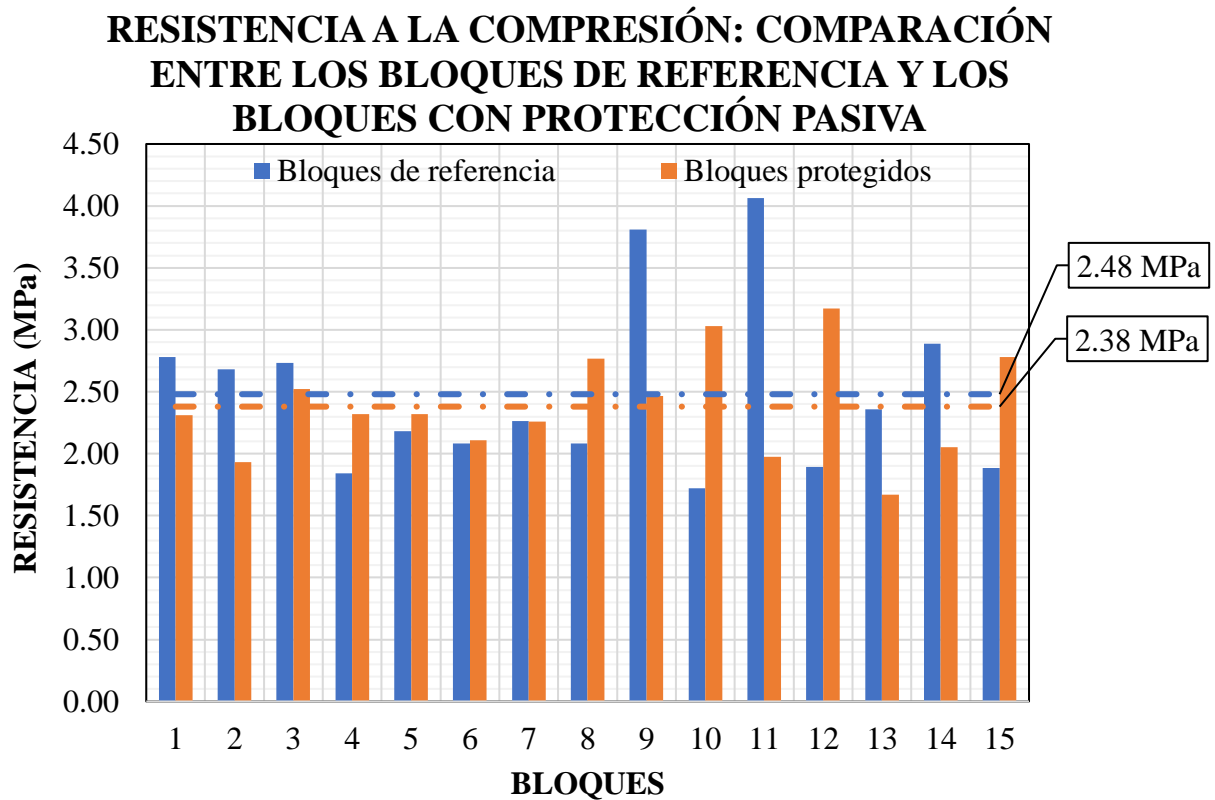


Figura 11. Resistencia a la compresión: comparación entre bloques de referencia y bloques con protección pasiva.

Se verifica que para el valor P es menor que el nivel de significancia estipulado del 5% (0.05), así como el valor de F es menor que el  $F_{crit}$ . Se puede afirmar que los valores son distintos y las condiciones de protección y sin protección pasiva hacen que las muestras sean distintas.

Cuadro 4. Resumen de datos (fuerza de compresión - tipos 3 y 4)

Fuente de variación	SQ	gl	MQ	F	Valor-P	F crítico
Entre grupos	8.03833	1	8.03833	53.794	5.50E-08	4.19597
Dentro de los grupos	4.18399	28	0.14943			

Se verificó que incluso después de 60 minutos de incidencia directa de la llama en bloques tipo 3, que tenían protección pasiva por tinta intumescente, que los valores medios de resistencia a la compresión, así como la capacidad máxima de carga variaban, por debajo del 5%, en comparación con los valores obtenidos de los bloques de referencia, demostrando, además de la excelente eficiencia en el aislamiento térmico, que se mantuvieron los parámetros estructurales de los bloques. Debido a esta pequeña variación, la prueba de análisis de varianza se realizó de nuevo con el fin de verificar si los medios eran diferentes.

Cuadro 5. ANOVA (Fuerza de compresión - tipos 1 y 3)

Fuente de variación	SQ	gl	MQ	F	valor-P	F crítico
Entre grupos	0,081	1	0,08112	0,24575	0,62395	4,19597
Dentro de los grupos	9,242	28	0,33009			

Por lo tanto, como el valor P encontrado (0.624) es muy superior al nivel de significancia estipulado que era del 5% (0,05) o, analizando lo contrario, cómo el valor de F (0.245) encontrado es menor que el  $F_{critic}$  (4.19) entonces la hipótesis nula ( $H_0$ ) debe ser aceptada en q promedios sería nado. Por lo tanto, estamos considerando los conjuntos de bloques de referencia, que no han sido expuestos, al conjunto de bloques protegidos por tintas intumescentes, después de 60 minutos de exposición, como idénticos.

Además, con respecto al requisito de NBR 15270 (2005) - Componentes cerámicos - Parte 1 - Bloques cerámicos para el sellado de mampostería - Terminología y requisitos, con respecto a la resistencia a la compresión mínima para bloques de sellado con agujeros horizontales, todos bloques con protección pasiva (tipo 3) seguían cumpliendo con el requisito normativo, que requiere al menos 1,5 MPa. Para los 15 bloques sin protección pasiva (tipo 4), 11 (once) bloques tenían menor resistencia a la requerida por el estándar brasileño y 2 (dos) estaban muy cerca de este valor. En términos de costo-beneficio, se puede decir que el retraso de los materiales y la protección pasiva se beneficiaron de un mayor empleo y difusión en Brasil, lo que hizo que los costos también disminuyeran considerablemente. Hoy en día es posible llevar a cabo el tratamiento de telas a R\$ 7,00/m<sup>2</sup> y pinturas intumescentes a R\$ 17,00/m<sup>2</sup>. Maderas barnizadas, porque es un material más noble, de muy alta tecnología, y también producido en el Reino Unido, tiene un precio de R\$ 30-35/m<sup>2</sup>. Para el producto utilizado en la investigación tenemos un costo de aproximadamente R\$ 45/m<sup>2</sup>.

Teniendo en cuenta que actualmente los recubrimientos utilizados en proyectos nuevos o de reforma, cuestan hasta R\$ 350/m<sup>2</sup> sin mucha dificultad, el uso de retardantes y materiales de protección pasiva está bastante justificado. Por un último lugar, la protección pasiva de un edificio completo, incluidas sus zonas comunes, no es más del 0,3% de su presupuesto total. Si incluimos todos los recubrimientos internos utilizados por los arquitectos y la decoración, no excederá en promedio el 0,6% del costo del edificio.

## 4. CONCLUSIONES

A partir de los resultados obtenidos y sus respectivos análisis, se concluye que la protección superficial proporcionada por la tinta intumescente mostró una reducción en el gradiente térmico de la pared en una situación de incendio y una mejor eficiencia mecánica después de exposición al fuego. A partir de los análisis realizados se presentan los siguientes aspectos destacados:

- Al comparar los valores de resistencia a la compresión y la capacidad máxima de carga de los bloques elegidos como referencia (tipos 1 y 2), se observó una variación en valores inferiores al 18%, en términos medios, en condiciones insaturadas y saturadas.
- La temperatura de la cara directamente expuesta a la llama, medida en su punto más desfavorable, fue en promedio un 25% inferior a la del bloque con protección pasiva.
- Después de la incidencia de la llama durante 60 minutos y al analizar las temperaturas de las caras inmediatamente opuestas, se encontró una diferencia mayor que 170% en los bloques sin la pintura que indica que hay una reducción del gradiente térmico en los bloques con la tinta intumescente.
- La resistencia a la compresión y la capacidad máxima de carga de los bloques con protección pasiva eran aproximadamente un 70% más altas que los bloques sin protección después de 60 minutos de exposición directa a la llama. Más del 70% de los bloques sin protección pasiva y que fueron expuestos a la llama tenían resistencia a la compresión de 1,35 MPa, un valor inferior al mínimo estipulado por la norma brasileña (1,50 MPa), mientras que el 100% de los bloques con protección tenían resistencia a 2,38 MPa, incluso después de 60 minutos de exposición.

## 5. AGRADECIMIENTOS

Este artículo se llevó a cabo con el apoyo de la Coordinación para la Mejora del Personal de Educación Superior - Brasil - (CAPES) - Código de Financiación 001. Esta investigación es de gran importancia para la comunidad científico-académica y no sería posible sin la colaboración de todos los participantes. Estamos inmensamente agradecidos a todos directa e indirectamente involucrados, especialmente a la Dra. Eliana Cristina Barreto Monteiro y a la Universidad Católica de Pernambuco (Unicap).

## 6. REFERENCIAS

- Andreini, M., Sassu, M. (2011), *Mechanical Behaviour of Full Unit Masonry Panels Under Fire Action*. Fire Safety Journal, v. 46, n. 7, p. 440– 450.
- Associação brasileira de normas técnicas (2000). *NBR 14432: Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações – Procedimento*. Rio de Janeiro.
- Associação brasileira de normas técnicas (2005). *NBR 15270: Componentes cerâmicos Parte 1: Blocos cerâmicos para alvenaria de vedação – Terminologia e requisitos*. Rio de Janeiro.
- Associação brasileira de normas técnicas (2005). *NBR 15270: Componentes cerâmicos Parte 2: Blocos cerâmicos para alvenaria estrutural – Terminologia e requisitos*. Rio de Janeiro.
- Associação brasileira de normas técnicas (2005). *NBR 15270: Componentes cerâmicos Parte 3: Blocos cerâmicos para alvenaria estrutural e de vedação – Método de ensaio*. Rio de Janeiro.
- Associação brasileira de normas técnicas (2013). *NBR 15575: Edificações habitacionais – Desempenho Parte 4: Requisitos para os sistemas de vedações verticais internas e externas*. Rio de Janeiro.
- Associação brasileira de normas técnicas (2013). *NBR 14323: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio*. Rio de Janeiro.



- Câmara Brasileira da Indústria da Construção (CBIC) (2013), *Desempenho de edificações habitacionais: guia orientativo para atendimento à norma ABNT NBR 15575/2013*. Fortaleza, Gadioli Cipolla Comunicação.
- Coelho, A. L. (2010), *Incêndios em edifícios*. Editora Orion, primeira edição – outubro de 2010.
- Meyer, U. (2006), *Extended Application Rules for the fire performance of masonry walls*. In: 7th International Masonry Conference, Londres. Disponível em: < <http://www.masonry.org.uk/> >. Acesso em: 28 de abril de 2019.
- Nadjai, A. et al. (2006), *Compartment Masonry Walls in Fire Situations*. Fire Technology, v. 42, n. 3, p. 211-231.
- Nguyen, T. D., Meftah, F. (2012), *Behavior of Clay Hollow-Brick Masonry Walls During Fire: part I: experimental analysis*. Fire Safety Journal, v. 52, p. 55-64.
- Freitas, L. (2014), *Segurança em boates aumenta após um ano da tragédia em Santa Maria*. Disponível em: <<https://diariodonordeste.verdesmares.com.br/editorias/metro/seguranca-em-boates-aumenta-apos-um-ano-da-tragedia-em-santa-maria-1.799643>> Acesso em: 28 de abril de 2019.
- Ono, R. (2007), *Parâmetros para garantia da qualidade do projeto de segurança contra incêndio em edifícios altos*. Ambiente Construído. Porto Alegre, v. 7, n. 1, p. 97-113.
- Seito, A. I. et al. (2008). *A Segurança contra Incêndios no Brasil*. São Paulo: Projeto Editora. p 496,497.
- Thomaz, E., Helene, P. (2000), *Qualidade no projeto e na execução de alvenaria estrutural e de alvenarias de vedação em edifícios*. Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP, BT/PCC/252. São Paulo: EPUSP, 31 p.

## Análisis numérico de la sección de losas de hormigón compuesto y acero bajo incendio

F. Barcellos<sup>1</sup>, F. Bolina<sup>2</sup>, B. Tutikian<sup>2\*</sup>

\*Autor de Contacto: [btutikian@terra.com.br](mailto:btutikian@terra.com.br)

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v10i1.448>

Recepción: 29/07/2019 | Aceptación: 11/12/2019 | Publicación: 30/12/2019

### RESUMEN

Este trabajo tiene como objetivo evaluar el rendimiento de las losas compuestas bajo fuego, correlacionándolas con el proyecto a temperatura normal, de acuerdo con NBR 14323 (ABNT, 2013), NBR 8800 (ABNT, 2008) y NBR 14762 (ABNT, 2010), a través de la curva de calentamiento de ISO 834 (ISO, 1999) y la distribución de las temperaturas de losas obtenidas utilizando el software Ansys. Los modelos computacionales fueron calibrados de acuerdo con el estándar y extrapolados a otros escenarios de diseño, con diferentes geometrías, espesores y espesores efectivos de la capa de concreto. Como resultado, la plataforma con rebajes tuvo un mejor rendimiento en relación con los trapecios, siendo el espesor de la capa de hormigón la variable preponderante en el comportamiento de estas losas a altas temperaturas, debido a su mayor estabilidad térmica.

**Palabras clave:** seguridad contra incendios; losas compuestas; acero; hormigón.

**Citar como:** Barcellos, F., Bolina, F., Tutikian, B. (2020), "Numerical analysis of composite concrete and steel slabs section under fire situation", Revista ALCONPAT, 10 (1), pp. 69 – 78, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v10i1.448>

<sup>1</sup> Master student in Graduate Program of Architecture and Urbanism, Universidade do Vale do Rio dos Sinos, São Leopoldo, Brazil.

<sup>2</sup> it Performance, Universidade do Vale do Rio dos Sinos, São Leopoldo, Brazil.

### Información Legal

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

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

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

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

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

## Numerical analysis of composite concrete and steel slabs section under fire situation

### ABSTRACT

This work aims to evaluate the performance of composite slabs under fire, correlating them to the project at normal temperature, according to NBR 14323 (ABNT, 2013), NBR 8800 (ABNT, 2008) and NBR 14762 (ABNT, 2010). ), through the heating curve of ISO 834 (ISO, 1999) and distribution of slab temperatures obtained by using Ansys software. The computational models were calibrated according to the standard and extrapolated to other design scenarios, with different geometries, thicknesses and effective thicknesses of the concrete layer. As results, the steel deck with recesses had better performance in relation to the trapezoids, being the thickness of the concrete layer the preponderant variable in the behavior of these slabs at high temperatures, due to their greater thermal stability.

**Keywords:** fire safety; composite slabs; steel; concrete.

### Análise numérica das características da seção de lajes mistas de aço e concreto em situação de incêndio

#### RESUMO

Este trabalho busca avaliar o desempenho de lajes mistas de aço e concreto em situação de incêndio, correlacionando-as ao projeto em temperatura ambiente, conforme NBR 14323 (ABNT, 2013), NBR 8800 (ABNT, 2008) e NBR 14762 (ABNT, 2010), através da curva de aquecimento da ISO 834 (ISO, 1999) e distribuição de temperaturas obtidas segundo o software Ansys. Os modelos computacionais foram calibrados pela norma e extrapolados computacionalmente. Foram analisadas lajes com chapas trapezoidais de diferentes geometrias e com camadas de concreto variadas. Como resultados, as chapas com reentrâncias apresentaram melhor desempenho face às trapezoidais, sendo a espessura da camada de concreto preponderante no comportamento destas lajes ao incêndio, visto a sua maior estabilidade térmica.

**Palavras-chave:** segurança contra incêndio; lajes mistas; aço; concreto.

## 1.INTRODUCCIÓN

Las losas compuestas poseen algunas ventajas constructivas en comparación a sistemas tradicionales. Ellas ofrecen una plataforma de trabajo durante la ejecución de la estructura, velocidad de construcción, aumento de la estabilidad local y global de la estructura de acero, reducción de la altura de las vigas y del propio peso de la estructura (Craveiro, 2010; Liang, 2015). A pesar de ser una solución empleada, la sensibilidad al fuego del acero exige mayor atención en proyecto (Li; Wang, 2013). La sensibilidad de los materiales metálicos a las altas temperaturas fundamenta esta discusión. En el caso de estas losas, la esbeltez de la chapa perfilada incorporada puede proporcionar rápida quiebra y ruptura brusca, como mencionado por Li et.al.,2017.

El análisis de las estructuras mistas en altas temperaturas elaborado en Building Research Establishment en la década de 90, en Cardington, en Inglaterra, motivados por incendios en edificios altos, como el del One Meridian Plaza, en los Estados Unidos (1991), y BroadGate, en Inglaterra (1990), mostraron un desempeño superior al esperado de las losas compuestas, que no presentaron colapso (Selamet; Bolukbas, 2016). Su interacción con la viga de redistribución de esfuerzos promovió la movilización del efecto de la membrana (Nguyen et.al.,2015), que mejoró su resistencia al fuego. Discusiones sobre el conservadurismo de las normas surgieron (Bailey et.al., 2000), fase al fenómeno notado – de difícil previsión al nivel del proyecto (Gillie et.al., 2001) – que demostró que estructuras metálicas poseían una resistencia al fuego inherente, no identificadas en simulaciones y/o verificaciones numéricas (Omer et.al., 2009)

En los estudios realizados en Cardington, en Reino Unido, fue constatado que la geometría de la losa compuesta tiene un papel importante en la distribución de la temperatura en la plataforma, influenciando su resistencia al fuego (Li et al2017). El relieve de la losa hace que la humedad del concreto en este local demore más para evaporar, disminuyendo generalizadamente la temperatura del concreto. La espesura de la chapa de acero no influencia en la distribución de la temperatura en la losa, ya que su pequeña dimensión hace con que su promedio de temperatura sea prácticamente igual en todos los casos, con promedios de valores semejantes (Li, Wang, 2013).

El concreto también tiene gran influencia sobre el comportamiento de las losas compuestas expuestas en incendios. Debido a su baja conductividad térmica, cuanto mayor la espesura de su recubrimiento, menor es la consecuencia de las altas temperaturas en la losa, que presenta una mayor resistencia al fuego (Li, Wang, 2013), en este caso, el efecto de la membrana se desarrolla mejor en estos casos. El desprendimiento del concreto tiende a ser más leve en estas losas, como ya comprobamos en la barrera proporcionada por la chapa perfilada (Costa et al, 2002; Wang, 2002).

La verificación de las estructuras mistas de acero y el concreto en situación de incendio es hecho por NBR 14323 (ABNT, 2013), con fuerte inspiración en EN 1994-1-2 (EN, 2005). Ella especifica que el proyecto de estas estructuras en alta temperatura debe ser hecho en el último estado límite (ELU), no siendo necesaria la verificación en el estado límite del servicio (ELS). La norma propone que el dimensionamiento puede ser realizado a través del resultado de ensayos o por métodos analíticos de cálculo.

La verificación estructural de las losas en altas temperaturas pasa por tres criterios: la estanquidad, el aislamiento térmico y la capacidad resistente, siendo que NBR 14323 (ABNT, 2013) considera el criterio de estanquidad atendido con la presencia de la chapa de acero. El criterio del aislamiento térmico es determinado por la espesura efectiva de la losa. Su capacidad resistente es determinada a través del análisis plástico global, considerando los momentos positivos y negativos generados por el cargamento específico y obtenidos a través del diagrama de momentos flectores.

De acuerdo con la norma, la contribución proporcionada por la chapa de acero en el momento resistente es calculada por la adición de la contribución de cada elemento que compone la chapa, de acuerdo Ecuación 1, siendo  $A_{efi}$  el área efectiva de la parte  $i$  en  $cm^2$ ,  $d_i$  la distancia del centro de la gravedad de la parte  $i$  hasta la línea neutra de la sección de la losa en  $cm$ ,  $f_{yk}$  la resistencia al desague del acero utilizado en  $kN/cm^2$  e  $k_{y,\theta i}$  el coeficiente de reducción de la resistencia del acero de acuerdo a la temperatura indicada para aquel elemento, que es calculada a través de coeficientes indicados en la norma para el tiempo requerido de resistencia al fuego (TRRF) de 60,90 y 120 minutos. Para el cálculo de la posición del eje neutro en relación a la cara superior de la losa utilizada la Ecuación 2, donde  $f_{ck}$  es la resistencia a la compresión del concreto en  $kN/cm^2$ ,  $k_{c,\theta}$  es el coeficiente de reducción de la resistencia del concreto de acuerdo con la temperatura y  $b_w$  es el ancho de la losa.

$$M_{Rd,faço} = \sum A_{efi} d_i f_{yk} k_{y,\theta i} \quad (1)$$

$$y_p = \frac{\sum A_{efi} f_{yk} k_{y,\theta i}}{0,85 f_{ck} k_{c,\theta} b_w} \quad (2)$$

La contribución proporcionada por el concreto es calculada de acuerdo a la Ecuación 3, siendo que  $A_{ef,c}$  es el área de contribución del concreto arriba de la línea neutra en  $cm^2$ ,  $d$  es la distancia del centro de gravedad del área comprimida del concreto hasta la línea neutra en  $cm$ ,  $f_{ck}$  es la resistencia a la compresión del concreto en  $kN/cm^2$  y  $k_{c,\theta}$  es el coeficiente de reducción de la resistencia del concreto de acuerdo a la temperatura, siendo indicado en norma para TRRF de 60, 90 y 120 minutos.

$$M_{Rd,c} = A_{ef,c} d f_{ck} k_{c,\theta} \quad (3)$$

El momento resistente final de la losa es calculado como la suma de los momentos resistentes de la chapa de acero y del concreto. El cálculo del cortante no es considerado por esta norma, motivo por el cual no será realizada su evaluación en este trabajo.

A pesar de los estudios que constatan la importancia de la geometría y espesura de la chapa de acero (Li et.al., 2017; Li, Wang, 2013), y de existir comercialmente variadas geometrías y espesuras disponibles, las mismas no son llevadas en consideración en el aislamiento térmico, sino en relación al espesor efectivo mínimo de la losa de concreto, de acuerdo a NBR 14323 (ABNT, 2013), mereciendo, por lo tanto, una mayor investigación.

En otras palabras, este trabajo tiene el objetivo de analizar el comportamiento de las losas compuestas, de acero y concreto, en situación de incendio, abordando la influencia de la geometría, del espesor de la chapa de acero y del espesor de la losa de concreto con el tiempo de resistencia al fuego de la losa a través del análisis numérico, calculando la temperatura de la misma de forma computacional de acuerdo con Ansys, basándose en los criterios de dimensionamiento y de verificación de las normas brasileñas y europeas.

## 2. MÉTODO

La verificación numérica fue basada en ecuaciones de NBR 8800 (ABNT, 2008), NBR 14323 (ABNT, 2013), NBRT 15200 (ABNT, 2012) y Eurocódigos correspondientes, como EN 1992 (CEN, 2010), EN 1994 (CEN, 2004). Como a NBR 14323 (ABNT, 2013) presenta orientaciones limitadas de proyecto para diferentes TRRF, fue necesario realizar un análisis computacional para extrapolación de los resultados, a través del software Ansys, utilizando la curva de incendio estándar definida por ISO 834 (ISO, 1999), como requerido por NBR 14323 (ABNT, 2013) para análisis de estas estructuras en altas temperaturas.

Las variables de respuesta propuestas son la espesura de la camada de concreto, la geometría y la espesura de la chapa. La evaluación fue hecha con el objetivo de explorar los valores de una variable mientras las otras dos tienen sus valores fijos. Fueron evaluadas espesuras efectivas de concreto de 80 mm, 90 mm, 100 mm, 110 mm, 120 mm, 130 mm, 140 mm y 150 mm. Entre las geometrías de las chapas estudiadas, fueron escogidas dos trapezoidales y una con hendiduras, como en la Figura 1 y las espesuras de las chapas estudiadas fueron de 0,80 mm, 0,95 mm y 1,25 mm.

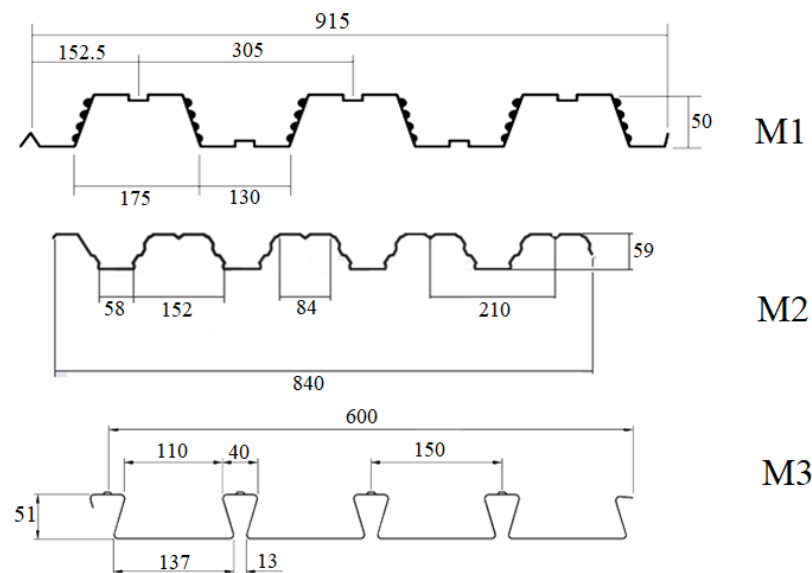


Figura 1. Modelos de chapa estudiados

Para denominar los dos modelos estudiados, fue escogido el orden de la nomenclatura, siendo que el primero es la letra M seguido del número de modelo de chapa, después la letra F seguida de la espesura de la chapa y por último la letra C seguida de la espesura efectiva del concreto en milímetros. La figura 2 muestra un ejemplo del montaje de la nomenclatura utilizada en este trabajo.

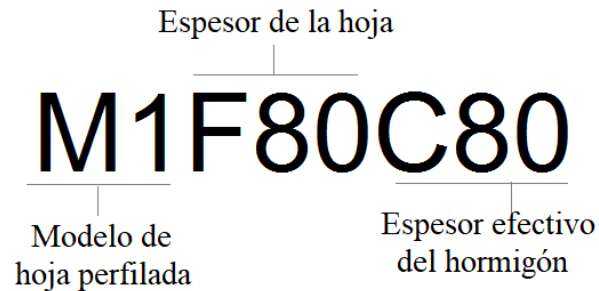


Figura 2. Nomenclatura dos modelos estudiados

Como variables de control, para análisis de las losas permitidas en este estudio, fueron adoptados los valores del acero y del concreto en altas temperaturas, como presentados en la Tabla 1. El modelo de losa estudiada es unidireccional y bi-apoyado, formando elementos isostáticos, de anchura 1 m y van de 3 m. Los apoyos fueron considerados perpendiculares a las tramas. No hay formación de fuerzas de compresión del efecto membrana debido al vínculo del modelo, que, por ser apoyado, no restringe el movimiento horizontal. También no fue considerado el análisis constructivo para las losas compuestas, pues la chapa debe soportar la totalidad de las cargas durante el proceso de cura del concreto. No fue considerada la utilización de armaduras de flexión negativa en los modelos adoptados, y la armadura positiva fue constituida por la chapa perfilada de acero, siendo que el colapso del modelo estudiado se da por rótula plástica sobre momento positivo en sección central.

Tabla 1. Propiedades del acero y del concreto en altas temperaturas

	<b>Propiedades del acero</b>	<b>Propiedades del concreto</b>
<b>Resistencia Característica</b>	Fluencia - Como Tabla 1 da NBR 14323 (ABNT, 2013)	Como Tabla 1 da NBR 15200 (ABNT, 2012)
<b>Coefficiente de Poisson</b>	0,3	0,15
<b>Módulo de Elasticidad</b>	Como Tabla 1 da NBR 14323 (ABNT, 2013)	Como EN 1994-1-2 (EN, 2005)
<b>Conductividad térmica</b>	Como ítem E.4 do Anexo E de NBR 14323 (ABNT, 2013)	Como tópico C.3 do Anexo C de NBR 15200 (ABNT, 2012)
<b>Calor específico</b>	Como tópico E.43 do Anexo E da NBR 14323 (ABNT, 2013)	Como tópico C.2 do Anexo C da NBR 15200 (ABNT, 2012)
<b>Masa específica</b>	7850 kg/m <sup>3</sup>	2500 kg/m <sup>3</sup>

Los TRRF estudiados fueron de 15, 30, 45, 60, 90, 120, 150 y 180 minutos. Como la NBR 14323 (ABNT, 2013) los coeficientes para el cálculo de la temperatura de la chapa de acero solamente para los TRRF de 60 min, 90 min y 120 min, fue utilizado el software Ansys para el alcance de la temperatura de los elementos TRRF no alcanzados por la norma, calibrando las extrapolaciones con los valores presentados por la norma.

Ansys utiliza el método de los elementos finitos en su análisis, con la formación de mallas y análisis de sus puntos de intersección. La herramienta fue empleada para analizar la distribución de la temperatura en la sección, expuesta a la curva estandarizada de incendio de ISO 834 (ISO,1999). El coeficiente de convención utilizado fue de 25 W/m<sup>2</sup>.K. No fue considerada la emisividad térmica de los materiales. La colecta de la temperatura fue hecha a través de la herramienta Temperature Probe do Ansys. Para medir la temperatura de la chapa perfilada, fueron seleccionadas faces

expuestas al fuego, adoptando como punto de medida el plano medio del respectivo elemento que compone la chapa. En la medición de las temperaturas del concreto fue admitida la parte comprimida de la sección.

### 3. RESULTADOS

Las Figuras 3, 4 y 5 muestran la temperatura promedio de la fase superior del concreto superior de la línea neutra.

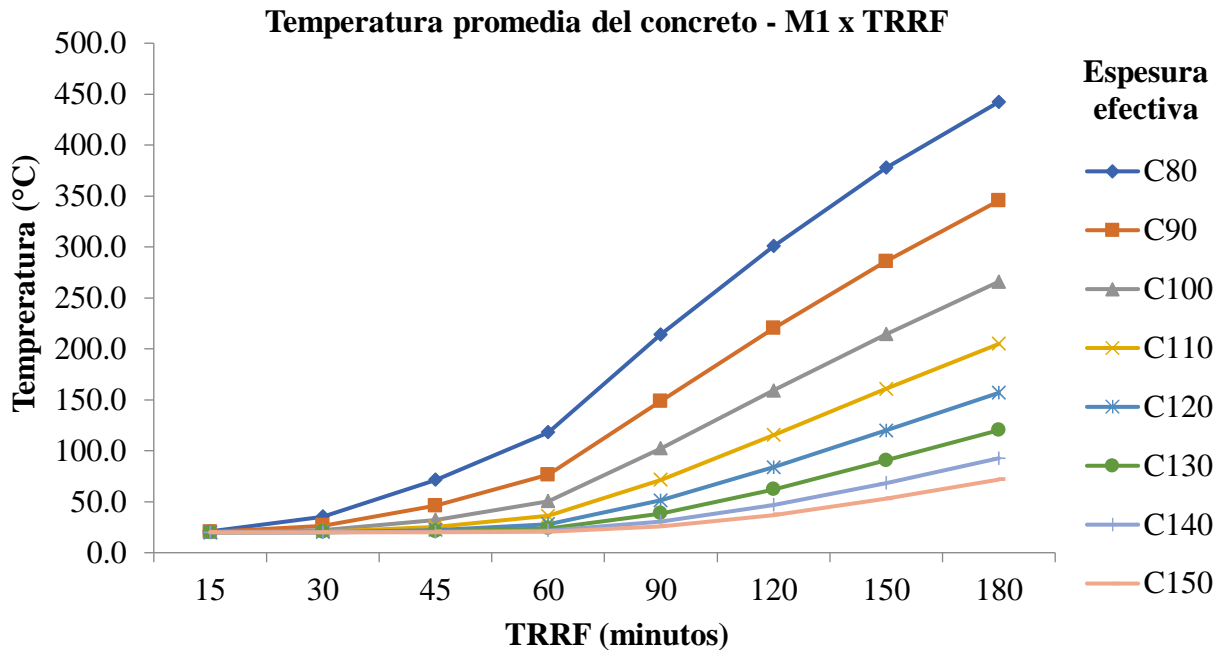


Figura 3. Temperatura promedio del concreto con chapa M1

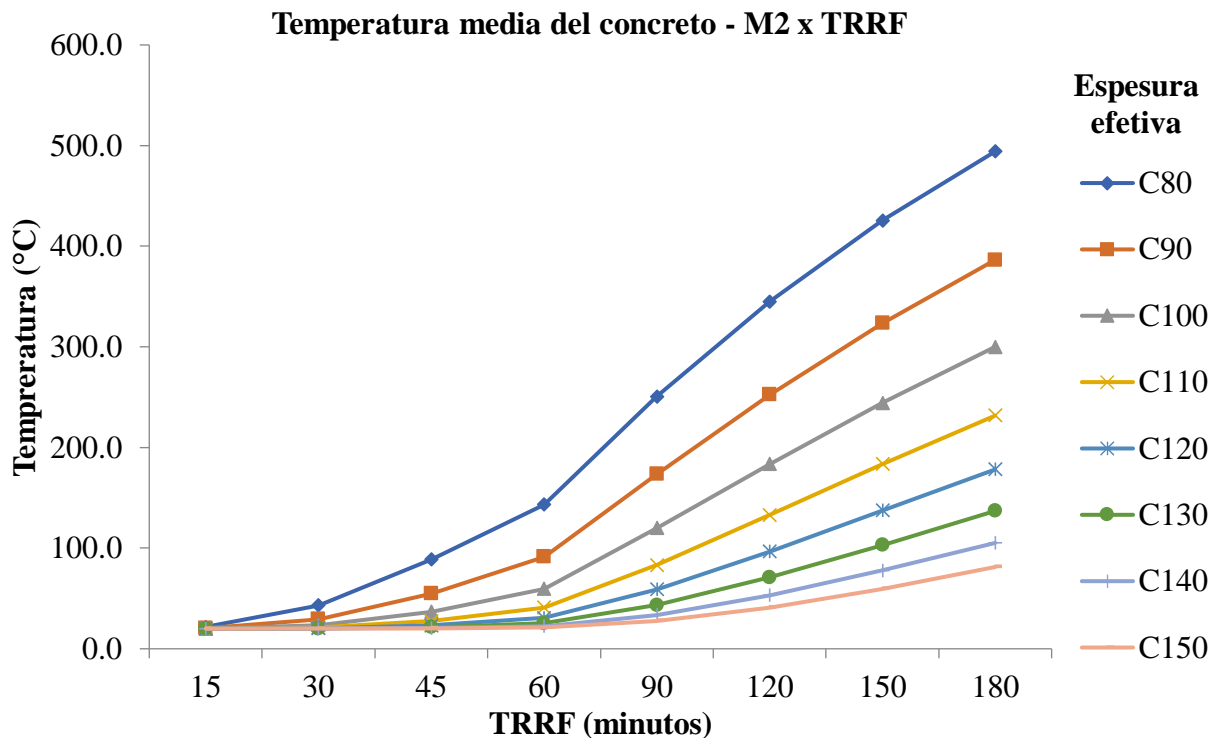


Figura 4. Temperatura promedio del concreto con chapa M2

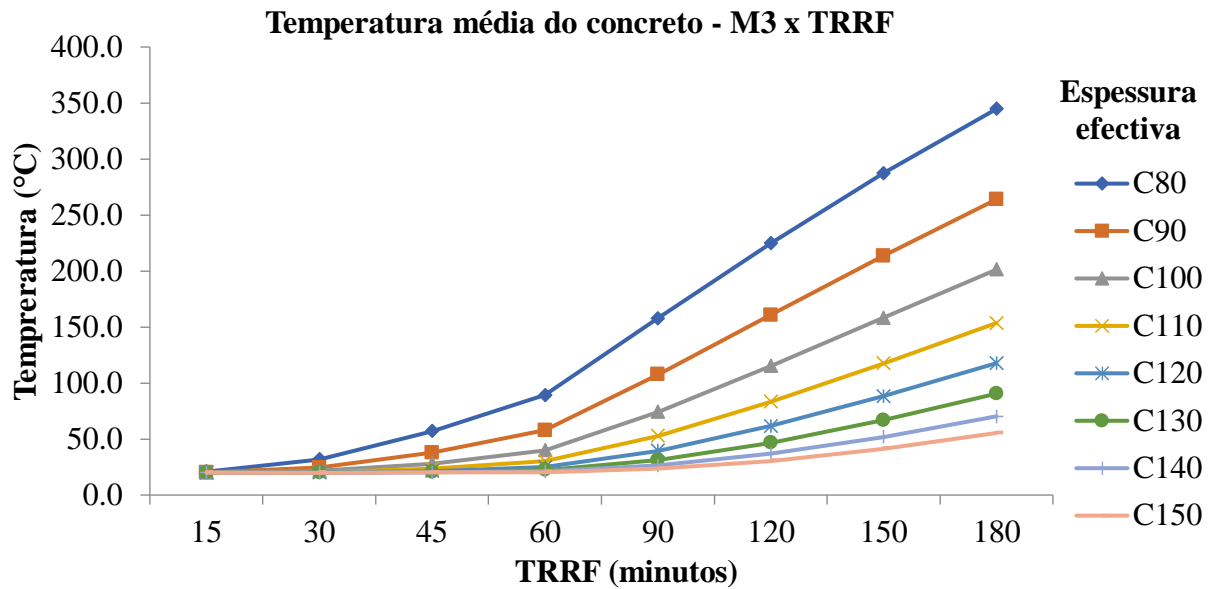


Figura 5. Temperatura promedio del concreto con chapa M3

Se nota que, solo a los 60 min de exposición, la variable de la temperatura es mayor y más significativa en las cuatro primeras espesuras, ultrapasando 100°C y comprometiendo su resistencia. A los 180 min., solamente el modelo M1 con espesuras de 14 y 15 cm, el modelo M2 con espesura de 15cm y el modelo M3 con espesuras de 13 a 15 cm no alcanzaron 100°C. En otras espesuras, las temperaturas llegaron a 494,5°C, teniendo un coeficiente de reducción de 0,61. Este comportamiento de aislamiento térmico del concreto puede ser explicado por su baja conductividad térmica y alto calor específico, lo que hace con que en fase de una exposición al fuego necesite de alta temperatura y duración para que el calor sea transferido a lo largo de su espesura. Analizando la temperatura de la chapa cuando verificada su geometría en la exposición a altas temperaturas, son obtenidas temperaturas muy semejantes para la mesa inferior y alma, lo que era de esperarse, por la elevada conductividad térmica del acero.

Son presentados, en las Tablas 2, 3 y 4, los factores de reducción de resistencia al desague de las diferentes partes de la chapa. La geometría de la chapa del modelo M3 tiene la mayor variante de temperatura en los elementos, presentando las menores temperaturas de mesa superior y las mayores temperaturas de mesa inferior y alma entre los modelos estudiados. Como consecuencia, estas chapas poseen mayores factores de reducción en la mesa superior y los menores en la mesa inferior y alma. Esta variante está dentro de una línea de 133°C y es influenciada por el área y forma de exposición de la misma, que, por causa del modelo con hendiduras, acaba aislando la mesa superior y dejando un área mayor de exposición en la mesa inferior, que es transferida para el alma.

Tabla 2. Factor reduccional de resistencia a la escorrentía de la mesa superior

Modelo	15 min	30 min	45 min	60 min	90 min	120 min	150 min	180 min
M1	1,00	0,72	0,42	0,25	0,12	0,08	0,06	0,05
M2	1,00	0,79	0,47	0,30	0,15	0,09	0,08	0,07
M3	1,00	0,89	0,64	0,43	0,22	0,13	0,10	0,09

Tabla 3. Factor de reducción de resistencia a la escorrentía de la mesa inferior

Modelo	15 min	30 min	45 min	60 min	90 min	120 min	150 min	180 min
M1	1,00	0,65	0,34	0,20	0,09	0,06	0,05	0,04
M2	1,00	0,61	0,28	0,16	0,08	0,05	0,05	0,05
M3	1,00	0,52	0,24	0,14	0,07	0,05	0,05	0,04



Tabla 4. Factor de reducción de resistencia a la escorrentía del alma

Modelo	15 min	30 min	45 min	60 min	90 min	120 min	150 min	180 min
M1	1,00	0,65	0,34	0,20	0,09	0,06	0,05	0,04
M2	1,00	0,61	0,28	0,16	0,08	0,05	0,05	0,05
M3	1,00	0,52	0,24	0,14	0,07	0,05	0,05	0,04

La temperatura de la chapa no sufrió variable significativa con el cambio de espesura, atribuido a la elevada conductividad térmica del acero y a las dimensiones reducidas de la espesura de la chapa. En el modelo de cálculo de NBR 14323 (ABNT,2013), solamente la geometría del modelo de chapa influencia en la variación de la temperatura, siendo que ella es igual para todas las espesuras de un mismo modelo. Este procedimiento fue confirmado con la verificación en Ansys, pues la variación no ultrapasó 1% entre espesuras.

Correlacionando las variables que influyen en la resistencia de la losa en altas temperaturas (geometría de la chapa y la espesura de la camada de concreto) y haciendo un promedio en función de estos valores con la espesura de la chapa, se puede afirmar que las diferencias de temperatura en función de la geometría son más significativas en las menores espesuras de concreto, disminuyendo de acuerdo al aumento de la espesura, como muestra la Figura 6. A pesar de esto, siempre se observó la ventaja del modelo M3 en relación a los otros modelos. Con el aumento de TRRF, la diferencia de temperatura relativa a la espesura de la camada de concreto fue disminuyendo.

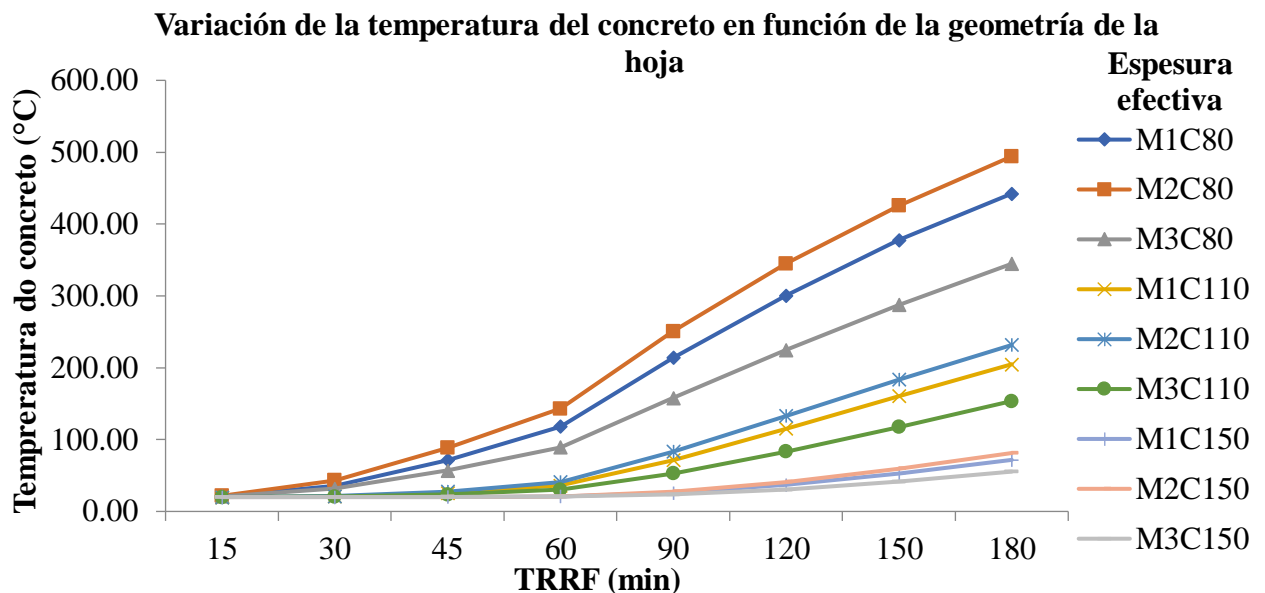


Figura 6 - Variación de la temperatura del concreto en función de la geometría de la chapa

El modelo M1 presenta una geometría semejante al modelo M2 de acuerdo muestran las Figuras 7 y 8, lo que hace con que la variación de la temperatura entre estos dos modelos sea menor. La variable más significativa es entre la geometría del modelo M2 y la del modelo M3, siendo que el primero tiene siempre la mayor temperatura y el segundo la menor temperatura entre los modelos estudiados. Eso se debe al hecho de que la geometría del modelo M2 expone más a su mesa superior, facilitando con que la temperatura alcance valores más altos en el concreto. La geometría del modelo M3 es con hendiduras, lo que permite que el calor se concentre en la mesa inferior de la chapa y dificulte el acceso del aire caliente en la mesa superior, como muestra la Figura 9. Las isotermas muestran también la forma como la temperatura avanza en las losas, siendo que en el modelo M3 ellas se comportan de forma constante, formando líneas rectas, mientras que en los otros dos modelos ellas forman olas.

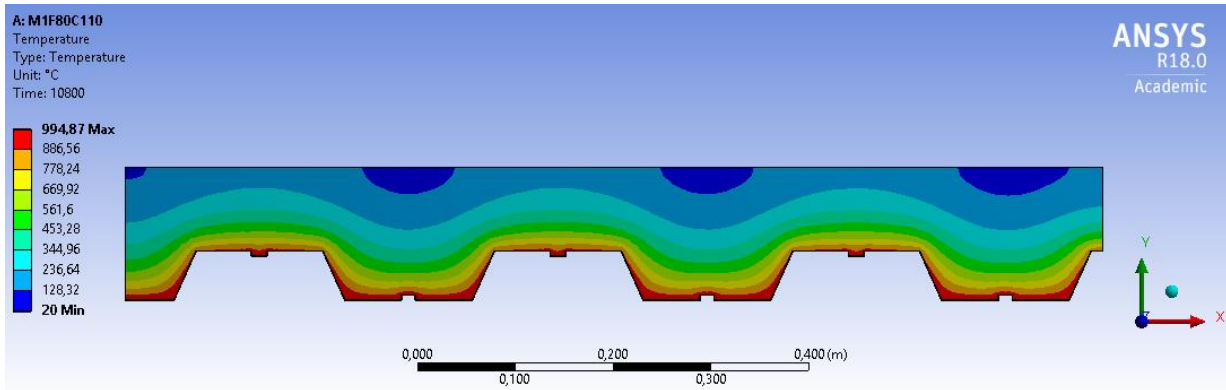


Figura 7. M1F80C110 con TRRF de 180 minutos

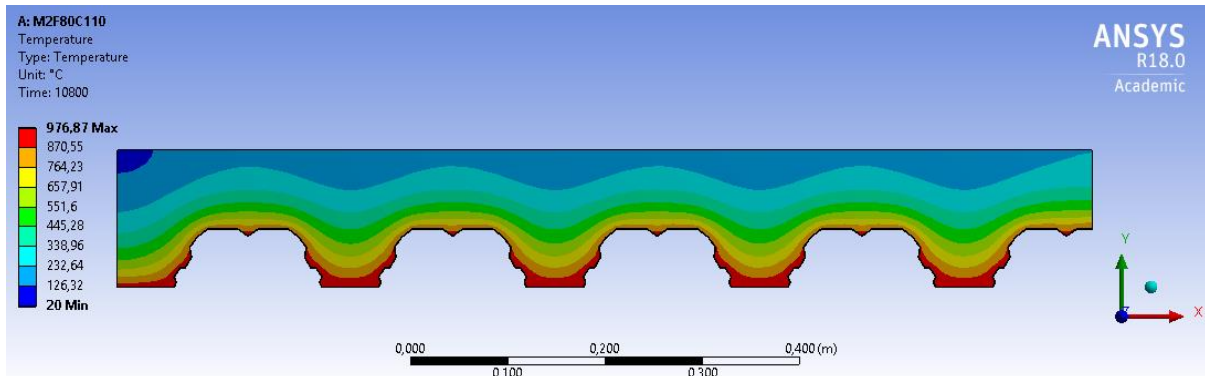


Figura 8. M2F80C110 con TRRF de 180 minutos

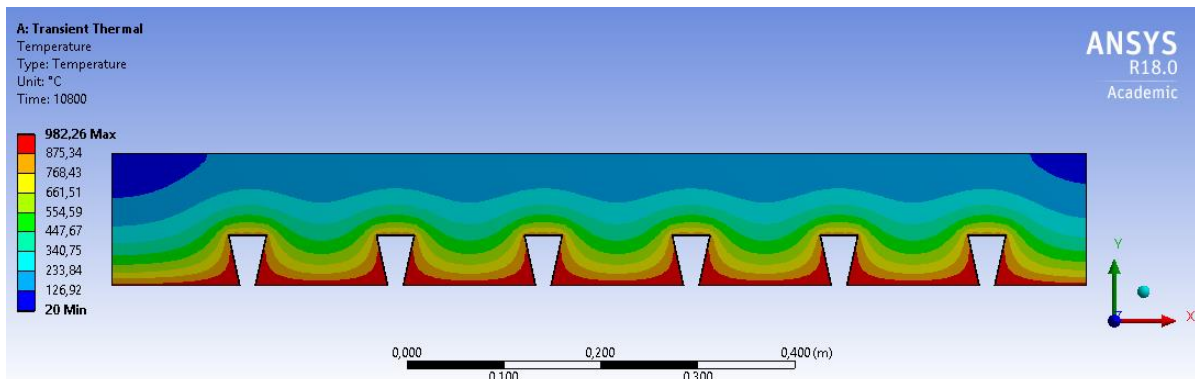


Figura 9. M3F80C110 con TRRF de 180 minutos

La variable que más influyó la temperatura fue la geometría de la hoja de acero, con el modelo M3, con penetrancias, teniendo el mejor desempeño entre los estudiados. Esto se debió a la mayor área de acero unitaria de estos elementos y el mayor consumo de concreto – de mayor estabilidad térmica en las ranuras.

La espesura efectiva de la capa de concreto también se mostró influenciada. Por el concreto tener conductividad térmica baja, cuando mayor su espesura menor fue la temperatura de la parte resistente a la compresión de la losa, local donde el concreto efectivamente actúa en el momento resistente. El inconveniente de esta solución es el aumento de peso de la estructura.

A partir de los 30 minutos de exposición al incendio, el coeficiente de reducción de la hoja de acero muestra que la misma no tiene más participación estructural, dejando el concreto no armado sometido a la flexión. Siendo así, en los análisis numéricos concebidos con base en las ecuaciones normativas, es necesaria la utilización de armadura positiva para evitar la ruptura brusca del concreto en altas temperaturas. Aún, los estudios experimentales nos han mostrado que estas losas poseen una resistencia al fuego intrínseca, ya que fue visto el efecto de la membrana que se forma,

difícil de ser previsto numéricamente.

#### 4. CONCLUSIONES

Entre los puntos evaluados en este estudio, los que ejercen mayor influencia sobre el comportamiento de las losas compuestas de concreto y acero son la geometría de la hoja de acero y la espesura de la camada de concreto, respectivamente. Esto ocurre debido principalmente a la estabilidad térmica generada por la geometría que posibilita un mayor consumo de concreto y la baja conductividad térmica del concreto.

#### 5. REFERENCIAS

- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2013). *NBR 14323: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2008). *NBR 8800: Projeto de Estruturas De Aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2010). *NBR 14762: Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2012). *NBR 15200: Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio*. Rio de Janeiro.
- Bailey, C. G.; White, D. S.; Moore, D. B. (2000), *The tensile membrane action of unrestrained composite slabs simulated under fire conditions*. *Engineering Structures*, v. 22, n. 12, p. 1583–1595.
- Costa, C. N.; Figueiredo, A. D.; Pignatta, V. (2002), *O fenômeno do lascamento (“spalling”) nas estruturas de concreto armado submetidas a incêndio – uma revisão crítica*. In: Congresso Brasileiro de Concreto, 44. Anais eletrônicos... Belo Horizonte: IBRACON.
- Craveiro, H. D. S. (2010), “*Análise do comportamento estrutural de lajes mistas aço-betão com reforço transversal*”. Dissertação de mestrado. Universidade de Coimbra, Coimbra.
- European Committee for Standardization. (2005), *EN 1994-1-2: Design of composite steel and concrete structures – Part 1-2: General rules – structural fire design: Eurocode 4*. Bruxelas.
- Gillie, M.; Usmani, A. S.; Rotter, J. M. (2001), *A structural analysis of the first Cardington test*. *Journal of Constructional Steel Research*, v. 57, n. 6, p. 581–601.
- Li, G.; Zhang, N.; Jiang, J. (2017), *Experimental investigation on thermal and mechanical behaviour of composite floors exposed to standard fire*. *Fire Safety Journal*. 89:63-76.
- Liang, Q. Q. (2015), “*Analysis and Design of Steel and Composite Structures*”. New York: CRC Press.
- Li, G.; Wang, P. (2013), “*Advanced Analysis and Design for Fire Safety of Steel Structures*”. China: Zhejiang University Press, Springer.
- Nguyen, T. T.; Tan, K. H.; Burgess, I. W. (2015), *Behaviour of composite slab-beam systems at elevated temperatures: Experimental and numerical investigation*. *Engineering Structures*, v. 82, p. 199–213.
- Omer, E.; Izzuddin, B. A.; Elghazouli, A. Y. (2009), *Failure of lightly reinforced concrete floor slabs with planar edge restraints under fire*. *Journal of Structural Engineering*, v. 135, n. 9, p. 1068–1080.
- Selamet, S.; Bolukbas, C. (2016), *Fire resilience of shear connections in a composite floor: Numerical investigation*. *Fire Safety Journal*, v. 81, p. 97–108.
- Vargas, M. R.; Silva, V. P. (2005), *Resistência ao fogo das estruturas de aço*. Rio de Janeiro: IBS/CBCA.
- Wang, Y. C. (2002), “*Steel and Composite Structures: Behaviour and Design for Fire Safety*”. 1 ed. London: Rolla Press.

## Desempeño de recubrimientos protectores contra incendios en elementos de hormigón armado sometidos a altas temperaturas

C. Britez<sup>1\*</sup>, V. P. Silva<sup>2</sup>, M. Carvalho<sup>3</sup>, P. Helene<sup>4</sup> 

\*Autor de Contacto: [britez.consultoria@gmail.com](mailto:britez.consultoria@gmail.com)

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v10i1.430>

Recepción: 29/07/2019 | Aceptación: 11/12/2019 | Publicación: 30/12/2019

### RESUMEN

El objetivo de este artículo es comparar diferentes sistemas de revestimiento resistentes al fuego aplicados a elementos de concreto armado de un año de edad y 1,5 cm de recubrimiento de concreto, y evaluar el desempeño de estos sistemas mediante inspección visual y verificación de la evolución de las temperaturas internas después de simulaciones de incendio bajo la curva ISO 834, utilizando termopares por 120 minutos. Los resultados mostraron correlaciones muy cercanas con la literatura para recubrimientos de mortero a base de cemento, así como particularidades sobre revestimientos de yeso y la posibilidad de utilizar pinturas intumescentes como protección pasiva en elementos de hormigón armado.

**Palabras clave:** fuego, revestimiento contra incendios, hormigón, protección pasiva, programa experimental.

**Citar como:** Britez, C., Silva, V. P., Carvalho, M., Helene, P. (2020), " *Desempeño de recubrimientos protectores contra incendios en elementos de hormigón armado sometidos a altas temperaturas.*", Revista ALCONPAT, 10 (1), pp. 79 – 96, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v10i1.430>

<sup>1</sup> Pesquisador de Pós-Doutorado na Escola Politécnica da USP, Britez Consultoria, São Paulo, Brasil.

<sup>2</sup> Professor da Escola Politécnica da USP, São Paulo, Brasil.

<sup>3</sup> Universidade Presbiteriana Mackenzie, São Paulo, Brasil.

<sup>4</sup> Professor Titular da Escola Politécnica da USP, PhD Engenharia, São Paulo, Brasil.

### Información Legal

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

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

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

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

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

## Performance of fire protective coatings in reinforced concrete elements submitted to high temperatures

### ABSTRACT

This article aims to compare different fire-resistant coating systems to 1.5 cm cover and one-year-old reinforced concrete elements for evaluating the performance of these systems by visual inspection and verification of internal temperature evolution after standard fire simulations under the ISO 834 curve by using thermocouples for a time of 120 minutes. The results showed very close correlations with the literature for cement-based mortar coatings, as well as other particularities about plaster coatings and the possibility of using intumescent paints as passive protection in reinforced concrete elements.

**Keywords:** fire; fire protection coating; concrete; passive fire protection; experimental tests.

## Desempenho de revestimentos contrafogo em elementos de concreto armado submetidos a temperaturas elevadas

### RESUMO

Este artigo visa comparar diferentes sistemas de revestimento contrafogo aderidos a elementos de concreto armado, com um ano de idade e cobertura de 1,5 cm, e avaliar o desempenho desses sistemas por inspeção visual e verificação da evolução das temperaturas internas após simulações de incêndio padrão sob a curva ISO 834, com uso de termopares, por um tempo de 120 minutos. Os resultados demonstraram correlações bem próximas às da literatura consagrada para revestimentos em argamassa base cimento, bem como outras particularidades sobre revestimentos em gesso e ainda a possibilidade do uso de tintas intumescentes como proteção passiva em elementos de concreto armado.

**Palavras-chave:** incêndio; revestimento contrafogo; concreto; proteção passiva; programa experimental.

## 1. INTRODUCCIÓN Y REVISIÓN DE LA LITERATURA

Actualmente, es complejo recomendar el uso de recubrimientos de protección pasiva de estructuras de concreto al menos dos situaciones: en trabajos de modernización, donde la cubierta de concreto del edificio existente no es gruesa de acuerdo con los requisitos de las regulaciones vigentes en Brasil y en el extranjero para un determinado TRRF (tiempo requerido de resistencia al fuego); así como justificar la compensación del espesor del recubrimiento (bajo la acción del fuego) en elementos de concretos con fallas constructivas o errores de diseño (relacionados con espesor insuficiente) en trabajos y obras "nuevos", en construcción, en teoría, con las normas actuales. ABNT NBR 15200: 2012 no presenta alternativas claras a los casos excepcionales de incumplimiento, debido a una cobertura más delgada que las tabuladas, excepto, por supuesto, la reducción automática del TRRF, que ni siempre es factible pues puede no atender a ABNT NBR 14432: 2001 e instrucciones técnicas del Departamento Nacional de Bomberos.

En este contexto, el objeto de investigación de este artículo científico abordará los recubrimientos ignífugos permitidos por ABNT NBR 15200: 2012, pero también examinará otras soluciones, como pinturas intumescentes, para ampliar las opciones de morteros de cemento y recubrimientos de yeso (que deberían ser probado experimentalmente), para su uso en situaciones tales como trabajos de modernización o restauración estructural o por incumplimiento, que, por su naturaleza, pueden tener muchas limitaciones, incluidas las arquitectónicas.

Debido a su comportamiento al fuego que es muy similar al del hormigón, el uso de revestimientos de mortero a base de cemento como protección pasiva está bien establecido en el campo técnico. Sin embargo, a pesar de la estandarización actual (ABNT NBR 15200: 2012) que condiciona el uso de revestimientos de yeso, vermiculita y fibra para la realización de una prueba experimental que demuestre su eficiencia, existen históricos de recomendación y uso de estos materiales desde los años 80 (Landi, 1986; Almeida, 1984).

La vieja ABNT NBR 5627: 1980, actualmente cancelada, básicamente afirmaba que si hubiera un revestimiento de mortero de cal y arena adherido a la estructura, sería posible reducir 10 mm de recubrimiento de concreto por cada 15 mm de espesor de este revestimiento (eficiencia de 67%) y, si estuvieran revestidas con yeso (enlucidas), se usaron fibras de asbesto o mortero de vermiculita, se podrían reducir 10 mm de cubierta de concreto por cada 4 mm de este recubrimiento (250% de eficiencia).

Malhotra (1982) señala que la roca gipsita se calcina a aproximadamente 150°C para producir yeso ( $\text{CaSO}_4 \cdot 1/2\text{H}_2\text{O}$ ), que cuando se mezcla con agua vuelve a convertirse en la roca original. Se puede usar mezclado con arena, cal o agregados ligeros como perlita o vermiculita. En exposición a altas temperaturas, cambia al hemidrato entre 100 ° C y 140 ° C y libera una cantidad significativa de humedad, que a su vez absorbe una cantidad significativa de calor. Entre 400 ° C y 500 ° C, el hemidrato se calcina y se convierte en una anhídrita insoluble.

Además, Alexander (1982) señala que la resistencia al fuego del yeso puede atribuirse a varias razones. Los cristales de yeso contienen 50% de agua en volumen y aproximadamente 21% en masa. A temperaturas elevadas, las estructuras revestidas de yeso permanecen intactas a aproximadamente 100 ° C a 140 ° C hasta que el yeso se transforma en hemidrato; y la temperatura no excede los 250 ° C hasta que se completa la deshidratación formando sulfato de calcio anhidro. Este comportamiento tiene ventajas como, por ejemplo, la eliminación del choque térmico, la prevención de la descomposición prematura del hormigón o la expansión térmica excesiva. Limita aún más la expansión de la estructura recubierta al restringir su aumento de temperatura y, por lo tanto, aumentar el tiempo de resistencia al fuego.

Con respecto a las pinturas intumescentes, existen numerosas investigaciones sobre estructuras de acero, donde este sistema de recubrimiento se usa ampliamente como recubrimiento ignífugo (Silva; Bilotta; Nigro, 2017; Atefi; Nadjai; Ali, 2017; Ogrin; Saje; Hozjan, 2017; Lucherini; Maluk, 2017), pero no hay muchos registros en artículos científicos sobre la aplicación en estructuras de hormigón. En este contexto, en el programa experimental cubierto en este artículo, el producto empleado es una pintura acrílica a base de agua, similar en apariencia a las pinturas convencionales. Cuando entra en contacto con temperaturas superiores a 200 ° C, comienza el hinchamiento, lo que resulta en la expansión de la capa protectora hasta 60 veces el espesor seco original del material, promoviendo la protección térmica del sustrato de concreto hasta temperaturas del orden de 1000 ° C.

## 2. PROGRAMA EXPERIMENTAL

Se realizaron dos eventos de prueba con cuatro elementos de hormigón cada uno, de un año de edad y 25 MPa de  $f_{ck}$ , bajo la curva estándar de fuego ISO 834 durante un tiempo de 120 minutos (2 h) en el Laboratorio de Seguridad contra Incendios y Explosiones (LSFEx) del IPT (Instituto de Investigación Tecnológica), ubicado en la Ciudad Universitaria, en Rua Almeida Prado, 532, Butantã, São Paulo. La evaluación se realizó durante y después de la prueba mediante inspección visual (análisis de grado / intensidad de desconchado) y con referencia a un elemento no revestido. Cada elemento estructural de sustrato tenía 2,40 m de alto, 30 cm de profundidad y 40 cm de ancho.

Además, se analizaron (principalmente) la capacidad protectora del revestimiento y su aislamiento por la evolución de las temperaturas dentro del elemento de hormigón, que se controló mediante

siete termopares por elemento (un total de 28 termopares por prueba), instalados estratégicamente en la masa de concreto (por elemento, seis estaban dentro de la masa de concreto y uno afuera, para medir la capacidad de aislamiento de temperatura), como se muestra en las Figuras 1 y 2.

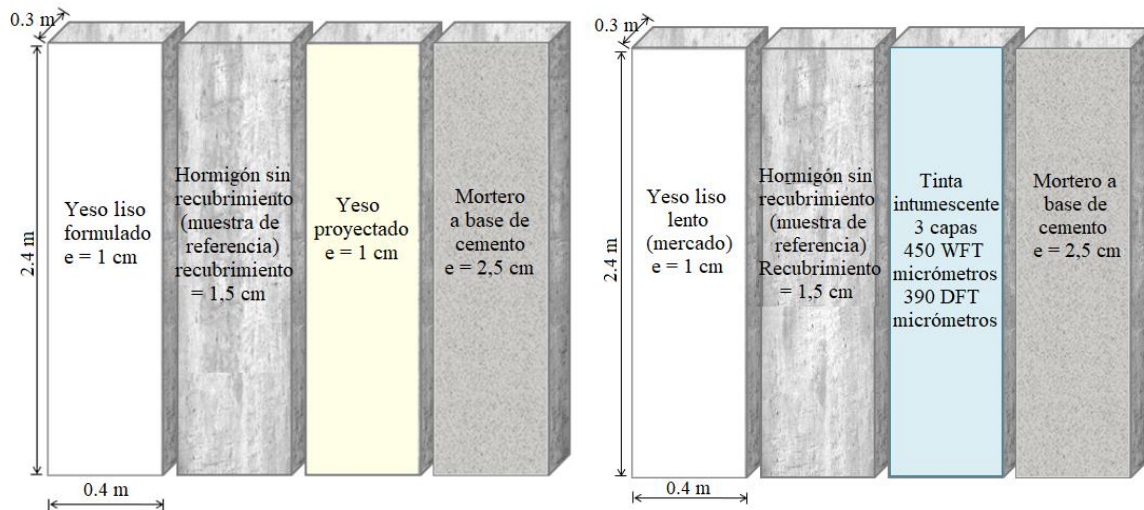


Figura 1. Elementos y sus recubrimientos probados en los dos eventos de simulación de incendio (evento 1 a la izquierda y evento 2 a la derecha).

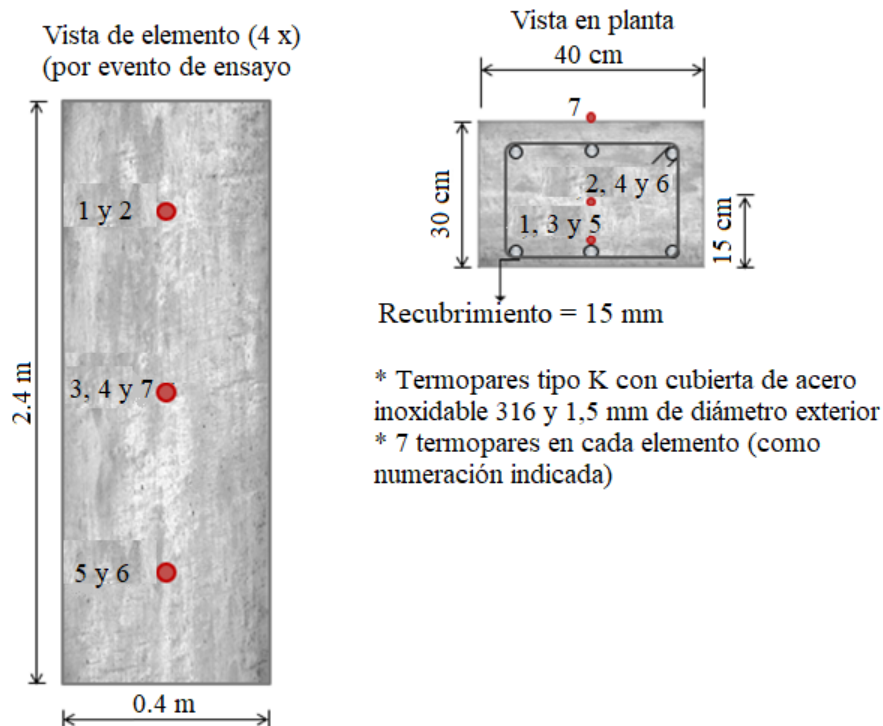


Figura 2. Detalle de la ubicación del termopar para ambas pruebas.

En total, se probaron cinco tipos de recubrimientos ignífugos: yeso simple popular de mercado; yeso liso formulado (ambos aplicados a mano), mortero a base de cemento industrializado ordinario (preparado en el sitio), pintura intumescente y yeso proyectado (aplicado con la ayuda de equipos industriales de proyección). El yeso liso lento del mercado, el yeso formulado y el yeso proyectado tienen diferentes composiciones químicas, como se discutirá a continuación, según su origen.

## 2.1 Detalles de construcción de elementos y aplicación de sistemas de recubrimiento

En septiembre de 2017 se realizó el montaje del encofrado y el refuerzo [estribos armados con ganchos, según Kodur (2005)], la instalación de termopares, además de la construcción de los elementos de hormigón dentro del cobertizo provisto por IPT, en São Paulo. Se usó un hormigón con cemento tipo CP II-E-40, arena fina natural de cuarzo, arena de grava y grava de piedra caliza. El agua se ajustó a 175 l / m<sup>3</sup> y se usó un aditivo plastificante / reductor de agua para una consistencia de 20 ± 3 cm medida mediante prueba de asentamiento.

Según lo planeado, solo un camión mezclador de hormigón estuvo involucrado en el hormigonado de los ocho elementos, sin dejar espacio para la variación del material de hormigón al analizar los resultados de las pruebas experimentales de simulación de incendios. Las ocho muestras (sustrato), por lo tanto, se construyeron en las mismas condiciones y con los mismos lotes de materiales (encofrado, hormigón, refuerzo y termopares). El evento de hormigonado fue controlado y las muestras fueron moldeadas y probadas para obtener resistencias a la compresión de 20.2 MPa (7 días) y 25.6 MPa (28 días), respectivamente. Los valores obtenidos fueron compatibles con los  $f_{ck}$  25 MPa, referidos a probetas cilíndricas, previstos para la edad de 28 días.

Después de la construcción de los ocho elementos, se aguardó un período de 6 (seis) meses de madurez del hormigón (grado de hidratación) para la aplicación de los sistemas de revestimiento ignífugos (preparación de base (sustrato) y capa de revestimiento propiamente dicha) en los elementos construidos. Durante estos seis meses, los elementos se almacenaron dentro del cobertizo y aún se protegieron con una lona de plástico no adherente, solo para evitar la impregnación de la suciedad de la superficie u otros tipos de daños o incluso vandalismo. En marzo de 2018, según lo planeado, se aplicaron todos los recubrimientos de protección pasiva contra incendios.

En los cuatro elementos relacionados con el primer evento de prueba, se aplicaron tres tipos de recubrimiento (en uno de ellos, el de referencia, no se aplicó recubrimiento): yeso formulado tipo M30, de aplicación manual; Yeso proyectado tipo P80, para ser aplicado utilizando la máquina de proyección tipo M280; y mortero industrializado de uso general base cemento, aplicado manualmente.

En los cuatro elementos relacionados con el segundo evento de prueba, también se aplicaron tres tipos de revestimiento (como en el primer evento, en uno de los elementos, la referencia, no se aplicó ningún revestimiento): yeso popular de mercado (aplicado a mano); pintura intumescente, tipo CKC-333; y mortero industrializado de uso general base cemento, aplicado a mano.

Tanto el yeso formulado, cuanto el proyectado y el lento de mercado se aplicaron con un grosor de 1,0 cm. La pintura intumescente se aplicó en tres capas que suman un espesor húmedo de 540 micrómetros, término conocido internacionalmente como WFT (espesor de película húmeda), que corresponde a 390 micrómetros de espesor seco, término conocido como DFT (espesor de película seca).

Las capas de revestimiento de mortero se aplicaron aproximadamente 15 días después de la preparación del puente de adherencia base cemento/arena, siguiendo los plazos que comúnmente se producen en el sitio.

Desde marzo de 2018 hasta finales de agosto de 2018, los elementos se mantuvieron descubiertos dentro del cobertizo de IPT para promover la suficiente madurez y grado de hidratación de los recubrimientos, como en una situación de trabajo normal, como se muestra en la Figura 3.





Figura 3. Detalle de elementos terminados con todos los recubrimientos aplicados, excepto las dos muestras de referencia.

## 2.2 Detalles de las pruebas de simulación de incendios

Las pruebas de simulación de incendios reales se realizaron en el horno del Laboratorio de Seguridad contra Incendios y Explosiones del Instituto de Investigación Tecnológica de São Paulo (IPT-SP), un centro de excelencia en esa tecnología en Brasil y una referencia en este tipo de pruebas. Las dimensiones son compatibles con el programa térmico planificado. El horno utilizado en el programa experimental tiene un sistema con cinco quemadores de gas natural, dispuestos en ambas paredes laterales y posicionados para que no haya un encuentro frontal entre ellos.

### 2.2.1 Primer evento de ensayo (evento 1)

Los cuatro elementos del primer evento de prueba se ensayaron al mismo tiempo, se descargaron y básicamente se expusieron a una cara de fuego (la cara más grande de 40 cm de ancho y 2,40 m de altura) para evaluar la influencia del recubrimiento sin ninguna interferencia, lo que también proporcionó que la cara posterior (donde se instalaron los termopares) permaneció libremente accesible durante la prueba de simulación de fuego. Antes de la prueba, después de 11 meses de la construcción de los elementos, nuevamente se rompieron las muestras de control con una resistencia a la compresión de 30.4 MPa. El 30 de agosto de 2018 tuvo lugar el primer evento de simulación de incendios bajo la curva ISO 834 durante un tiempo de 120 minutos. La Tabla 1 indica los valores de temperatura máxima y promedio ocurridos en los termopares ubicados en el refuerzo, en cada una de las muestras, a los 120 minutos de la prueba.

Tabla 1. Temperaturas del termopar posicionadas en refuerzo junto al espesor de recubrimiento de 15 mm, después de 120 minutos de prueba.

Elemento	Temperaturas (°C)	
	Máxima (termopar indicado)	Promedio (termopares 1, 3 e 5)
Referencia (sin recubrimiento)	553 (termopar 1)	543
Recubierto con mortero industrializado a base de cemento (25 mm)	198 (termopar 3)	195
Recubierto con yeso formulado (10 mm)	206 (termopar 1)	186
Recubierto con yeso proyectado (10 mm)	283 (termopar 1)	231

24 horas después del final de la prueba, se abrió el horno para la inspección visual de los elementos. Se observó desprendimiento de la superficie distribuido uniformemente en la cara expuesta al fuego del elemento de referencia, pero sin exposición del refuerzo de acero. En los otros elementos se verificó el desprendimiento parcial de los recubrimientos, pero ninguno daño superficial al concreto de las caras expuestas al fuego, como se muestra en la Figura 4.



Figura 4. Detalle del estado de los elementos y recubrimientos después de la apertura del horno (evento 1): recubrimientos de yeso formulados, elementos de referencia, recubrimientos de yeso proyectados y recubrimientos de mortero base cemento.

La muestra de yeso formulada todavía tenía un recubrimiento restante al abrir el horno (sin integridad y sin adhesión), equivalente al 46% del área total del elemento expuesto al fuego. Para la muestra de mortero de cemento, este número fue del 41%. Limpiando cuidadosamente los elementos con el uso de un martillo, se descubrió que los revestimientos restantes de yeso y mortero eran completamente friables y la parte restante se desplazaba casi espontáneamente, sin embargo, el puente de adherencia de base cemento estaban intactos.

En particular, la muestra recubierta con el yeso proyectado todavía tenía yeso adherido (en el 100% de la muestra), parcialmente intacta y con poco sonido cavo. Sin embargo, no hubo integridad suficiente para una prueba de extracción mediante métodos convencionales, ya que la muestra podría eliminarse fácilmente mediante raspado mecánico. En otras palabras, la capa restante funcionaba solo como una capa de sacrificio (barrera física) y con poca adherencia. Utilizando un calibrador digital, se verificó que había una delaminación del yeso proyectado con un grosor del orden de 5 mm y el grosor restante en la muestra de concreto del orden de 6 mm (desviación de 1 mm del revestimiento previsto original de 10 mm).

A su vez, la muestra de referencia no recubierta también llamó la atención debido a la pequeña cantidad y profundidad de desprendimiento. El desprendimiento correspondió a un área del orden del 19% de la muestra original a una profundidad típica (máxima) de aproximadamente 6 mm (medida en varios puntos). En otras palabras, incluso en el elemento de referencia sin recubrimiento, no hubo exposición del refuerzo de acero que estaba a 15 mm de profundidad. De hecho, no hubo exposición del refuerzo a ningún elemento probado en este primer evento.

La evolución de la temperatura obtenida dentro de las muestras confirmó el análisis visual y cualitativo de las prestaciones de los recubrimientos ignífugos. Como se observa en la Figura 5, la distribución de calor fue uniforme dentro de la muestra, de acuerdo con la profundidad de cada termopar. También se observa que los tres termopares de muestra de referencia en la región de cobertura difieren mucho del resto.

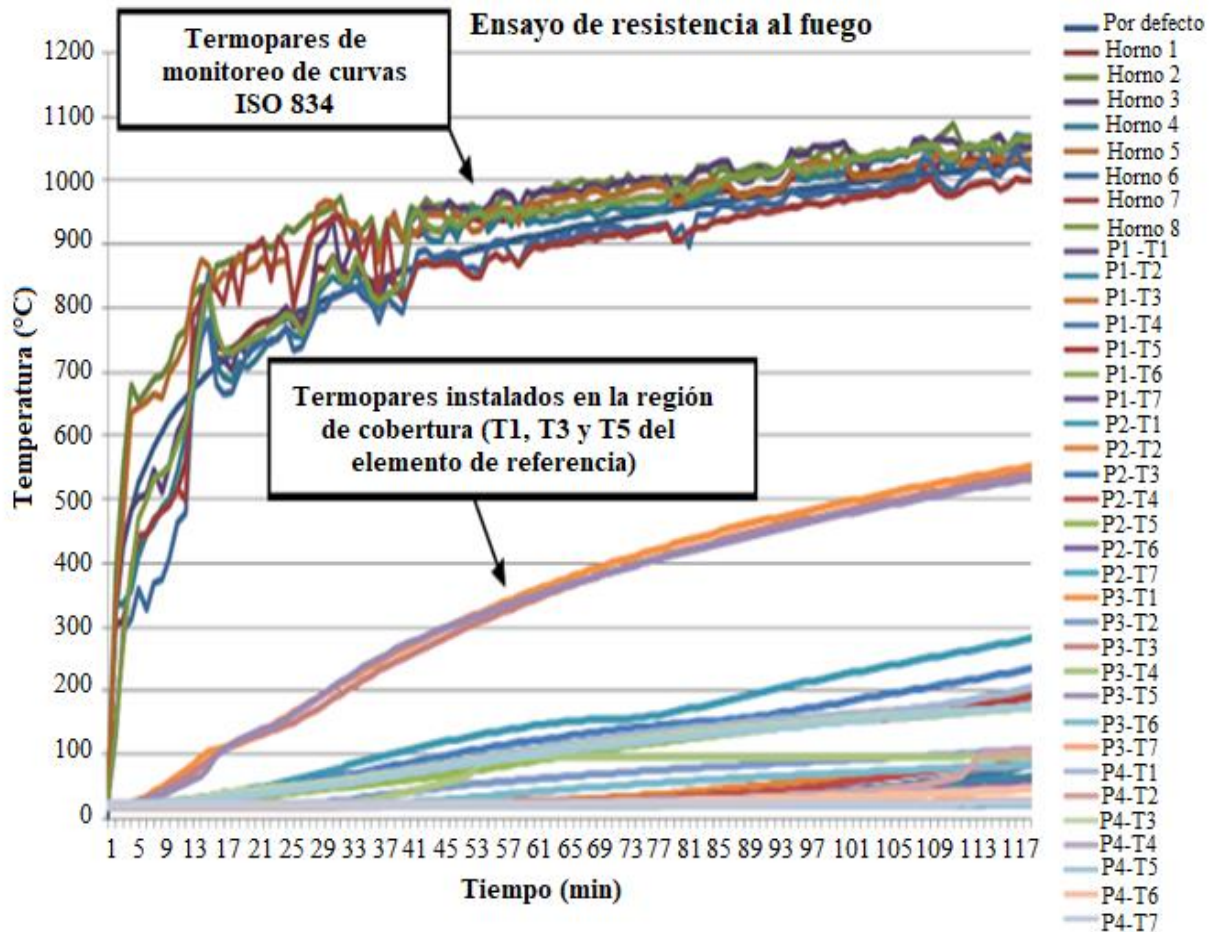


Figura 5. Temperaturas obtenidas dentro del horno y dentro de los elementos del evento 1.

### 2.2.2 Segundo evento de ensayo (evento 2)

El 5 de septiembre de 2018 tuvo lugar el segundo evento de simulación de incendios, bajo la curva ISO 834 por un tiempo de 120 minutos. Después de 53 minutos de prueba, ya se observó el desprendimiento de todo el revestimiento de yeso popular de mercado, bastante diferente del que ocurrió en el primer evento de prueba. Además, a los 6 minutos de prueba, la pintura intumescente comenzó a actuar. Durante este período, también empezó haber pequeños desprendimientos del elemento de referencia, sin recubrimiento. A los 20 minutos, la pintura intumescente tenía un aspecto de "elemento al rojo vivo" de color más oscuro y pequeñas manchas incandescentes, como se muestra en la Figura 6. La Tabla 2 muestra los valores de temperatura máxima y promedio de los termopares ubicados en el refuerzo en cada una de las muestras a 120 min.

Tabla 2. Temperaturas del termopar posicionadas en el refuerzo, 15 mm, a los 120 minutos de prueba.

Elemento	Temperaturas (°C)	
	Máxima (termopar indicado)	Promedio (termopares 1, 3 e 5)
Referencia (sin recubrimiento)	557 (termopar 3)	533
Recubierto con mortero industrializado a base de cemento (25 mm)	255 (termopar 3)	241
Recubrimiento de tinta intumescente (540 micrómetros WFT / 390 micrómetros DFT)	386 (termopar 5)	359
Revestimiento de yeso popular de mercado (10 mm)	559 (termopar 1)	487



Figura 6. Detalle de la apariencia "elemento al rojo vivo" del elemento intumescente recubierto de pintura a la izquierda, y pequeños puntos brillantes en este mismo elemento (a la derecha).

24 horas después del final de la prueba, se abrió el horno para la inspección visual de los elementos. Se observó desprendimiento superficial distribuido uniformemente en la cara expuesta al fuego del elemento de referencia, pero sin exposición del refuerzo de acero.

En el elemento recubierto de yeso lento de mercado, se observó un gran desprendimiento en la parte superior, o sea, cerca de 100% del desprendimiento del recubrimiento de yeso.

En el elemento recubierto con mortero base cemento, se notó la presencia de toda la rugosidad del puente de adherencia base cemento y el desprendimiento de prácticamente todo el recubrimiento de mortero.

Finalmente, en el elemento recubierto con pintura intumescente, no hubo ningún desprendimiento de la superficie de concreto del elemento ni exposición del refuerzo de acero, como se muestra en la Figura 7.

Con una cuidadosa investigación superficial de los elementos, con el uso de un martillo, se notó que, en la muestra recubierta con yeso lento de mercado, además de la gran exfoliación, con la exposición del refuerzo de acero, había una capa friable sin resistencia. En la muestra de referencia, el material superficial restante también era friable en toda el área de la muestra (región del recubrimiento). Sin embargo, el puente de adhesión del elemento recubierto con mortero y la superficie de hormigón del elemento recubierto con pintura intumescente estaban intactos.

En resumen, el hormigón estaba completamente intacto y preservado en el caso de revestimiento con mortero y con pintura intumescente, sin mostrar señales de un material friable y sin refuerzo de acero expuesto.

El área con desprendimiento (spalling) en el elemento recubierto de yeso lento de mercado fue de aproximadamente el 20% del área total, recordando que el área restante era friable en toda la superficie, muy similar a la muestra de referencia, incluso en problemas de profundidad, lo que sugiere que el revestimiento de yeso del mercado se deslizó mucho antes de lo observado en el evento 1 y no protegió el concreto del sustrato.



Figura 7. Detalle del estado de los elementos y revestimientos después de la apertura del horno (evento 2): revestimiento de yeso lento de mercado, elemento de referencia, revestimiento de pintura intumescente y revestimiento de mortero base cemento.

Además, de todos los refuerzos de esa cara de fuego expuesta, se verificó que solo el 6% estaba realmente expuesto. En particular, la muestra recubierta de pintura intumescente protegió bien el elemento de hormigón, sin indicación de descamación. La superficie estaba tan completa y bien terminada que, si estaba muy limpia, difícilmente podría decirse que había sido sometida a una prueba de simulación de fuego.

Con el uso de un parquímetro digital, se encontró que hubo un desprendimiento superficial severo en la muestra de yeso lento de mercado, en profundidades de 19 mm a 27 mm (máximo) en un área de aproximadamente el 20% del área total de la muestra (60 cm x 30 cm), como se muestra en la Figura 7. La parte friable restante, a su vez, tenía un grosor del orden de 2 mm a 3 mm (Figura 7), que era más pequeño que las muestras de referencia de ambos eventos, como se observará a continuación.

A su vez, la muestra de referencia también llamó la atención por la pequeña cantidad y profundidad de spalling. El desprendimiento correspondió a un área del orden del 40% de la muestra original en una profundidad típica (máxima) de aproximadamente 7,5 mm (medida en varios puntos), aunque la muestra tenía el 100% del área de exposición al fuego friable en esta misma profundidad. En otras palabras, no hubo exposición del refuerzo de acero (con un recubrimiento de 15 mm). De hecho, solo hubo exposición de refuerzo en el revestimiento de yeso lento de mercado, en el segundo evento de prueba (con prestaciones inferior a la muestra de referencia). También se midió la expansión de la pintura intumescente restante en la muestra a lo largo de toda su área expuesta al fuego. En este caso, no tenía adherencia y se quitó fácilmente con una espátula (manualmente). Desde el área raspada, fue posible medir con un calibrador una capacidad de expansión de 110 mm a 112 mm, que corresponde al orden de 30 veces el espesor original aplicado de 390 micrómetros en seco (DFT), de acuerdo con las especificaciones del fabricante.

La evolución de las temperaturas obtenidas dentro de las muestras también confirmó los análisis visuales y cualitativos del rendimiento de los recubrimientos ignífugos. Como se observa en la Figura 8, la distribución de calor fue uniforme dentro de la muestra de acuerdo con la profundidad de cada termopar. También se observó un aumento sustancial de la temperatura en los tres termopares de la muestra de referencia en el momento del desprendimiento, así como en los tres del revestimiento de yeso lento de mercado, desde 53 minutos (resaltado en rojo), donde probablemente La exfoliación total del revestimiento lleva consigo parte del hormigón adherido y expone el refuerzo. Este comportamiento difiere mucho del exhibido por el resto de los termopares.

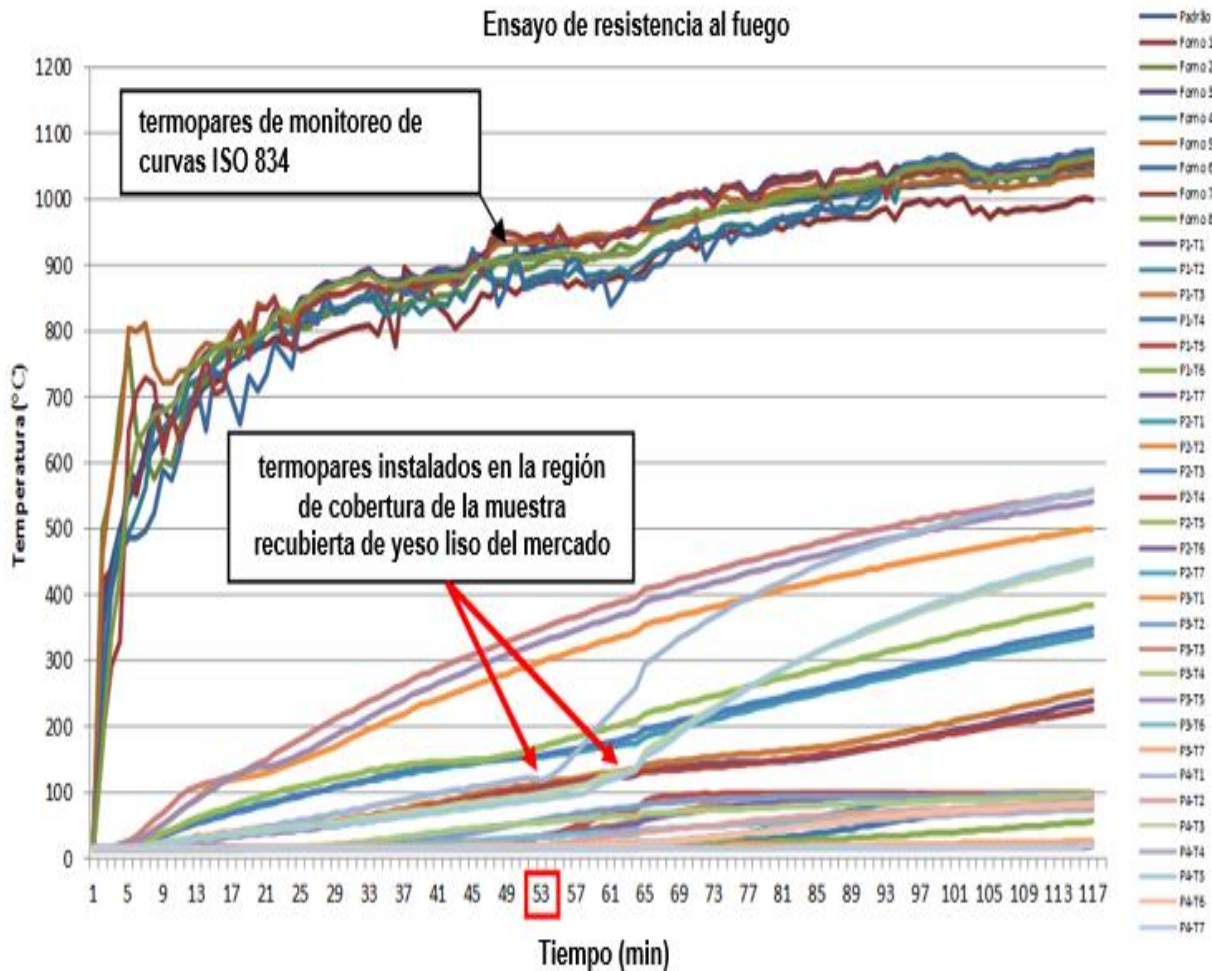


Figura 8. Temperaturas obtenidas dentro del horno y dentro de los elementos del evento 2.

Aunque el refuerzo en los termopares 3 y 5 no se expone al fuego por astillamiento, en estas condiciones (después del astillado), durante un período de aproximadamente 65 minutos, debido a la conductividad térmica del acero, la temperatura del refuerzo se mide en estos puntos fue solo un 20% más bajo que en la región expuesta. Se esperaba que fuera un 66% más bajo en comparación con el primer evento de prueba que involucra yeso liso, donde no hubo desprendimiento.

### 3. DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS E ENSAYOS COMPLEMENTARES

En general, se puede afirmar que todos los elementos, excepto la muestra de yeso lento de mercado, que se analizó por separado mediante exámenes complementarios, presentaron buenas prestaciones cuando se expusieron al fuego durante 120 minutos (2 h), con el hormigón prácticamente manteniendo su integridad original en los elementos recubiertos y con daños de menos de 7,5 mm

de profundidad de desprendimiento en las muestras de referencia, para un recubrimiento de apenas 15 mm (sin exponer el refuerzo).

En las muestras de referencia, sin revestimientos, a pesar de un desprendimiento del orden de 19% al 40% del área total, para muestras del primer y segundo evento respectivamente, después de la inspección del martillo de percusión, se puede afirmar con seguridad que el 100% del área la exposición al fuego fue completamente friable a la misma profundidad, es decir, en términos de integridad, el orden de 6 mm de profundidad de daño podría considerarse en la muestra de referencia del primer evento y el orden de 7,5 mm del segundo evento. Estos valores se consideran irrelevantes para la prueba de 2 h bajo la curva ISO 834 y demuestra la gran capacidad de protección del hormigón mismo con pequeños espesores de recubrimiento.

Además, con respecto a las temperaturas medidas (en las muestras de referencia), existe una gran similitud entre los dos eventos de prueba, como se puede ver en las Figuras 5 y 8 (diferencia máxima de 10°C). En este caso, en el promedio de los dos eventos de prueba, se puede afirmar que 15 mm de espesor de cubierta de concreto fue suficiente para registrar una temperatura por debajo de 550°C (en promedio 538°C), para una temperatura de casi 1000 ° C en el horno dentro de los 120 minutos de la prueba. Es decir, el recubrimiento de 15 mm aisló una temperatura del orden de 450°C, como se expone en Tabla 3. Además, la temperatura en la barra de acero (región de cobertura) no superó los 550°C en las muestras de referencia. Se cree que esta imagen favorable se debe en gran medida a la edad, la geometría y el tamaño de la sección transversal de los elementos de hormigón armado y las disposiciones constructivas del refuerzo.

Tabla 3. Comparación de la eficiencia de cada tipo de revestimiento para aislar la temperatura promedio en los termopares 1, 3 y 5, colocados en la armadura (región del recubrimiento, 15 mm), a los 120 minutos de prueba (con respecto al elemento de referencia)

Evento de ensayo	Elemento en comparación	Temperatura promedio (°C)	Diferencia	Aislamiento
Evento 1	Referencia	543	348	64%
	Revestido con mortero industrializado a base de cemento (25 mm)	195		
	Referencia	543	357	66%
	Revestido con yeso formulado (10 mm)	186		
	Referencia	543	312	57%
	Revestido con yeso proyectado (10 mm)	231		
Evento 2	Referencia	533	292	55%
	Revestido con mortero industrializado a base de cemento (25 mm)	421		
	Referencia	533	174	33%
	Revestido con tinta intumescente (540 micrómetros WFT / 390 micrómetros DFT)	359		
	Referencia	533	46	9%
	Revestido con yeso lento de mercado (10 mm)	487		

Específicamente sobre los revestimientos de mortero base cemento, se observa que, estos se desprenderán parcialmente del sustrato de concreto. Pero eso no se pasó con el puente de adherencia de base cemento que ha permanecido adherente al sustrato de concreto, proporcionando un hormigón absolutamente intacto en ambas muestras recubiertas con este sistema.

En este contexto, el revestimiento de mortero de 2.5 cm de grosor funcionó bien como una capa de sacrificio durante los dos eventos de prueba. Las temperaturas medidas dentro de la muestra corroboran estas consideraciones. Los gráficos de las Figuras 5 y 8 muestran una linealidad en la evolución de los valores de temperatura medidos, que corresponde a una transmisión de calor sin interferencia, es decir, sin desprendimiento durante el evento de prueba.

El comportamiento anómalo, por ejemplo, una tasa de crecimiento de temperatura pico o discontinua, podría indicar un desprendimiento localizado o incluso una exposición de refuerzo (lo que aumentaría en gran medida los valores de temperatura medidos, con una tasa de calentamiento mucho más rápida en comparación con diferencia significativa en la conductividad térmica de estos dos materiales).

En el caso de la pintura intumescente, se puede ver que ingresó rápidamente a la hinchazón en los primeros minutos del evento de prueba, lo que se espera porque la acción de este tipo de reacción química expansiva comienza a aproximadamente 200°C (la curva ISO 834 alcanza el 550°C en los primeros cinco minutos). Lo sorprendente en este caso es que solo el grosor de la aplicación de 390 micrómetros (tres capas / DFT) fue suficiente para garantizar la integridad completa del elemento estructural y preservar completamente la superficie de la muestra original. A pesar de la impresión de "elemento al rojo vivo" y señales de incandescencia, hubo zero daño al 100% del área expuesta al fuego, aunque con temperaturas internas medidas superiores a las registradas en el recubrimiento de mortero, por ejemplo.

Lo que atrajo la atención y motivó otras pruebas y exámenes químicos complementares, fueron los análisis de las muestras recubiertas de yeso. En el primer evento, el yeso formulado conservaba por completo la integridad del elemento de hormigón. En este caso, se supone que se produjo el mismo efecto de los recubrimientos de mortero, es decir, se aflojó bien al final o incluso después del final de la prueba, durante el enfriamiento natural, proporcionando un concreto absolutamente intacto en la muestra recubierta con este sistema. En este contexto, solo 1.0 cm de espesor de revestimiento del yeso liso formulado funcionó bien como una capa de sacrificio.

A su vez, en este mismo evento, el yeso proyectado presentó una delaminación del orden del 50% de su espesor, de acuerdo con los hallazgos del artículo anterior. Esto también conservó en gran medida la integridad de la muestra de hormigón, que todavía estaba protegida por aproximadamente 6 mm de yeso. Por otro lado, este yeso remanente tenía poca adhesión y tenía un sonido hueco cuando se sometió a pruebas de percusión con martillo de acero. Esto lleva a creer, incluso a partir de las temperaturas internas, que la delaminación realmente ocurrió durante la prueba de simulación de incendio (de las inspecciones realizadas dentro de los 30 a 40 minutos posteriores al inicio de la prueba).

Es decir, durante un período de 80 a 90 minutos de prueba, este elemento estuvo protegido solo por 6 mm de espesor de yeso proyectado. Es interesante comparar estas consideraciones con los valores de temperatura registrados. A pesar del espesor restante del yeso después de completar la prueba, las temperaturas internas fueron ligeramente más altas en comparación con la muestra de yeso formulada sin problemas, lo que sugiere que incluso hubo una delaminación durante la prueba y que un espesor más pequeño funcionó como una capa de sacrificio (por un período de 80 a 90 minutos al final de la prueba).

A los 120 minutos de prueba, se registró un promedio de 231°C en el elemento recubierto de yeso proyectado, aproximadamente un 25% más en comparación con el yeso formulado (186°C a 120 minutos). Recuerde que son materiales de la misma naturaleza, que incluyen una composición química, mineralógica y térmica muy similar, que corrobora la delaminación anterior en el yeso proyectado (tal vez debido al método de aplicación) y la preservación del yeso formulado durante todo el primer evento de prueba (desprendimiento solo después del enfriamiento del horno).

Específicamente sobre el revestimiento de yeso lento de mercado aplicado en el segundo evento de prueba, con los mismos procedimientos que el yeso formulado del primer evento, se observa que hubo una diferencia significativa en los resultados obtenidos, representada por un desprendimiento



significativo severo) de concreto, incluso con exposición de refuerzo. Se observó que esta era la única muestra donde había exposición de refuerzo, de los ocho probados en los dos eventos de prueba distintos. El desprendimiento observado fue de un área aproximada de 60 cm x 30 cm, con una profundidad máxima de 27 mm, que fue suficiente para exponer el refuerzo, con una cubierta de 15 mm. Sin embargo, del área total de la armadura expuesta, solo el 6% estuvo realmente expuesto.

Basado en las temperaturas monitoreadas, se cree que la mayor proporción de desprendimiento de ese revestimiento ocurrió entre 40 y 50 minutos del evento, ya que el comportamiento de la evolución de la temperatura interna del termopar en la región cambió drásticamente desde aproximadamente 55 minutos. El comportamiento de hasta 55 minutos fue muy similar al de las primeras muestras de yeso del evento de prueba. A partir de ese momento, hubo un cambio repentino en la velocidad de calentamiento interno, registrado principalmente por el termopar 1 y más tarde en los otros termopares, lo que nos lleva a creer que el desplazamiento ya había ocurrido, con exposición al refuerzo y un cambio en los registros, debido a conductividad térmica del acero (la primera línea de termopar se unió al refuerzo longitudinal). La temperatura promedio medida en los tres termopares fue de 487°C, con un máximo de 559°C, es decir, prácticamente la misma temperatura que las muestras de referencia, que presentaron picos de 553°C y 557°C en los dos eventos de prueba, respectivamente.

Como todo estudio experimental, fue diseñado para tener la menor cantidad posible de variables [elementos construidos en la misma oportunidad, con el mismo concreto, procedimientos y trabajo; mismo profesional que aplica los recubrimientos de yeso realizados (formulado y lento popular de mercado, independientemente de su origen) en los elementos, pruebas de simulación de incendio en las mismas condiciones, etc.], se asumió que el agente causal del comportamiento anómalo podría ser de hecho, se relaciona exclusivamente con el material aplicado (yeso lento de mercado). Dicho esto, se decidió elaborar y llevar a cabo un plan de pruebas y exámenes químicos y térmicos complementarios en las tres muestras involucradas en el estudio experimental: yeso formulado M30 y yeso proyectado P80 y yeso lento de mercado.

Se recogieron y separaron muestras del mismo lote de yeso utilizado en el estudio experimental para identificar cualquier alteración o impureza. Los resultados del análisis químico semicuantitativo de fluorescencia de rayos X ya han indicado una diferencia significativa en "Pérdida de fuego" y "Anhídrido sulfúrico", como se muestra en la Tabla 4.

Tabla 4. Resultados del análisis químico semicuantitativo por fluorescencia de rayos X.

Determinaciones	Resultados, en %		
	Yeso lento de mercado	Yeso proyectado P80	Yeso formulado M30
Pérdida al fuego (PF)	20,9	9,5	9,5
Anhídrido sulfúrico (SO <sub>3</sub> )	39,8	51,8	53,7
Óxido de calcio (CaO)	32,5	32,2	31,2
Óxido de aluminio (Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )	2,3	1,7	0,8
Óxido de magnesio (MgO)	2,2	0,1	0,2
Anhídrido de sílica (SiO <sub>2</sub> )	1,9	3,6	3,4
Óxido de fósforo (P <sub>2</sub> O <sub>5</sub> )	0,2	0,2	0,5
Óxido férrico (Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )	0,1	0,2	0,2
Óxido de estroncio (SrO)	0,1	0,1	0,2
Óxido de potasio (K <sub>2</sub> O)	n.d.	0,4	0,4

En la muestra de yeso lento de mercado, el valor obtenido para la pérdida de fuego difirió en un 120% y el anhídrido sulfúrico del orden del 35% en comparación con las muestras de yeso formuladas y proyectadas del primer evento de prueba, que a su vez fueron bastante altas. En el caso del anhídrido sulfúrico, se observa que el valor obtenido en la prueba todavía estaba un 25% por debajo del límite requerido en la norma ABNT NBR 13207: 2017 - Yeso para construcción - Requisitos, es decir, la muestra vendida en el mercado no sigue los límites normativos nacionales prescritos.

Se realizaron análisis termogravimétricos concomitantes (TG/DTG) (análisis térmico y termogravimétrico diferencial simultáneo) para identificar las pérdidas de masa, donde los valores de pérdida de fuego se confirmaron con diferencias mínimas con respecto a los obtenidos en los análisis químicos semicuantitativos de fluorescencia de rayos X. como se muestra en la Tabla 5.

Tabla 5. Pérdida de masa de las curvas TG / DTG.

Material	Pérdidas y masa en función del rango de temperatura					Pérdida total (%)	
	°C	28-69	69-168	168-1000			
Yeso lento de mercado	°C	28-69	69-168	168-1000		20,0	
	%	0,73	3,46	15,8			
<b>Interpretación de las pérdidas de masa en función del rango de temperatura:</b>							
<ul style="list-style-type: none"> <li>• de 23 – 82°C: comienzo de pérdida de agua libre;</li> <li>• de 82 – 211°C: fin de pérdida de agua libre y agua de adsorción;</li> <li>• de 211 – 934°C: descarbonización de fases carbonatadas;</li> <li>• de 934 – 1000°C: probable inicio de pérdida de azufre.</li> </ul>							
Yes formulado M30	°C	28-78	78-253	253-300	300-934	934-1000	8,63
	%	1,60	5,15	1,61	1,58	0,27	
<b>Interpretación de las pérdidas de masa en función del rango de temperatura:</b>							
<ul style="list-style-type: none"> <li>• de 28 – 78°C: comienzo de pérdida de agua libre;</li> <li>• de 78 – 253°C: fin de pérdida de agua libre y agua de adsorción;</li> <li>• de 253 – 300°C: probable oxidación de ganancia de masa de elementos metálicos presentes en Ankerita;</li> <li>• de 300 – 934°C: descarbonización de fases carbonatadas;</li> <li>• de 934 – 1000°C: probable inicio de pérdida de azufre.</li> </ul>							
Yeso proyectado P80	°C	28-82	82-211	211-934	934-1000		8,70
	%	1,60	5,15	1,61	0,34		
<b>Interpretación de las pérdidas de masa en función del rango de temperatura:</b>							
<ul style="list-style-type: none"> <li>• de 23 – 82°C: comienzo de pérdida de agua libre;</li> <li>• de 82 – 211°C: fin de pérdida de agua libre y agua de adsorción;</li> <li>• de 211 – 934°C: descarbonización de fases carbonatadas;</li> <li>• de 934 – 1000°C: probable inicio de pérdida de azufre.</li> </ul>							

La alta pérdida de fuego del yeso lento de mercado, confirmada por dos métodos de prueba [análisis semicuantitativo de fluorescencia de rayos X y análisis termogravimétrico (TG / DTG) (análisis térmico y termogravimétrico diferencial simultáneo)], puede estar asociado con el alto volumen de CO2 liberado por la descomposición térmica de los carbonatos presentes (dolomita y calcita), como se verificará en los análisis a continuación. Además, para identificar alguna diferencia que pudiera justificar la diferencia en el comportamiento al fuego del popular recubrimiento de yeso liso y lento

en el mercado, se realizaron análisis mineralógicos de difracción de rayos X cuantitativos, como se muestra en la Tabla 6.

Tabla 6. Resultados de análisis mineralógicos semicuantitativos de las fases analizadas por difracción de rayos X.

Material	Compuestos o fases mineralógicas	Fórmula molecular	Resultados (%)
yeso lento de mercado	Bassanita	$\text{CaSO}_4 \cdot \frac{1}{2}\text{H}_2\text{O}$	65,2
	Dolomita	$\text{CaMg}(\text{CO}_3)_2$	22,5
	Calcita	$\text{CaCO}_3$	5,5
	Anidrita	$\text{CaSO}_4$	2,0
	Cuarzo Alfa	$\alpha \text{SiO}_2$	1,1
	Hornblenda	$\text{Si}_{14,56}\text{Al}_{2,00}\text{Mg}_{6,98}\text{Fe}_{2,66}\text{Ti}_{0,12}\text{Ca}_{3,32}\text{Na}_{1,25}\text{Mn}_{0,04}\text{K}_{0,03}\text{H}_{4,00}\text{O}_{47,60}\text{F}_{0,40}$	1,0
	Olivina	$\text{Fe}_{0,145}\text{Mg}_{1,854}\text{SiO}_4$	0,8
	Crisotila	$\text{Mg}_3(\text{Si}_2\text{O}_5)(\text{OH})_4$	0,7
	Ankerita	$\text{CaFe}_{0,23}\text{Mg}_{0,77}(\text{CO}_3)_2$	0,7
	Zeolita	$\text{SiO}_2$	0,5
Yeso proyectado P80	Bassanita	$\text{CaSO}_4 \cdot \frac{1}{2}\text{H}_2\text{O}$	93,2
	Anidrita	$\text{CaSO}_4$	4,3
	Dolomita	$\text{CaMg}(\text{CO}_3)_2$	1,3
	Calcita	$\text{CaCO}_3$	0,6
	Gipsita	$\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$	0,4
	Olivina	$\text{CoMg}_7(\text{SiO}_4)_4$	0,1
	Cuarzo	$\text{SiO}_2$	< 0,1
Yeso formulado M30	Bassanita	$\text{CaSO}_4 \cdot \frac{1}{2}\text{H}_2\text{O}$	88,9
	Anidrita	$\text{CaSO}_4$	7,1
	Ankerita	$\text{Ca}_{3,15}\text{Fe}_{1,89}\text{Mg}_{0,81}\text{Mn}_{0,15}(\text{CO}_3)_6$	1,2
	Dolomita	$\text{CaMg}(\text{CO}_3)_2$	1,1
	Calcita	$\text{CaCO}_3$	1,2
	Gipsita	$\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$	0,6
	Cuarzo Alfa	$\alpha \text{SiO}_2$	< 0,1

En resumen, se observó una gran diferencia entre el yeso lento de mercado en comparación con el yeso formulado y el yeso proyectado, principalmente en los contenidos de bassanita y dolomita.

Por lo tanto, se cree que, ciertamente, la presencia de un mayor contenido de carbonato (dolomita y calcita), identificada en la descomposición térmica del yeso lento de mercado, en comparación con las muestras de yeso proyectado y yeso formulado, generará un volumen significativo de dióxido de carbono que, combinado con un entorno de velocidad de calentamiento rápido y temperaturas excesivas del horno (caracterizadas por la curva ISO 834), generará en consecuencia una mayor presión de expansión, resultando en *spalling* severo, incluida la exposición de la armadura (justificando la situación encontrada en la prueba del evento 2).

En otras palabras, simplemente se cree que si la muestra de yeso lento de mercado cumplía con los requisitos mínimos de la estandarización actual (aún libre de alto contenido de carbonato), el comportamiento al fuego de los revestimientos de yeso sería muy similar. Por lo tanto, es importante caracterizar las propiedades del yeso, que, como se observó, tiene un comportamiento único e interfiere en gran medida en las prestaciones del revestimiento de protección pasiva de estructuras de concreto frente a temperaturas elevadas de un incendio.

#### 4. CONCLUSIONES

1. En este experimento, 1.0 cm de yeso es equivalente a 2.5 cm de mortero, como se muestra en la literatura técnica relevante, obviamente excluyendo la muestra de yeso del evento 2 (yeso lento de mercado), ya que no cumple con los estándares actuales. Es indispensable que el yeso utilizado como revestimiento ignífugo cumpla con los requisitos básicos prescritos en la normalización nacional y no contenga impurezas con altos niveles de materiales de carbonato;
2. En este experimento, la eficiencia del recubrimiento de mortero a base de cemento es equivalente a la del hormigón (confirmado por las temperaturas del termopar), como se informa en la literatura (Silva, 2012);
3. La pintura intumescente obtuvo aproximadamente la mitad de la eficiencia del revestimiento de mortero y yeso (del evento de prueba 1) con un espesor de 540 WFT solamente. Se puede suponer en este experimento que el espesor de la pintura intumescente de 1,0 mm tiene el mismo rendimiento en términos de recubrimientos ignífugos que el mortero cementoso (25 mm) y el espesor del yeso (10 mm);
4. Se observó que la ocurrencia de *spalling* de hormigón, independientemente de su magnitud o región de ocurrencia, puede conducir a un aumento significativo de la temperatura en el refuerzo, incluso en regiones no expuestas, debido a la conductividad térmica del acero.

#### 5. REFERENCIAS

- Alexander, B. (1982). *Behaviour of gypsum and gypsum products at high temperatures*. RILEM Committee PHT-44, British Gypsum, East Leake, Loughborough, England.
- Almeida, D. F. (1984). *As estruturas de concreto armado e o fogo, comportamento, consequências, restauração*. Dissertação (mestrado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (1980). *NBR 5627: Exigências particulares das obras de concreto armado e protendido em relação à resistência ao fogo*. Rio de Janeiro, 3 p.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2014). *NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto, procedimentos*. Rio de Janeiro, 238 p.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2017). *NBR 13207: Gesso para construção civil - Requisitos*. Rio de Janeiro, 3 p.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2001). *NBR 14432: Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações, Procedimento*. Rio de Janeiro, 14 p.

- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2012). *NBR 15200: Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio*. Rio de Janeiro, 48 p.
- Atefi, H., Nadjai, A., Ali, F. (2017). *Numerical and experimental investigation of the thermal behaviour of coated cellular beamns with intumescent coatings at elevated temperatures*. In: IFireSS 2017 – 2<sup>nd</sup> International Fire Safety Symposium. Naples, Italy, June 7-9. p. 257-264.
- Kodur, V. K. R. (2005). *Guidelines for fire resistance design of high-strength concrete columns*. Ottawa, Ontário, Canadá: IRC/NRC. (Report NRCC-47729). Disponível em: <<http://irc.nrc-cnrc.gc.ca/pubs/fulltext/nrcc47729/>>. Acesso em: novembro de 2007.
- Landi, F. R. (1986). *Ação do incêndio sobre as estruturas de concreto armado*. Boletim técnico nº 01/86. São Paulo: Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. 24p.
- Lucherini, A., Maluk, C. (2017). *Novel test methods for studying the fire performance of thin intumescent coatings*. In: IFireSS 2017 – 2<sup>nd</sup> International Fire Safety Symposium. Naples, Italy, June 7-9. p. 565-572.
- Malhotra, H. L. (1982). *Properties of Materials at High Temperatures — Report on the work of technical committee 44-PHT*. Materials and Structures/Matériaux et Constructions. Vol. 15. N° 86. RILEM, Paris.
- Ogrin, A., Saje, M., Hozjan, T. (2017). *Effect of incomplete expansion of intumescent coating on mechanical response of steel frame in fire*. In: IFireSS 2017 – 2<sup>nd</sup> International Fire Safety Symposium. Naples, Italy, June 7-9. p. 365-372.
- Silva, D., Bilotta, A., Nigro, E. (2017). *Experimental analysis on the effectiveness of intumescent coatings in fire*. In: IFireSS 2017 – 2<sup>nd</sup> International Fire Safety Symposium. Naples, Italy, June 7-9. p. 249-256.
- Silva, V. P. (2012). *Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio, conforme ABNT NBR 15200:2012*. São Paulo: Blucher.

## Paredes de albañilería estructural expuestas a altas temperaturas con medidas de control de dilatación

J. Menegon\*<sup>1</sup> , A. G. Graeff<sup>1</sup> , L. C. P. Silva Filho<sup>1</sup> 

\*Autor de Contacto: [menegonjulia@gmail.com](mailto:menegonjulia@gmail.com)

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v10i1.440>

Recepción: 24/09/2019 | Aceptación: 11/11/2019 | Publicación: 30/12/2019

### RESUMEN

Este estudio evalúa el comportamiento de paredes de bloques estructurales cerámicos a altas temperaturas. Se utilizaron bloques de 14 y 19 cm de ancho, con resistencias de 7 y 10 MPa. Se evaluaron los espesores de las juntas, el mortero para asentamiento y la influencia de revestimiento en la cara expuesta. Se midieron las temperaturas del horno, en el interior y en la superficie de las paredes, la dilatación de los bloques y el aplastamiento de las juntas. Se pudo inferir que las muestras presentaron buen desempeño, manteniendo su estanqueidad, aislamiento y resistencia mecánica. La restricción lateral no ocasionó desprendimiento de los bloques, sin embargo, se pudo observar transferencia de tensión entre ellos para morteros poco flexibles. Las mamposterías de 19 cm de ancho y aquellas revestidas presentaron mejor desempeño térmico.

**Palabras clave:** altas temperaturas; albañilería estructural; paredes de mampostería; bloques cerámicos; resistencia al fuego.

**Citar como:** Menegon, J., Gao Graeff, Â., Silva Filho, L. C. P. (2020), " *Paredes de albañilería estructural expuestas a altas temperaturas con medidas de control de dilatación*", Revista ALCONPAT, 10 (1), pp. 97 – 113gg, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v10i1.440>

<sup>1</sup> Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil.

### Información Legal

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

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

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

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

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

## Structural masonry walls exposed to high temperatures with thermal expansion control

### ABSTRACT

This study evaluates the behavior of small clay hollow-bricks walls exposed to high temperatures. Blocks measuring 14 and 19 cm thick were used, with strengths of 7 and 10 MPa. The thickness of the joints, the mortar, and the coating influence was evaluated. The temperatures of the furnace, the interior and the surface of the walls, the expansion of the blocks and the crushing of the joints were measured. It was possible to infer that the samples presented good performance, maintaining their integrity, thermal insulation, and load-bearing capacity. The restriction of the boundaries did not cause the spalling of the blocks, however, it was possible to observe the stress transfer to them in samples with rigid joint mortar. The masonry measuring 19 cm wide and the ones with coating showed better thermal performance.

**Keywords:** high temperatures; structural masonry; masonry walls; clay hollow-bricks; fire resistance.

## Paredes de alvenaria estrutural expostas a altas temperaturas com medidas de controle da dilatação

### RESUMO

Este trabalho analisa o comportamento de miniparedes executadas com blocos estruturais cerâmicos em elevadas temperaturas. Utilizaram-se blocos de 14 e 19 cm de largura, com resistências de 7 e 10 MPa. Foram avaliadas as espessuras das juntas, a argamassa de assentamento e a influência de revestimento na face exposta. Mensurou-se as temperaturas do forno, no interior e na superfície das paredes, a dilatação dos blocos e o esmagamento das juntas. Pôde-se inferir que as amostras apresentaram bom desempenho, mantendo sua estanqueidade, isolamento e resistência mecânica. A restrição lateral não ocasionou deslocamento dos blocos, porém, pôde-se observar transferência de tensão para os mesmos para argamassas pouco flexíveis. As alvenarias de 19 cm de largura e aquelas revestidas apresentaram melhor desempenho térmico.

**Palavras-chave:** altas temperaturas; alvenaria estrutural; paredes de alvenaria; blocos cerâmicos; resistência ao fogo.

## 1. INTRODUCCIÓN

A menudo, los ensayos requeridos por normas técnicas y realizados en laboratorio para muros sometidos a alta temperatura ignoran los esfuerzos internos que surgen debido a las limitaciones de las expansiones térmicas inducidas por la temperatura en los elementos en un caso real (LI et al., 2015). Esto se debe a que algunos reglamentos, como el brasileño (ABNT, 2001), para realizar una prueba de resistencia al fuego de muros, portantes o no, recomiendan que los bordes laterales de la muestra tengan su movimiento sin restricciones, lo que les permite expandirse lateralmente. Sin embargo, las normas internacionales como ISO 834-4 (1994) y BS 476 (1987), aunque sugieren el uso de bordes verticales libres, permiten el uso de restricciones laterales, siempre que el experimentador observe que esto corresponde a la situación real a la que está sometida la pared. En particular, la norma británica mencionada anteriormente recomienda el uso de restricciones de borde vertical si la muestra de la pared es más pequeña que las dimensiones reales del elemento, o si en la obra esta pared está ubicada entre columnas robustas. Con base en estas normas y otros estudios, se observa que simplemente descuidar las características reales de las paredes a ensayar

en el laboratorio puede distorsionar significativamente el resultado final. Shieids et al. (1988), por ejemplo, analizaron los diferentes modos de deformación térmica de un modelo de pared de mampostería de pequeño tamaño y observaron que la deflexión máxima para una situación dada depende de las condiciones de contorno a las que está sujeto el elemento, es decir, varía de acuerdo con la restricción al desplazamiento de los bordes de la muestra. Lo mismo han observado Nguyen y Meftah (2012), quienes, midiendo las deformaciones en diferentes puntos de las paredes ensayadas, obtuvieron deformaciones distintas para diferentes condiciones de contorno, evidenciando la influencia de los apoyos en el comportamiento térmico del elemento.

La preocupación por las restricciones aplicadas a las muestras surge del hecho de que los esfuerzos internos causados por la expansión térmica impedida en situaciones de incendio real generan efectos poco conocidos. En una investigación realizada en un edificio sometido a un incendio, se pudo observar casos de desprendimiento de ladrillos cerámicos (NAVARRO; AYALA, 2015). En ese caso, los elementos no tenían una función portante. Por lo tanto, surge la necesidad de comprender bajo qué circunstancias se producen los desprendimientos, qué mecanismos los desencadenan y cuáles son las posibles consecuencias de este fenómeno en el comportamiento de la estructura cuando la mampostería tiene función portante, ya que dicha técnica constructiva se usa ampliamente en los edificios de varios pisos.

La motivación de este trabajo, por lo tanto, reside en la necesidad de comprender mejor el comportamiento de los muros estructurales de mampostería frente a altas temperaturas, ya explorados en otros estudios como Souza (2017), Al-Sibahy y Edwards (2013) y Ayala (2010), incluyendo el concepto de tensiones internas causadas por las restricciones de las expansiones térmicas, para que se conozca el daño a los elementos en casos reales. Por lo tanto, el objetivo de este trabajo es analizar el comportamiento presentado por pequeñas paredes de mampostería cuando se exponen a altas temperaturas y cargas axiales, y su expansión térmica se restringe lateralmente, para simular condiciones cercanas a la realidad de la exposición en una situación de incendio.

## 2. MATERIALES Y MÉTODOS

### 2.1. Materiales

Se utilizaron tres tipos distintos de bloques: los de 7 y 10 MPa con 14 cm de ancho y los de 7 MPa con 19 cm de ancho, todos hechos de material cerámico, para esta investigación (Figura 1). Las dimensiones y otras características de los bloques se resumen en la Tabla 1.

Tabla 1 - Propiedad de los bloques cerámicos utilizados.

ID	Resistencia Característica	Dimensiones (l x h x c)	Resist. de la pila (mortero $f_m$ 4MPa)	Área neta/Área bruta
B1	7 MPa	14 x 19 x 29 cm	≈ 3,5 Mpa	≈ 0,41
B2	10 Mpa	14 x 19 x 29 cm	≈ 6,0 Mpa	≈ 0,48
B3	7 MPa	19 x 19 x 29 cm	≈ 3,0 Mpa	≈ 0,36

Fuente: Adaptado de <http://www.pauluzzi.com.br/produtos.php>



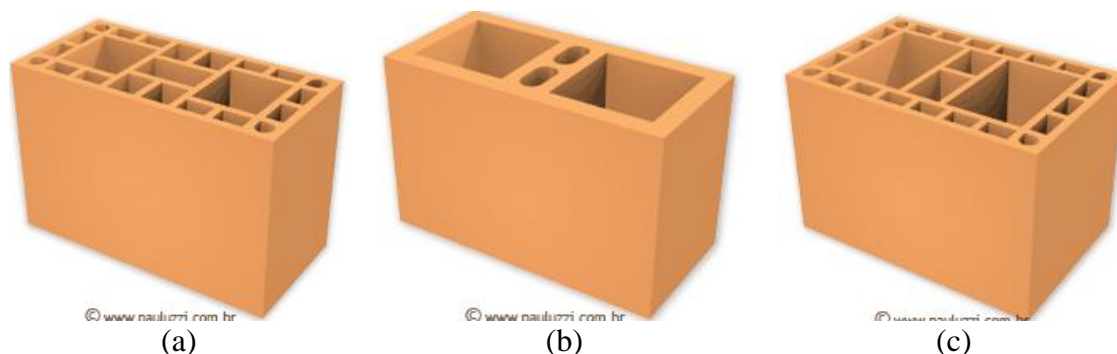


Figura 1. Bloques cerámicos portantes utilizados. (a) B1. (b) B2. (c) B3.  
(Fuente: <<http://www.pauluzzi.com.br/produtos.php>>)

Para las juntas de las muestras, se utilizaron morteros industrializados tradicionales con resistencias de 4, 6 y 10 MPa, según el bloque empleado. También se evaluó el uso de mortero polimérico para colocar los bloques, con el fin de verificar su comportamiento cuando se somete a una acción excesiva de calor y carga, observando las consecuencias para la mampostería en su conjunto. En una de las etapas de investigación, las muestras fueron recubiertas con mortero. Se utilizó para este mortero material industrializado de aproximadamente 1 cm de espesor.

## 2.2. Programa experimental

El programa experimental se llevó a cabo en tres etapas: en la primera etapa se compararon los tres tipos de bloques utilizados; en la segunda, se evalúa el espesor y la resistencia del mortero de las juntas y la presencia de recubrimiento para el mismo bloque; finalmente, en la tercera etapa, se evalúa el uso de mortero polimérico en las juntas de colocación. Los detalles de cada paso se describen a continuación.

### 2.2.1. Primera Etapa

En la primera etapa, se expusieron al fuego las pequeñas paredes con los tres tipos diferentes de bloques, con morteros de resistencia correspondientes a lo sumo a 70% de las resistencias a la compresión características de los bloques. Tanto los tendeles como las llagas en esta etapa se rellenarán con los morteros especificados en la Tabla 2, con un grosor de  $10 \pm 3$  mm, sin aplicación de ningún tipo de recubrimiento.

Tabla 2. Muestras de la primera etapa de ensayos – Grupo 01.

Pared	Bloque utilizado	Mortero utilizado	Espesor de la junta
P1	B1	$f_m \approx 4,0\text{MPa}$	$10 \pm 3$ mm
P2	B2	$f_m \approx 6,0\text{MPa}$	$10 \pm 3$ mm
P3	B3	$f_m \approx 4,0\text{MPa}$	$10 \pm 3$ mm

### 2.2.2. Segunda Etapa.

En la segunda etapa, solo se usó el bloque B1, de 14 cm de espesor y con resistencia de 7 MPa. En esta etapa se evaluó el grosor de las juntas, el mortero utilizado en la colocación de los bloques y la presencia de recubrimiento.

En un caso (P4), la junta de colocación horizontal se redujo a 5 mm de espesor, manteniendo la resistencia a la compresión del mortero en 4 MPa. Posteriormente, la resistencia a la compresión del mortero se incrementó a 10 MPa, con el espesor de la junta mantenido en 10 mm (P5).

Finalmente, se impuso una última situación en esta etapa: la aplicación del recubrimiento. En una muestra hecha con las mismas características que P1, se aplicó un recubrimiento de mortero de 10 mm de espesor. Tal recubrimiento se realizó solo en la cara expuesta al fuego, para no perjudicar

el posicionamiento de la instrumentación en la otra cara.

Por lo tanto, se probaron más tres configuraciones de pared y se compararon con las muestras P1, como se muestra en la Tabla 3.

Tabla 3. Muestras de la segunda etapa de ensayos – Grupo 02.

Pared	Bloque utilizado	Mortero utilizado	Espesor de la junta
P1	B1	$f_m \approx 4,0\text{MPa}$	$10 \pm 3 \text{ mm}$
P4	B1	$f_m \approx 4,0\text{MPa}$	$\approx 5\text{mm}$
P5	B1	$f_m \approx 10,0 \text{ MPa}$	$10 \pm 3 \text{ mm}$
P6	B1	$f_m \approx 4,0\text{MPa}$ y Recubrimiento	$10 \pm 3 \text{ mm}$

### 2.2.3. Tercera Etapa

Para esta etapa de ensayo, se evaluaron muestras construidas con mortero polimérico en la junta de colocación, en comparación con las construidas con mortero tradicional. En la construcción de estas paredes, se usó el bloque de 10 MPa (B2) para facilitar la aplicación del mortero polimérico, ya que tienen paredes sólidas. Por lo tanto, la comparación se realizó en relación con la pared P2, ya que se hicieron con el mismo bloque que aquella. Las características de la muestra se presentan en la Tabla 4.

Es de destacar que, aunque las juntas verticales de mampostería construidas con mortero polimérico suelen ser de llaga en seco, para esta investigación también se aplicó el producto verticalmente, con el objetivo de mantener la estanqueidad de las mini paredes contra la acción de altas temperaturas y garantizar la seguridad durante la realización del ensayo.

Tabla 4. Muestras de la tercera etapa de ensayos – Grupo 03.

Pared	Bloque utilizado	Mortero utilizado	Espesor de la junta
P2	B2	$f_m \approx 6,0\text{MPa}$	$10 \pm 3 \text{ mm}$
P7	B2	Polimérico	-

### 2.3. Pequeñas paredes

Las paredes fueron construidas con los bloques y morteros especificados en el ítem 2.1 y dimensiones de 90 x 80 cm, debido a las restricciones en el tamaño del horno, y son, por lo tanto, pequeñas paredes. Estas fueron construidas sobre un perfil de metal, con una placa plegada en forma de U, para facilitar su movimiento. Para que las cargas se apliquen y distribuyan uniformemente a lo largo de la pared, se encabezaron las muestras con mortero rico en cemento, tanto en la parte superior como en los lados, obteniendo así una superficie plana.

Las muestras se curaron, al menos, durante 56 días, de modo que la humedad presente en el mortero de asiento se redujo y los resultados no se vieron alterados por los efectos que estarían presentes solo en las edades tempranas. De la misma manera, en las muestras que fueron recubiertas, se realizó después de al menos 7 días desde la construcción de las pequeñas paredes, y luego de, al menos, 56 días hasta que se realizaron los ensayos.

Las muestras se acomodaron para la prueba dentro de un pórtico de carga diseñado para soportar tensiones aplicadas y evitar expansiones laterales. También se ha proyectado para permitir la aplicación de carga vertical distribuida para simular la carga de un muro estructural. Es un marco hecho de perfiles de riel, con dos gatos hidráulicos acoplados: uno para aplicación de carga vertical y otro para confinamiento lateral. Ambos se unieron a las celdas de carga para controlar los incrementos sufridos. El esfuerzo realizado por los gatos hidráulicos se distribuyó en las caras de las paredes mediante perfiles metálicos. El dibujo esquemático del equipo proyectado y ensamblado se puede ver en la Figura 2.

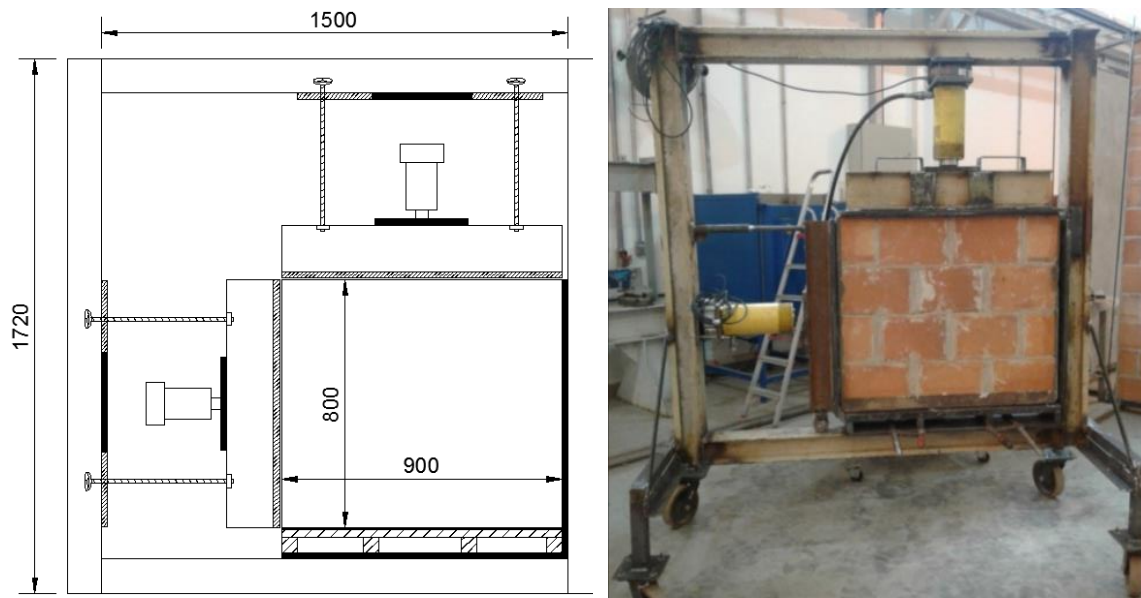


Figura 2. Marco de reacción utilizado en los ensayos.

Una vez colocada en el marco de reacción, la muestra se acopló a un horno de resistencia eléctrica Sanchis para que una de sus caras se sometiera a calentamiento. En la cara no expuesta, se colocaron los instrumentos para controlar la temperatura y el desplazamiento.

La carga aplicada a las muestras se estimó de acuerdo con los requisitos de norma brasileña NBR 6120 - *Cargas para o cálculo de estruturas de edificações* (ABNT, 1980). Por lo tanto, se aplicó una carga de 97,83 kN/m a la muestra antes del comienzo de la prueba de resistencia al fuego, aumentando después de empezar el calentamiento debido a los intentos de expansión.

#### 2.4. Temperaturas

Debido a limitaciones del equipo disponible en el laboratorio, el ensayo especificado por la norma brasileña NBR 5628 (ABNT, 2001) se ha adaptado para paredes pequeñas que se ajustan al tamaño del horno disponible. La temperatura del horno se elevó a una rapidez similar a la curva normalizada descrita por la norma anterior hasta un máximo de 950°C, el calentamiento alcanzado en un incendio real. Las paredes se mantuvieron a dicha temperatura durante aproximadamente 4 horas.

Para verificar la integridad de las muestras, se realizó la prueba del disco de algodón, descrita en la NBR 5628 (ABNT, 2001) cuando necesario. El aislamiento térmico se verificó mediante el uso de termopares de punta con disco de cobre para medir la temperatura en la cara no expuesta de las muestras, según lo recomendado en la NBR 5628 (ABNT, 2001). Además de los termopares colocados en el exterior de las muestras, se colocaron termopares tipo K a lo largo del grueso de la pared para obtener valores de temperatura dentro del horno y dentro de los bloques. En total, se distribuyeron siete termopares, cinco de ellos en la cara externa, para el control del aislamiento térmico, y los otros para obtener informaciones adicionales (Figura 3).

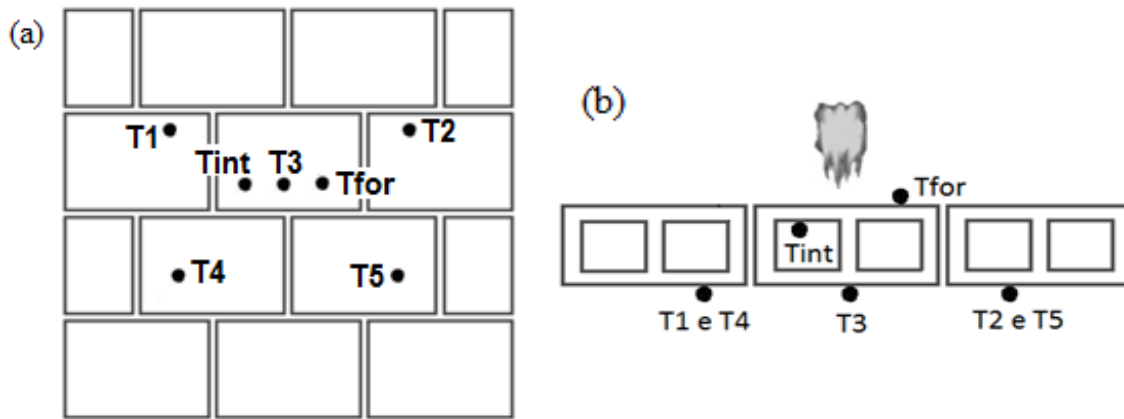


Figura 3. Posición de los termopares en las muestras. (a) Vista frontal. (b) Vista superior.

### 2.5. Desplazamientos Longitudinales

Por medio de transductores de desplazamiento, o *clip-gages*, colocados en la cara no expuesta de un bloque central de las pequeñas paredes, se midieron las deformaciones horizontales y verticales durante el calentamiento. Estos dispositivos se fabricaron en base a los utilizados por Beber (2003) y consisten en arcos con extensómetros en sus caras inferior y superior (Figura 4). Estos arcos se fijan a la superficie cuyos desplazamientos desean medirse y luego, se correlaciona la deformación específica determinada por los medidores de deformación en la sección central de los arcos con los desplazamientos relativos entre los puntos fijos A y B.

La separación o la aproximación entre diferentes bloques de la misma hilada y hiladas consecutivas también se midió mediante el uso de *clip-gages* en las juntas, lo que proporciona un indicador de la absorción de los desplazamientos causados por la deformación térmica en el mortero. La posición de los medidores de clip en las muestras se describe en la Figura 4.

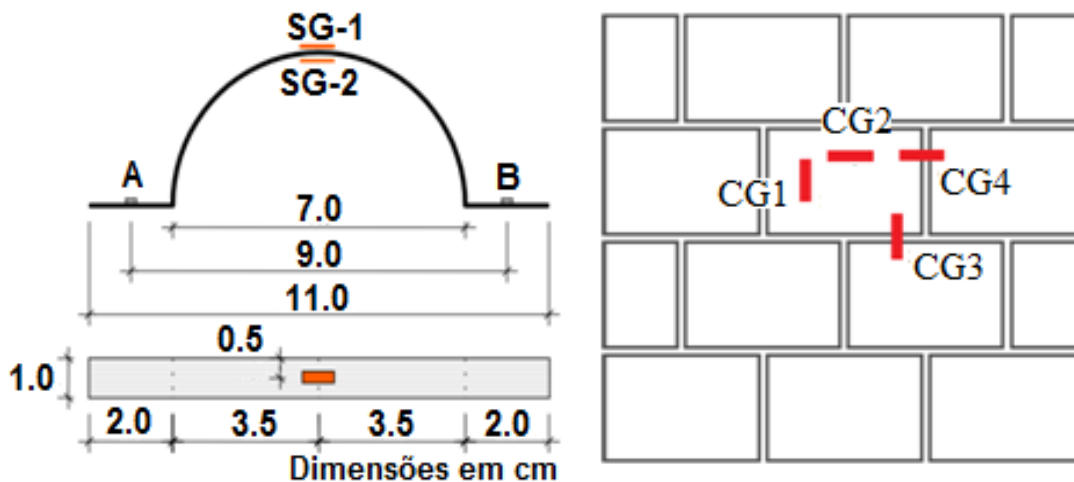


Figura 4. Geometría de los *clip-gages* (BEBER, 2003) y posición en las paredes.

### 2.6. Termografía

También se realizó un análisis termográfico de las muestras durante la exposición a la carga térmica. El uso de esta técnica permitió el mapeo de la temperatura a lo largo de la superficie de las muestras mediante la detección, por medio de una cámara termográfica FLIR T440, de la radiación infrarroja emitida por ellas cuando se calientan. A través de este equipo se pudo monitorear la elevación de temperatura durante toda la prueba e identificar zonas de posibles daños a la albañilería. También permitió realizar una comparación de la propagación de calor en los diferentes tipos de muros.

### 3. RESULTADOS Y DISCUSIONES

#### 3.1. Temperatura de las muestras

La Figura 5 muestra la evolución de la temperatura dentro de los bloques (Tint) para las primeras tres configuraciones de pared, con el objetivo de comparar los tres tipos de bloques. Para los bloques B1 y B2, los resultados para el termopar intermedio alcanzaron un máximo de 600°C. La pared P3 presentó valores inferiores a 600°C, lo cual se debió al hecho de que fue construida con el bloque B3, más ancho que los demás.

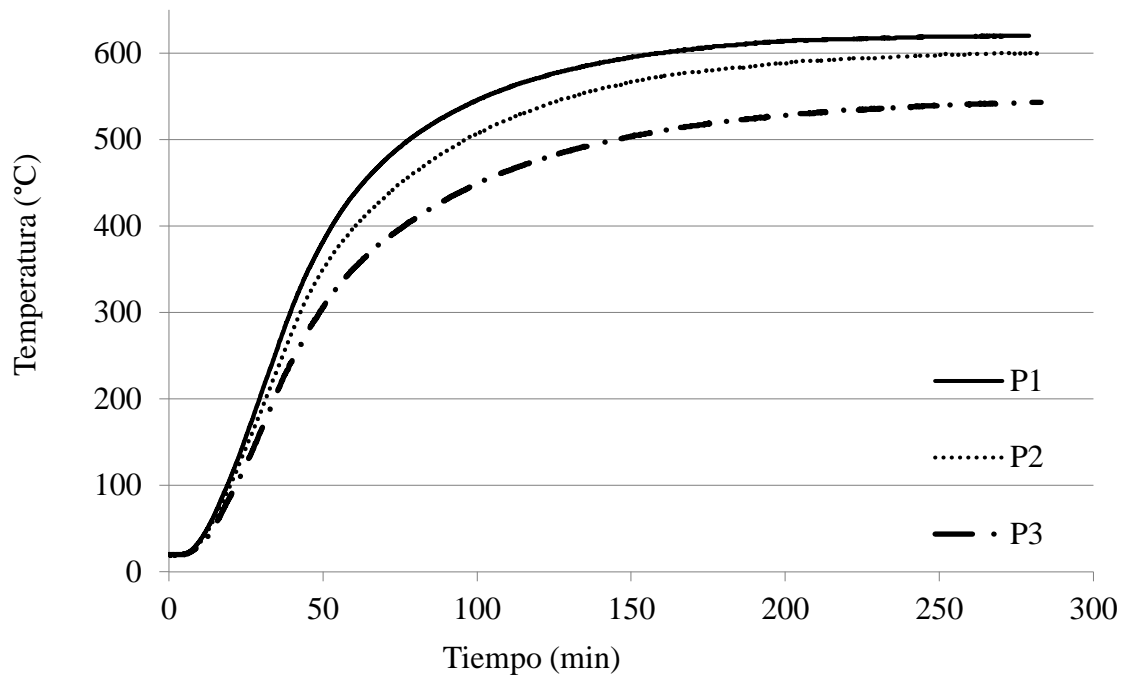


Figura 5. Temperatura dentro de la mampostería para los diferentes bloques (Grupo 01).

Al comparar las muestras de la segunda etapa, se puede ver en la Figura 6 que el grosor de las juntas y la resistencia de sus morteros no influyen en la transferencia de calor, con las paredes P1, P4 y P5 presentan temperaturas dentro de los bloques cercanas a 600°C. Sin embargo, al agregar recubrimiento en la cara expuesta, la reducción de temperatura es significativa, llegando a menos de 400°C para la pared P6.

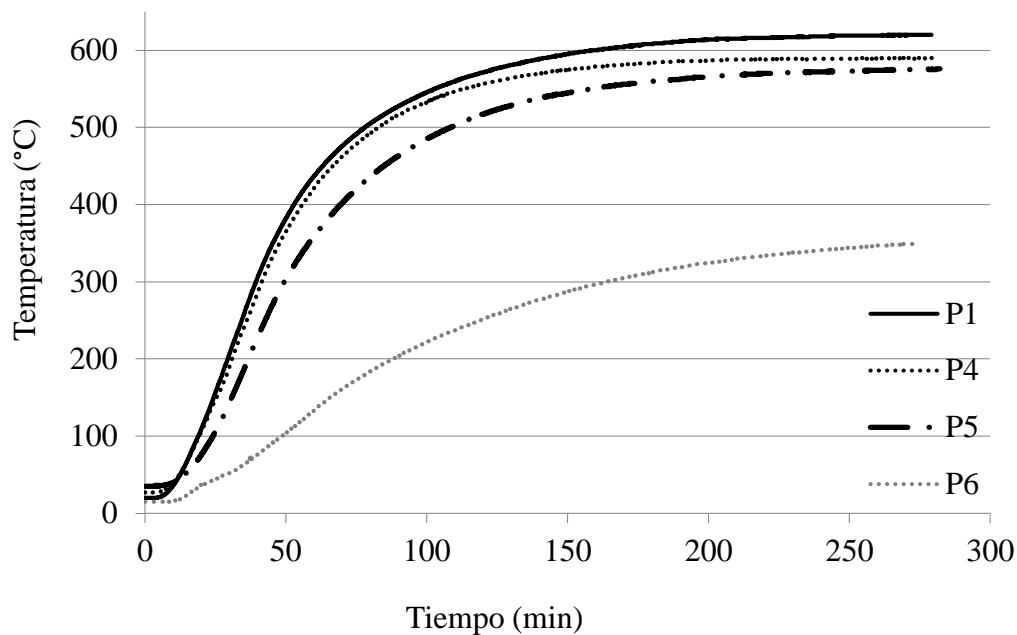


Figura 6. Temperatura dentro de la mampostería para las diferentes juntas de asiento y revestimiento (Grupo 02).

Otra vez, el tercer grupo de muestras indica que la junta no influye en el flujo de calor a lo largo del grueso de la pared, ya que los resultados para las lecturas de termopar internas a los bloques de pared P2 y P7 fueron muy similares (Figura 7). El uso de mortero polimérico, por lo tanto, no genera ningún daño o beneficio en este sentido.

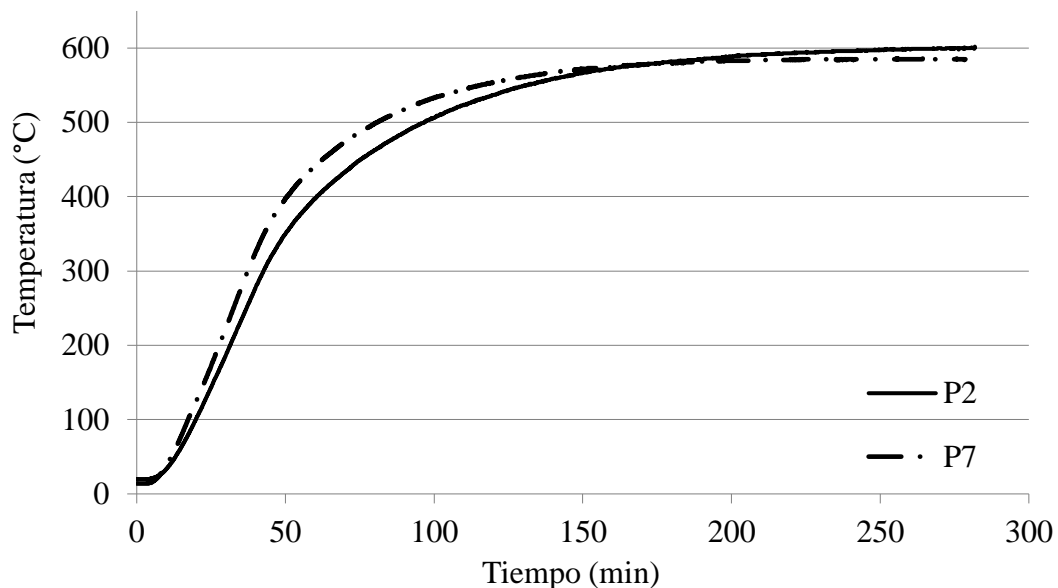


Figura 7. Temperatura dentro de la mampostería para juntas con mortero tradicional y polimérico (Grupo 03).

Las temperaturas máximas registradas en la cara no expuesta al calor están representadas en la Figura 8. Los valores, en general, permanecieron alrededor de 140 a 160°C. Las excepciones son la muestra P3, hecha con el bloque más grueso (B3), y P6, con revestimiento en su cara expuesta.

Esta última mantuvo temperaturas por debajo de 90°C, mostrando otra vez el aislamiento que el recubrimiento proporciona al elemento, incluso si se aplica solo en una de sus caras. Estos resultados corroboran los datos obtenidos por Nguyen y Meftah (2012) y Souza (2017), quienes de manera similar encontraron temperaturas significativamente más bajas en mampostería con caras recubiertas. Los primeros, a su vez, también identificaron cierta influencia del aumento del grosor del bloque en el aislamiento térmico de la mampostería. Como se esperaba, la resistencia del bloque y las juntas no tienen una influencia significativa en los resultados de temperatura de la mampostería probada.

Con respecto al cumplimiento de los criterios de comportamiento ante el fuego de la norma brasileña NBR 14432 (2001b), ninguna de las muestras incumplió los requisitos para determinar el Tiempo de Resistencia al Fuego requerido durante el ensayo: integridad, aislamiento térmico y capacidad portante.

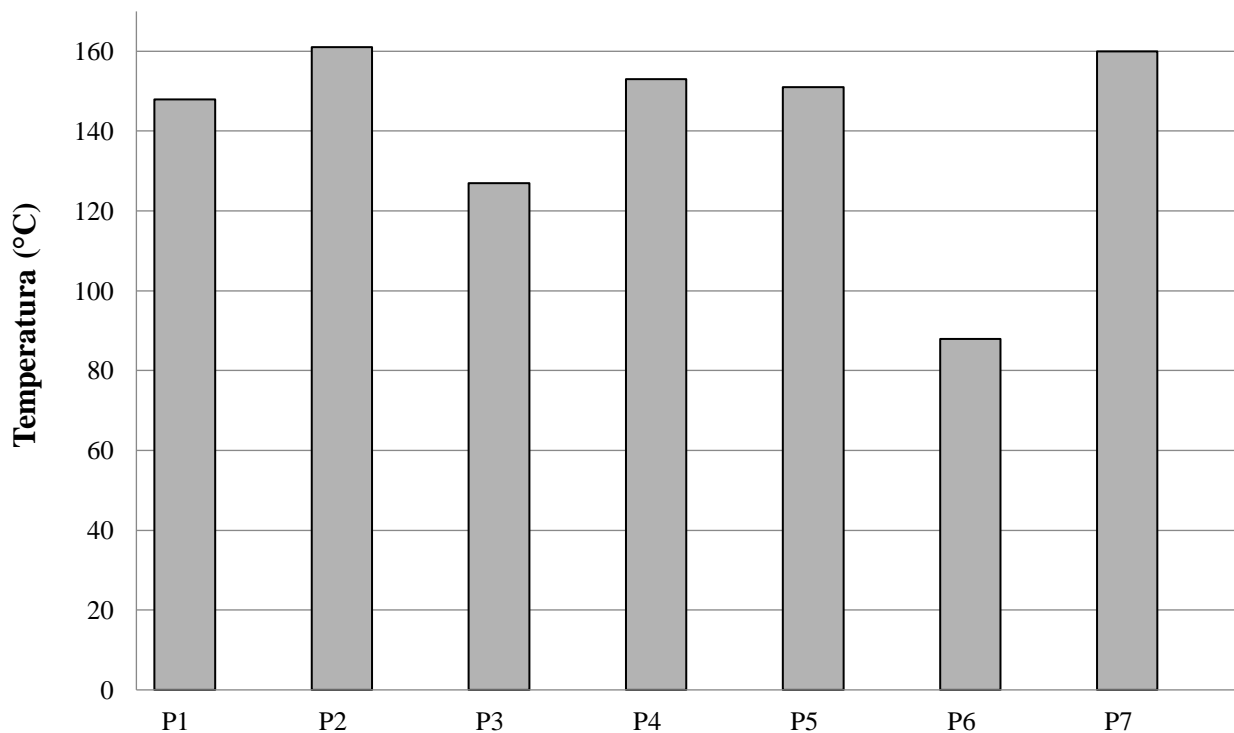


Figura 8. Máxima temperatura en la cara no expuesta.

### 3.2. Imágenes termográficas.

Se seleccionaron imágenes termográficas capturadas a cada 25 minutos hasta los primeros 50 minutos de ensayo (Figuras 9 a 11). Los análisis se realizaron con fines comparativos entre las mamposterías. En imágenes, las regiones más claras representan las temperaturas más altas.

A través de las imágenes, fue posible ratificar el mejor aislamiento térmico de las muestras con un bloque de 19 cm de grosor (P3) y con recubrimiento en la cara expuesta (P6).

Para la muestra con la cara calentada recubierta, el calentamiento de la región no expuesta se retrasó y se suavizó. Es posible ver en la captura de 25 minutos de la Figura 11, sin embargo, puntos de temperatura más alta en la porción superior. Esto se atribuye al agrietamiento y desprendimiento local del mortero de recubrimiento, que ha permitido la mayor propagación de calor en estas regiones.

La diferencia en el color y, por lo tanto, en la temperatura que se puede ver entre las primeras imágenes (tiempo 0 min) de cada figura se refiere a las diferentes temperaturas ambientales en los días de los ensayos, que varían mucho a lo largo del año en la región donde se tomaron.

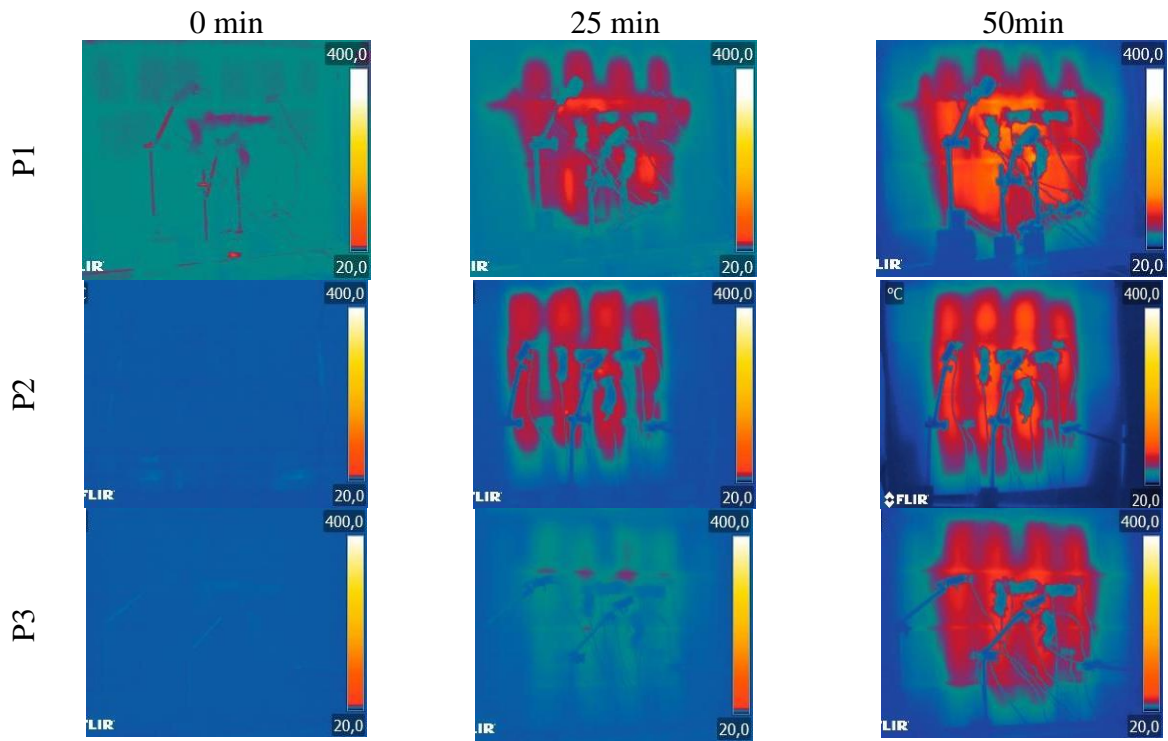


Figura 9. Imágenes Termográficas – Grupo 01.

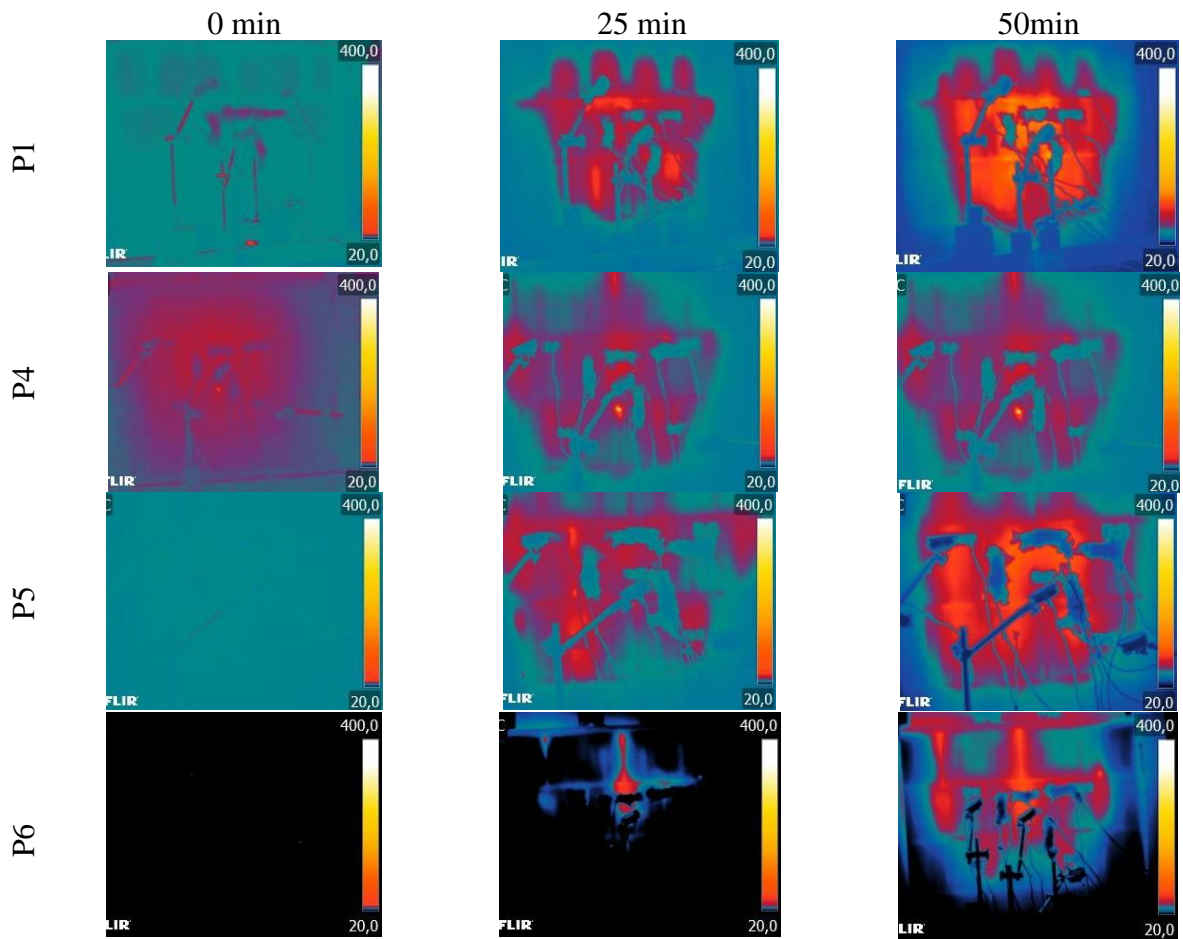


Figura 10. Imágenes Termográficas – Grupo 02.



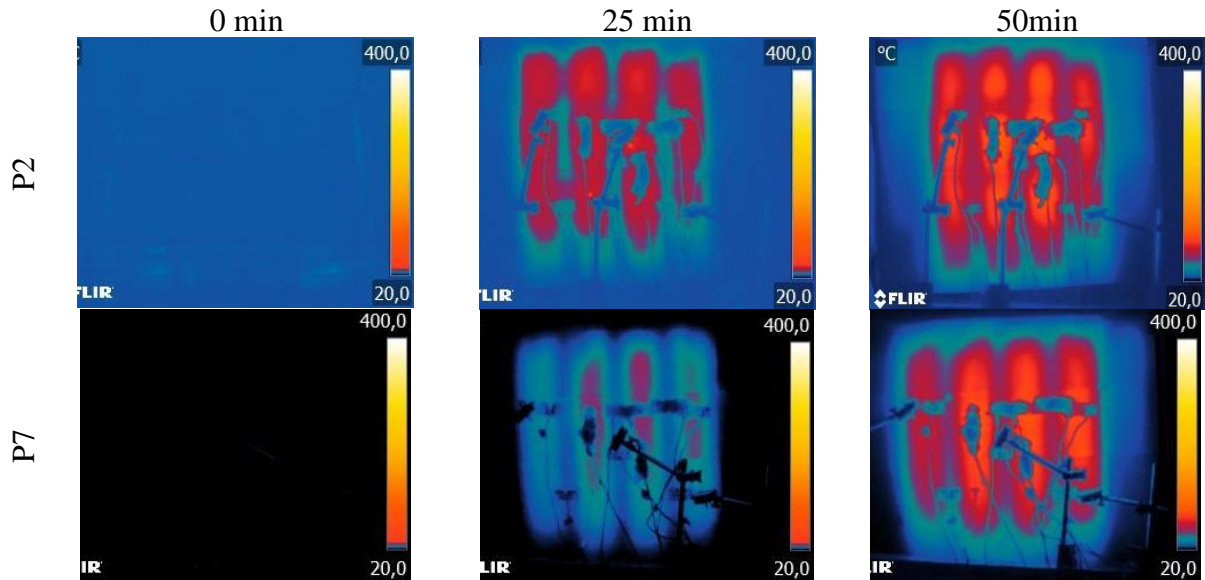


Figura 11. Imágenes Termográficas – Grupo 03.

También se visualiza un patrón de calentamiento diferente para las muestras P2 y P7, hechas con bloques tipo B2, con resistencia de 10 MPa, donde la temperatura se propaga esencialmente a través de las cavidades (Figura 11). El patrón es similar al observado por Nguyen y Meftah (2012), quienes identificaron temperaturas más altas en los alvéolos de los bloques. Según los autores, en un muro los principales mecanismos de transferencia de calor son la convección y la radiación, por lo tanto, las temperaturas medidas en las cavidades de los bloques son más altas que las medidas en sus paredes transversales, donde el calor se propaga por conducción. Dicho esto, el patrón observado se debe al hecho de que las paredes de estas unidades son masivas y, por lo tanto, la propagación del calor es menor en estas regiones que en los bloques de paredes huecas.

### 3.3. Desplazamientos Longitudinales

Los desplazamientos presentados en este ítem tratan con los movimientos dentro del plano de las paredes. Se midieron las dilataciones o contracciones de los bloques en las direcciones vertical y horizontal: CG 1 y CG 2, respectivamente, así como el aplastamiento o el espaciado de las juntas de la mampostería, también verticalmente (CG3) y horizontalmente (CG4).

Para analizar los resultados, se consideraron los datos obtenidos en los primeros 150 minutos de exposición. Después de este período, podrían sufrir interferencias de temperatura, ya que, en este momento del ensayo, el calentamiento de la cara no expuesta al calor alcanzó aproximadamente su máximo, también calentando los calibradores de clip utilizados en la instrumentación. Los valores negativos en los gráficos representan el cierre de los transductores de desplazamiento, mientras que los valores positivos indican su apertura.

Una de las observaciones que pueden hacerse a partir de los resultados presentados es que las muestras con juntas más flexibles tienden a permitir que el bloque se dilate, formando un sistema más deformable en comparación con los demás. Este comportamiento se puede observar en la muestra P1, por ejemplo, donde los transductores fijados al bloque central - CG 1 y CG 2 - mostraron un comportamiento que indica expansión en ambas direcciones (Figura 12). El inicio de la dilatación coincide con el momento en que la temperatura de la superficie exterior comienza a elevarse.

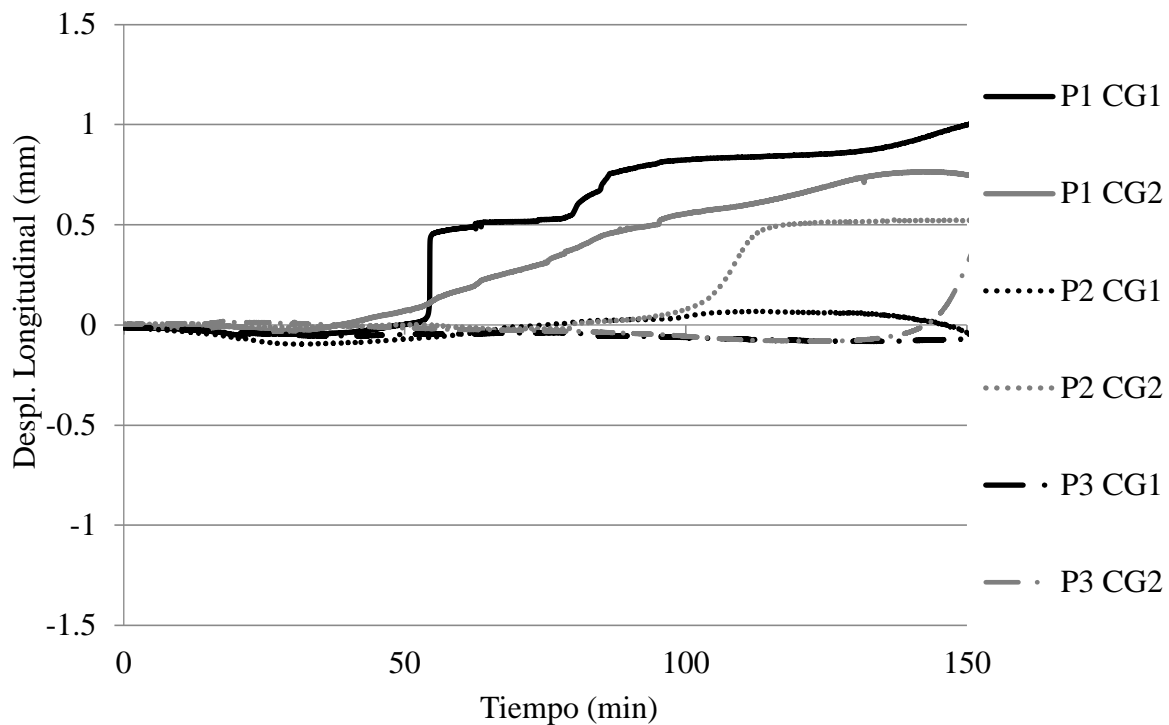


Figura 12. Desplazamientos longitudinales de los bloques – Grupo 01.

Para la muestra P2, aunque el mortero tenía una resistencia ligeramente superior a la del primero, la expansión del bloque no fue la misma. Esto puede deberse al hecho de que la restricción lateral fue más efectiva, o debido a la mayor rigidez del bloque, que tiene paredes masivas, no huecas, para darle una mayor resistencia. En el caso de la muestra P3, el bloque prácticamente no mostró movimiento durante el período considerado. Este comportamiento se atribuyó al mejor aislamiento térmico observado para esta muestra, que mostró poco aumento de temperatura en los primeros períodos, sufriendo así un menor movimiento térmico. Lo mismo es cierto para la muestra P6, que tiene un mejor aislamiento térmico debido al recubrimiento de su cara.

Al mejorar la resistencia del mortero hasta el punto de alcanzar o incluso exceder la resistencia del bloque, como en el caso de P5, la junta ya no absorbe las deformaciones, transfiriendo así las tensiones de compresión al bloque, denotadas por los valores negativos de CG2 (Figura 13). Lo mismo es cierto para la muestra con mortero polimérico (P7), que, debido a que es poco deformable, también transfiere tensiones al bloque, haciendo que se comprima en ambas direcciones: CG1 y CG2 (Figura 14).

Estas transferencias de tensión de compresión al bloque pueden indicar una señal de advertencia para la posible aparición de desprendimiento en mampostería cuando se realiza con mortero de alta resistencia. En la muestra P7, por ejemplo, construida con mortero polimérico, fue posible visualizar en el bloque una grieta de mayor expresión, incluso con una unidad de pared masiva. Esta grieta puede estar relacionada con los esfuerzos de compresión que sufre.

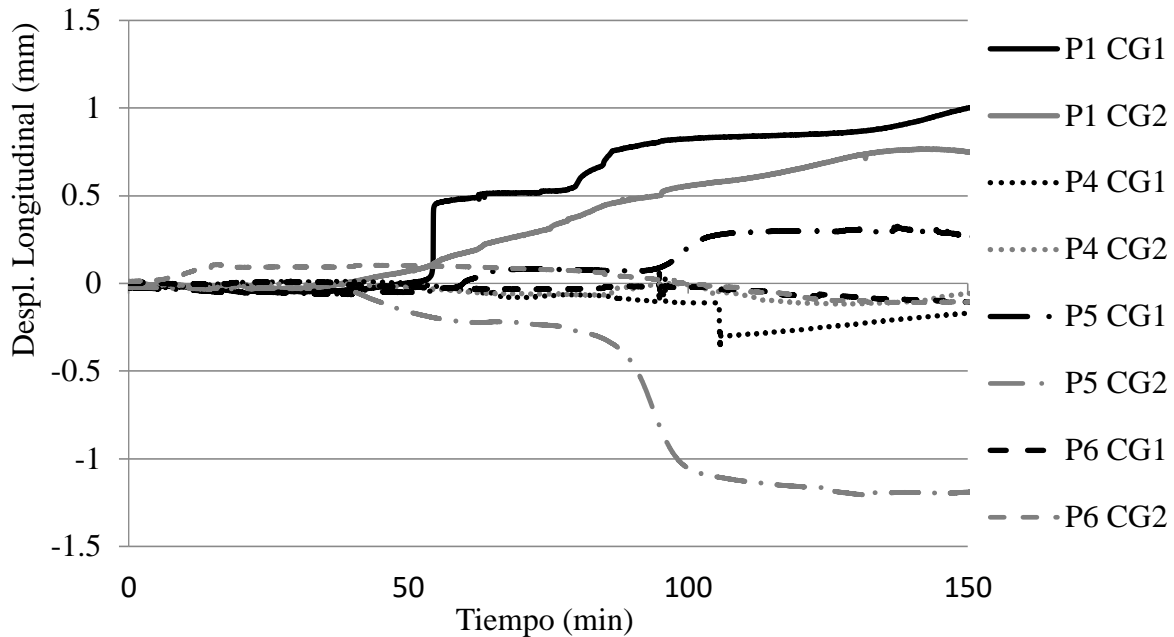


Figura 13. Desplazamientos longitudinales de los bloques – Grupo 02.

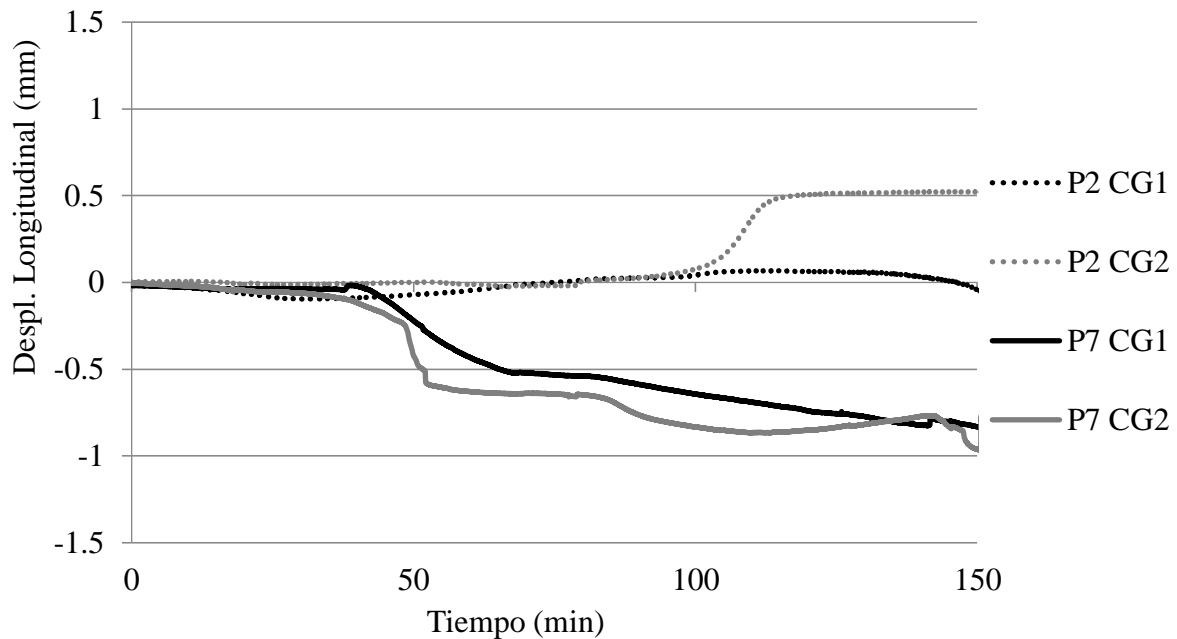


Figura 14. Desplazamientos longitudinales de los bloques – Grupo 03.

Aunque no se observó el desprendimiento en las pruebas realizadas, estamos comenzando a comprender mejor las características que podrían facilitar este fenómeno en paredes de tamaño real, como se observó en los estudios de Nguyen y Meftah (2012) y Souza (2017).

En casi todos los casos, la junta horizontal, monitoreada por CG 3, tiene cierre, lo que indica su compresión (Figuras 15 y 16). Dicha manifestación puede ser causada por la carga vertical aplicada a la muestra, o por la expansión de los bloques adyacentes, o por una combinación de ambos. La excepción a este patrón es el de la muestra P7, donde la junta horizontal inicialmente se comporta como las otras, mostrando compresión, y luego invierte su movimiento, denotando la apertura de la junta (Figura 17). Este hecho puede ser causado por la degradación y pérdida de resistencia del mortero en la cara interna de la pared.

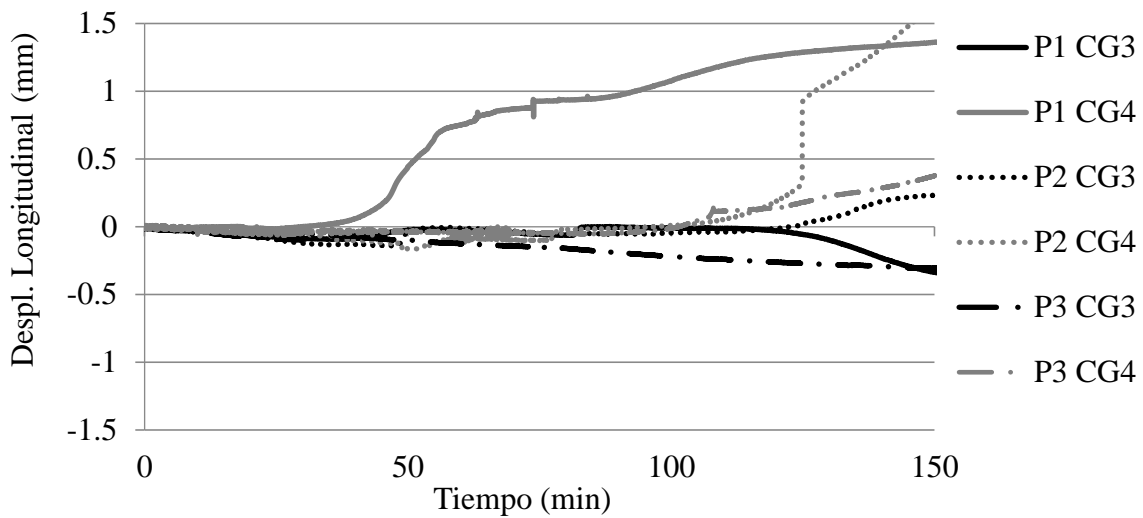


Figura 15. Desplazamientos longitudinales de las juntas – Grupo 01.

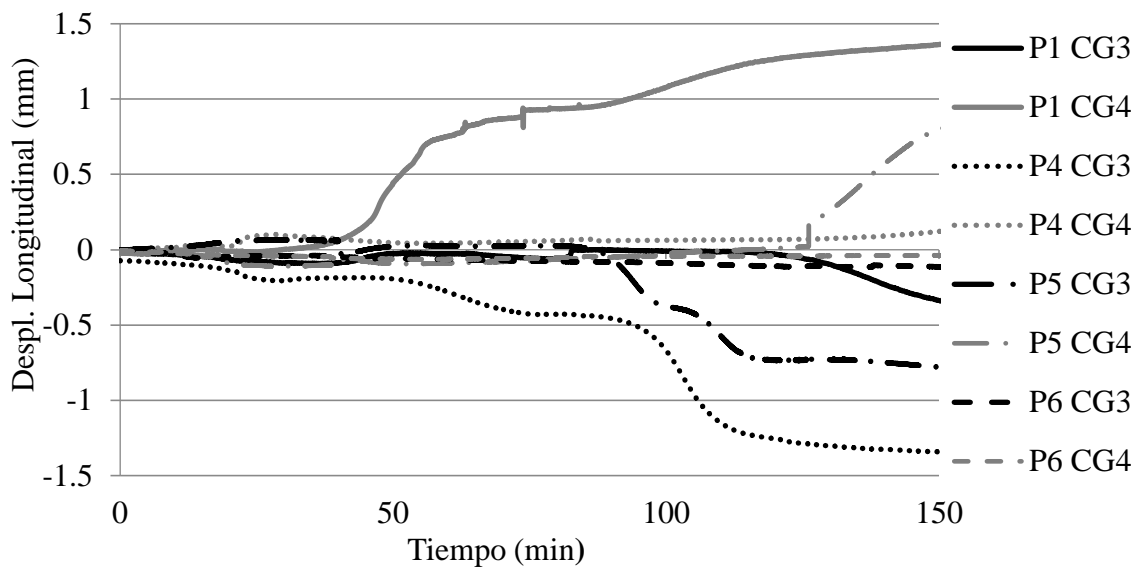


Figura 16. Desplazamientos longitudinales de las juntas – Grupo 02

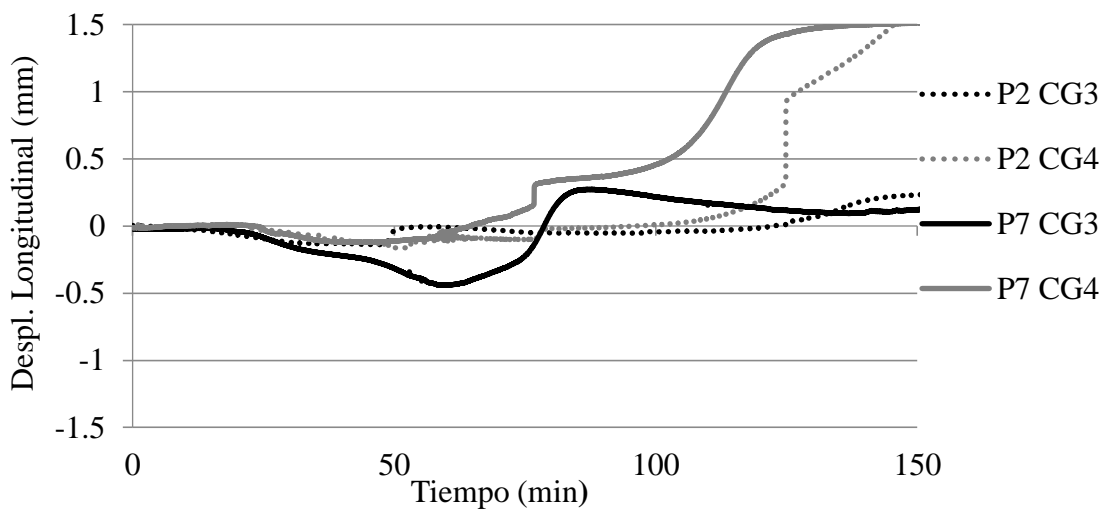


Figura 17. Desplazamientos longitudinales de las juntas – Grupo 03

El movimiento de apertura de CG 4, manifestado para la mayoría de los resultados, puede haber sido el resultado de un movimiento de la pared en su conjunto, que podría expandirse lateralmente debido a una restricción ineficiente en esa dirección. Es posible que el mortero utilizado para tapar las muestras no ofrezca suficiente resistencia para evitar la deformación. Por lo tanto, el efecto de aplastamiento de la junta entre los bloques se visualiza mejor en la dirección vertical por medio del *clip gage* 3, ya que en esta dirección la aplicación de carga hace que la restricción sea más efectiva. En general, los resultados presentados aquí constituyen una contribución importante al avance de la investigación con respecto al comportamiento mecánico de la mampostería expuesta a altas temperaturas, así como también contribuyen al conocimiento sobre la influencia de los tipos de materiales utilizados en la construcción de la mampostería en los resultados obtenidos, sujetos clasificados como escasos o ausentes en el estudio de Russo y Sciarretta (2013).

## 4. CONCLUSIONES

Las paredes probadas presentaron un buen rendimiento frente a la acción de altas temperaturas. Estas presentaban grietas predominantemente verticales después de la exposición, especialmente en la cara expuesta al calor. El mortero de colocación de la mampostería perdió significativamente su fuerza. En las muestras recubiertas, el mortero de recubrimiento se separó completamente del sustrato a medida que aumentaba la temperatura.

Se pudo inferir que el aumento del grosor del bloque y, sobre todo, el uso de revestimiento de mortero atenúa la propagación de calor a la cara no expuesta.

El análisis de los datos obtenidos para los desplazamientos longitudinales indicó que las juntas más flexibles forman un sistema más deformable en comparación con las demás, permitiendo que el bloque se dilate en ambas direcciones en el plano. La elevación de la resistencia del mortero de las juntas para que sea igual o superior a la resistencia de las unidades de mampostería puede representar un riesgo para el elemento ya que la absorción de tensión por las juntas se reduce para transferir las tensiones al bloque. Lo mismo se aplica al mortero polimérico debido a su baja deformabilidad.

Con los datos obtenidos es posible observar la gran cantidad de variables que pueden influir en el comportamiento de los elementos de mampostería, que es un método constructivo con propiedades de difícil comprensión en un escenario de incendio. Es de destacar que las dimensiones de las muestras estudiadas, al reducirse en relación con la realidad, les atribuyen una mayor rigidez, lo que sin duda influye en el comportamiento mecánico de los elementos.

## 5. REFERENCIAS

Al-Sibahy, A., Edwards, R. (2013), *Behaviour of masonry wallettes made from a new concrete formulation under combination of axial compression load and heat exposure: Experimental approach*. Engineering Structures, v. 48, p. 193–204, 2013.

<http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.09.028>

Associação Brasileira De Normas Técnicas. (2001), *NBR 5628: componentes construtivos estruturais - determinação da resistência ao fogo*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira De Normas Técnicas. (1980), *NBR 6120 - Cargas para o cálculo de estruturas de edificações*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira De Normas Técnicas. (2001b), *NBR 14432 - Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações - Procedimento*. Rio de Janeiro.

Ayala, F. R. R. (2010). *Mechanical properties and structural behaviour of masonry at elevated temperatures*. Tese (Doutorado) - University of Manchester, Faculty of Engineering and Physical Sciences. p. 294.

- Beber, A. J. (2003). *Comportamento Estrutural de Vigas de Concreto Armado Reforçadas com Compósitos de Fibra de Carbono*, p. 317.
- British Standards Institution. (1987). *BS 476: fire tests on building materials and structures*. London.
- International Organization For Standardization. (1994). *ISO 834: fire-resistance tests - Elements of building construction*. Genève.
- Li, Y., Lu, X., Guan, H., Ying, M., Yan, W. (2015). *A Case Study on a Fire-Induced Collapse Accident of a Reinforced Concrete Frame-Supported Masonry Structure*. Fire Technology. <https://doi.org/10.1007/s10694-015-0491-0>
- Navarro, M. C., Ayala, F. R. R. (2015). *Degradación de Materiales de la Construcción Ante la Acción de Altas Temperaturas*. Congreso Internacional de Ciencias de la Ingeniería, 2., 2015. Los Mochis. Anais... . Los Mochis.
- Nguyen, T. D., Meftah, F. (2012). *Behavior of clay hollow-brick masonry walls during fire. Part 1: Experimental analysis*. Fire Safety Journal, v. 52, p. 55–64. <https://doi.org/10.1016/j.firesaf.2012.06.001>
- Russo, S., Sciarretta, F. (2013). *Masonry exposed to high temperatures: Mechanical behaviour and properties - An overview*. Fire Safety Journal, v. 55, p. 69–86, Elsevier.
- Shields, T. J., Connor, D. J. O., Silcock, G. W. H., Donegan, H. A. (1988). *Thermal bowing of a model brickwork panel*. International brick/block masonry conference, 8., 1988. Dublin. Anais... Dublin: Elsevier Applied Science, v. 2. p.846–856.
- Souza, R. P. (2017). *Avaliação da influência da espessura do revestimento argamassado e do carregamento no comportamento de alvenaria frente a altas temperaturas*. Dissertação (Mestrado) - Universidade do Vale dos Sinos. São Leopoldo. 138 p.

## El incendio y colapso del edificio Wilton Paes de Almeida en São Paulo, Brasil: lecciones aprendidas

P. Helene<sup>1\*</sup> , J. Pacheco<sup>2</sup>, D. Couto<sup>3</sup> 

\*Autor de Contacto: [paulo.helene@concretophd.com.br](mailto:paulo.helene@concretophd.com.br)

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v10i1.419>

Recepción: 07/06/2019 | Aceptación: 22/11/2019 | Publicación: 30/12/2019

### RESUMEN

El objetivo de este trabajo fue realizar un diagnóstico que explique el mecanismo de colapso, en apenas 80 minutos, del edificio Wilton Paes de Almeida, lo cual fue sorprendente para la ingeniería del concreto estructural. Incendios anteriores, como el del Edificio Andraus, el Joelma y la Gran Avenida, resistieron más de 4 h de fuego sin derrumbarse y se encuentran actualmente en uso. Para entender ese colapso inusitado, se realizó una investigación experimental de las características y propiedades del concreto y de la armadura empleados en esa estructura, con base en un "proyecto estructural hipotético" que consideró las características reales de los materiales empleados. A partir del diagnóstico se establecieron recomendaciones para que casos como éste no se repitan.

**Palabras clave:** colapso, edificio Wilton Paes de Almeida, diagnóstico.

**Citar como:** Helene, P., Pacheco, J., Couto, D. (2020), "El incendio y colapso del edificio Wilton Paes de Almeida en São Paulo, Brasil: lecciones aprendidas", Revista ALCONPAT, 10 (1), pp. 114 – 131, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v10i1.419>

<sup>1</sup> Professor Titular da EPUSP. PhD Engenharia, São Paulo, Brasil.

<sup>2</sup> PhD Engenharia, São Paulo, Brasil.

<sup>3</sup> Universidade Estadual de Campinas (UNICAMP). PhD Engenharia, São Paulo, Brasil.

### Información Legal

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

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

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

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

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

## **Fire and Collapse of the Wilton Paes de Almeida Building in São Paulo, Brasil: lessons learned**

### **ABSTRACT**

The objective of this work was to make a diagnosis that explains the mechanism of collapse, in just 80 minutes, of the Wilton Paes de Almeida building, which was surprising for the engineering of structural concrete. Previous fires, such as that of the Andraus Building, the Joelma and the Great Avenue, withstood more than 4 hours of fire without collapsing and are currently in use. To understand this unusual collapse, an experimental investigation of the characteristics and properties of the concrete and the reinforcement used in that structure was carried out, based on a "hypothetical structural project" that considered the actual characteristics of the materials used. Based on the diagnosis, recommendations were established so that cases like this do not recur.

**Keywords:** collapse, Wilton Paes de Almeida building, diagnosis.

### **Colapso do Edifício Wilton Paes de Almeida – SP: lições aprendidas**

### **RESUMO**

O objetivo deste trabalho foi fazer um diagnóstico que explique o mecanismo de colapso, em apenas 80 minutos, do edifício Wilton Paes de Almeida, o que foi surpreendente para a engenharia de concreto estrutural. Incêndios anteriores, como o Edifício Andraus o Joelma e o Grande Avenida, resistiram a mais de 4 horas de incêndio sem desmoronar e estão atualmente em uso. Para entender esse colapso incomum, foi realizada uma investigação experimental das características e propriedades do concreto e da armadura usada nessa estrutura, com base em um "projeto estrutural hipotético" que considerou as características reais dos materiais utilizados. Com base no diagnóstico, foram estabelecidas recomendações para que casos como esse não se repitam.

**Palavras-chave:** colapso, edifício Wilton Paes de Almeida, diagnóstico.

## **1. INTRODUCCIÓN**

El estudio experimental de estructuras de hormigón bajo altas temperaturas, incendios, exige altos recursos financieros y una gran estructura de laboratorio instalada, lo que permite probar partes significativas de una estructura de hormigón armado, con cimientos, columnas/pilares, vigas y losas, además de la interacción no despreciable con la mampostería. Esta capacitación aún no existe en todo el mundo y en la bibliografía tecnocientífica, solo existe el registro del experimento realizado en el Laboratorio de Cardington (CHANA; PRECIO, 2003).

Hasta ahora, la Ingeniería se ha contentado con extrapolar los resultados obtenidos de especímenes y pequeños elementos estructurales, aislados y la mayoría de las veces sin carga, para originar "modelos" muy creativos que nos permitan predecir el comportamiento de la estructura real, frente a un fuego

Otra dificultad importante es el hecho de que todos los resultados limitados de las pruebas de laboratorio dependen de un "fuego" estándar diseñado por una curva ISO 834 (1999) o ASTM E119 (2019) que en la mayoría de las veces no corresponde al fuego real.

Dadas estas limitaciones insuperables hasta la fecha, este artículo, así como otros, por ejemplo, los artículos sobre el incendio del edificio Windsor en Madrid en 2005, investigados por Alonso (2008) del IET (Instituto Eduardo Torroja del Cemento y Concreto) y Calavera Ruiz y col. (2005) por INTEMAC (Instituto Técnico de Materiales y Construcciones), y el informe de colapso de las Torres del World Trade Center, donde los estudios culminaron en el cambio de altos estándares de diseño de edificios (NIST, 2005), estudian los casos de incendios reales, que buscan extraer



lecciones que a menudo son imposibles a partir de pruebas de laboratorio costosas y limitadas. En opinión de estos autores, la mayor contribución es reunir toda la información posible de un evento desastroso como el colapso ocurrido en solo 80 minutos, del Edificio Wilton Paes de Almeida, para permitir un diagnóstico del evento y así comprender un poco más sobre la complejidad de los estudios de predicción del comportamiento de estructuras de hormigón armado bajo fuego. Por lo tanto, la contribución científica está bien caracterizada en la investigación realizada, buscando información y datos que puedan explicar este colapso temprano de estructuras de hormigón armado bajo fuego. Por lo tanto, la contribución científica está bien caracterizada en la investigación realizada, buscando información y datos que puedan explicar este colapso temprano.

## 1. HISTORIA

Comenzado a principios de la década de 1960, el edificio Wilton Paes de Almeida fue completado en 1968 por la empresa constructora Morse & Bierrenbach, para servir como sede del conglomerado empresarial del político y empresario Sebastião Paes de Almeida. El edificio ocupaba un terreno de 650 m<sup>2</sup> y su área construida totalizaba 12,000 m<sup>2</sup> (Aleteia, 2018).

Con las características del típico edificio miesiano, tenía una estructura de hormigón armado, con solo cuatro (4) columnas/pilares empotrados de hormigón armado con sección "H", que soportaba losas de hormigón acanalado en la región central y un voladizo de losa masiva en la periferia (Figura 1). En la fachada, el grosor delgado de las losas hizo posible utilizar un marco de ventana de aluminio igualmente delgado que fija las láminas de vidrio verde de la casa Rayban, sistema ese denominado de piel de vidrio.

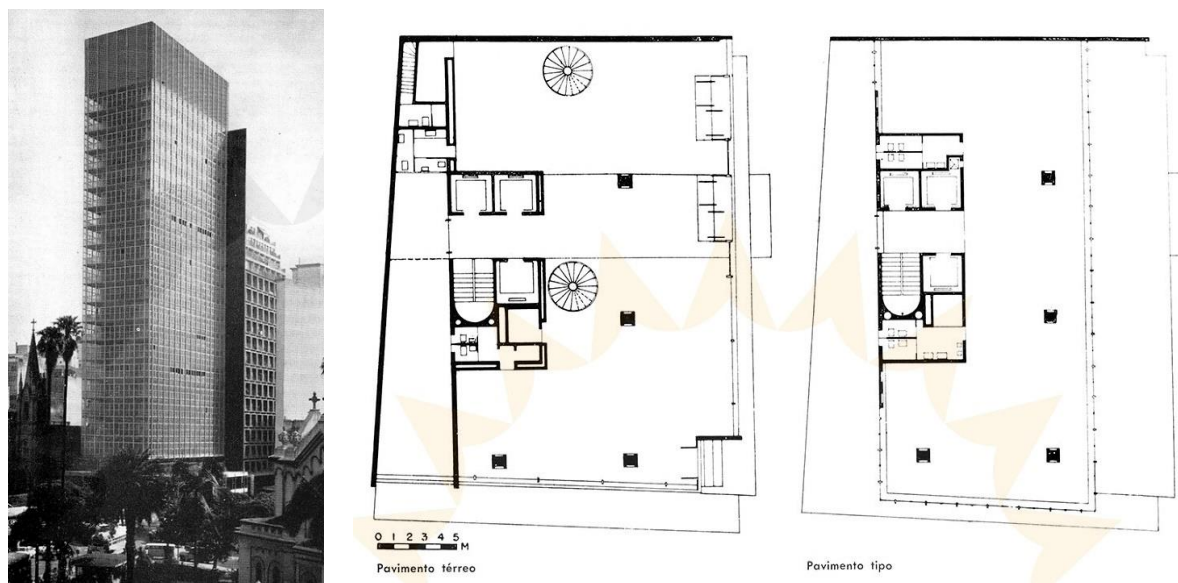


Figura 1. Vista del edificio Wilton Paes de Almeida y planos de planta baja y tipo (fuente: Acrópole Magazine, 1965)

La principal empresa que ocupó el edificio en sus inicios fue CVB (Compañía Comercial de Vidrio de Brasil). Después de un año de actividad de CVB, el edificio tenía, también, una agencia de Caixa Econômica Federal en la planta baja.

Considerado un hito de desarrollo porque es el primer edificio en el país con una fachada de piel de vidrio, fue, en 1992, considerado histórico, por el Consejo Municipal para la Preservación del Patrimonio Histórico, Cultural y Ambiental de la Ciudad de São Paulo (CONPRESP).

Posteriormente, el edificio recibiría un puesto del INSS y a principios de la década de 2000 comenzó a albergar a la Policía Federal. Durante este período, no hay registros de renovaciones significativas para mantener el edificio en buenas condiciones.

Años más tarde, ambas agencias públicas dejaron Wilton Paes de Almeida para que quedara a la venta en febrero de 2015 por la Secretaría del Patrimonio Sindical (SPU) del Ministerio de Ciudades. Con la duración del proceso y la falta de interesados en la compra, el edificio fue invadido por personas pobres y sin hogar (News Rondonia, 2018).

Al amanecer del primer día de mayo de 2018, un incendio provocó el colapso del edificio Wilton Paes de Almeida. El incendio comenzó alrededor de la 1h30 a.m. y las llamas comenzaron con un probable cortocircuito en el quinto piso (G1, 2018).

En poco tiempo, debido a las características constructivas del edificio, el fuego se propagó rápidamente a través de los otros pisos, tanto hacia arriba (como se esperaba) como hacia abajo (inesperado), tomando toda la estructura, desde la planta baja hasta el techo. Alrededor de las 2h50 a.m., todo el edificio, todavía en llamas, se derrumbó sobre sí mismo (Figura 2), causando la muerte de siete personas y muchos daños a los edificios vecinos, así como grandes problemas para las familias e interrupción del tráfico y de la libre circulación de personas en la región.



Figura 2. Edificio Wilton Paes de Almeida después de su colapso (fuente: colección personal de Paulo Helene).

Con ese colapso en la plaza Paissandu, es evidente las diversas pérdidas y riesgos que la falta de mantenimiento y negligencia con el patrimonio puede causar a la sociedad. Hubo siete personas que perdieron la vida, unas 92 familias que perdieron el techo que las albergaba; 220 millones de brasileños que perdieron una propiedad de la Unión valorada en más de US\$ 7 millones, e innumerables otros inconvenientes para las personas que viven y trabajan en las propiedades que rodean el edificio derrumbado (Figura 3).



Figura 3. Daño a la Iglesia Luterana, junto a Ed. Wilton Paes de Almeida (fuente: colección personal de Paulo Helene)

Dado el inusual colapso de este edificio, el PMSP (Ayuntamiento de São Paulo) a través del Prof. Vitor Castex Aly, Secretario de Infraestructura, y el Ing. Julio Timerman, presidente de IBRACON (Instituto Brasileño del Concreto), firmaron un protocolo de cooperación técnica para permitir los estudios de ese caso, que quedó bajo la responsabilidad científica del Director Técnico de IBRACON, Prof. Paulo Helene.

## 2. SEGURIDAD CONTRA INCENDIOS DEL EDIFICIO

El colapso prematuro en solo 80 minutos del edificio Wilton Paes de Almeida (WPA) sorprendió la ingeniería de las estructuras de hormigón. Desde la concepción de este sistema de construcción, patentado por François Hennebique en 1892, quien utilizó como eslogan de su publicidad "plus d'incendies désastreux", es decir, nunca más incendios desastrosos, se sabe que el hormigón armado tiene una alta resistencia estructural, a la acción del fuego y del clima. Un ejemplo de esta durabilidad se puede ver en la Figura 4, que muestra el primer edificio realizado en 1900 con elementos estructurales de hormigón armado, ubicado en la Rue Danton, 1, París - Francia, con el sistema Hennebique, que todavía está en pleno uso hoy en día.



Figura 4. Primer edificio del mundo diseñado con el sistema Hennebique (119 años de buen servicio a la sociedad) (fuente: colección personal de Paulo Helene).

Desde 1900 hasta hoy día, ha habido una gran evolución del hormigón y con la llegada del hormigón de alta resistencia, por encima de 100 MPa, volvieron las dudas sobre el buen comportamiento del hormigón bajo fuego. Los estudios realizados por Britez (2013) con columnas/pilares de hormigón de alta resistencia (140 MPa) sometidos a altas temperaturas desmitificaron las creencias y dudas de la época en que el hormigón de alta resistencia "explotó" en una situación de incendio, presentando un pronunciado efecto de desprendimiento, lo que podría conducir al colapso temprano de edificios diseñados con este tipo de concreto.

Las columnas/pilares probados, hechos de hormigón armado coloreado, presentaron un rendimiento excelente, manteniendo sus bordes intactos. La reducción en la resistencia a la compresión del hormigón solo se observó en las regiones periféricas, aproximadamente 3 cm, bajo una exposición al fuego de 180 minutos. El acero del refuerzo no perdió resistencia después del enfriamiento y el contenido de portlandita presente en la muestra también indicó que la profundidad de la acción nefasta del fuego era muy superficial, máximo de 3 cm en 3 h de fuego estándar.

Corroborando la afirmación de que el hormigón presenta un excelente desempeño contra la acción del incendio, incendios anteriores como del Edificio Andraus, Joelma y del Edificio Grande Avenida, todos en São Paulo y construidos en los mismos años 60, resistieron más de 4 h de incendio sin colapso y actualmente están en uso normal.

Este colapso prematuro del WPA debe considerarse un hecho grave, tanto desde el punto de vista de la evacuación de los edificios por parte de los usuarios, como desde el punto de vista de la seguridad de los bomberos en sus actividades de rescate y extinción de incendios, así como la seguridad del vecindario circundante que no puede ser golpeado por los detritos, es decir, los edificios no pueden colapsar tan rápido frente a un incendio.

### **3. RECONSTRUCCIÓN de la ESTRUCTURA**

Bajo un arduo trabajo de anamnesis para obtener información y diseños del edificio, algunos planos arquitectónicos que describen la geometría de los pilares se encontraron en los registros de FAU.USP (Facultad de Arquitectura de la Universidad de São Paulo). De manera interesante y sorprendente, la sección exterior de las columnas/pilares era cuadrada y constante con 85 cm de lado, pero su robusta sección transversal en forma de H era escalonada y variable de piso a piso. Además, dos caras opuestas definieron un "shaft" (fuste/hueco) que era continuo a lo largo de la altura de la columna, desde el subsuelo hasta el techo, como se muestra en la Figura 5. Estos huecos fueron diseñados y construidos para alojar la circulación del aire acondicionado central.

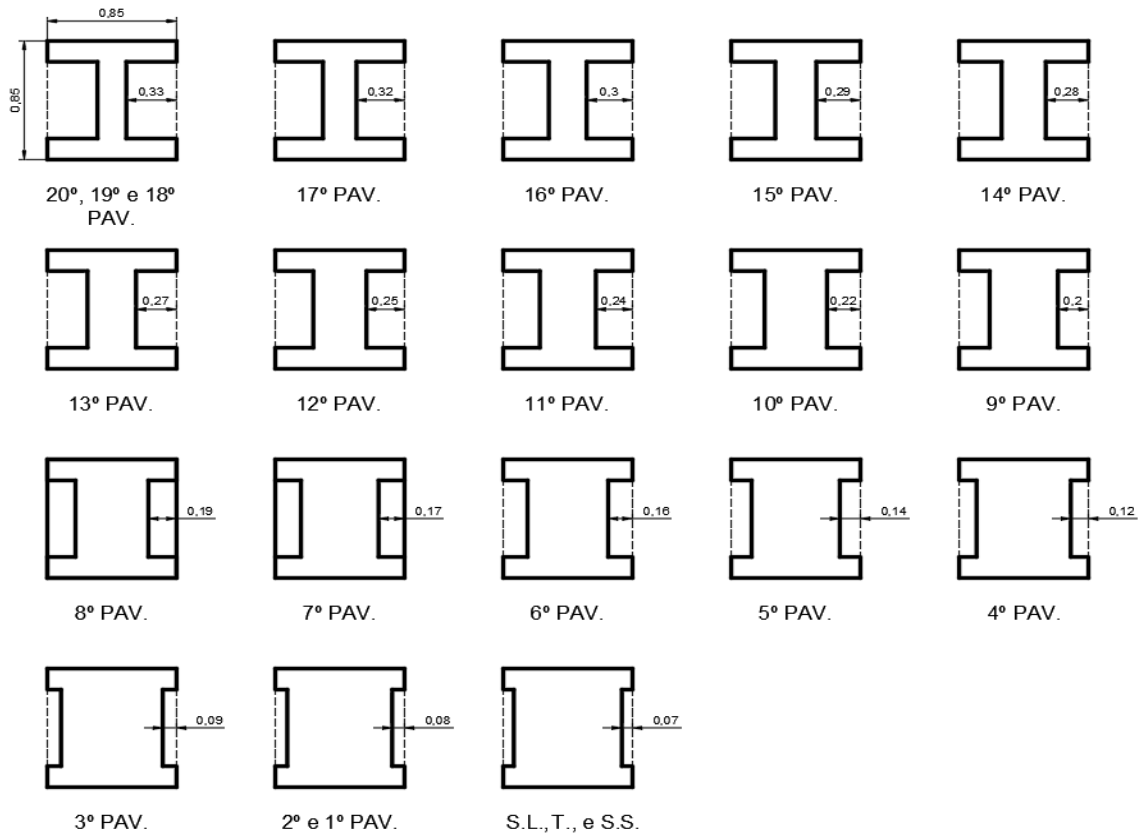


Figura 5. El escalonamiento de las columnas/pilares  
(fuente: proyecto de arquitectura ejecutiva encontrado en la biblioteca FAU.USP)

Junto con estas plantas se verificaron en los archivos de la SPU (Secretaría del Patrimonio de la Unión) varios proyectos de adaptación realizados y propuestos durante los años de funcionamiento del edificio que fue sede de la Policía Federal, Caixa Econômica y otras empresas. El ingeniero Leandro Coelho de SPU proporcionó fotos de su colección personal tomadas a lo largo de los años, donde fue posible confirmar, con cierto grado de precisión, la tipología estructural empleada en el edificio Wilton Paes de Almeida (Figura 6).



Figura 6. Columna de hormigón, donde se puede ver la "H", que en realidad es un hueco para aire acondicionado y la losa y vigas. (fuente: colección personal de Leandro Coelho)

Las losas del edificio eran nervadas y se moldearon en el sitio con un grosor de mesa superior de

6 cm (Figura 7). Las costillas tenían 10 cm de ancho y 28 cm de alto hasta el fondo de la losa o la mesa superior, y estaban separadas cada 50 cm. Desde las columnas/pilares hasta el límite donde se instaló la piel de vidrio, la losa estaba en equilibrio, con una sección triangular masiva que se reducía en función de la distancia a la columna/pilar (Figura 8).

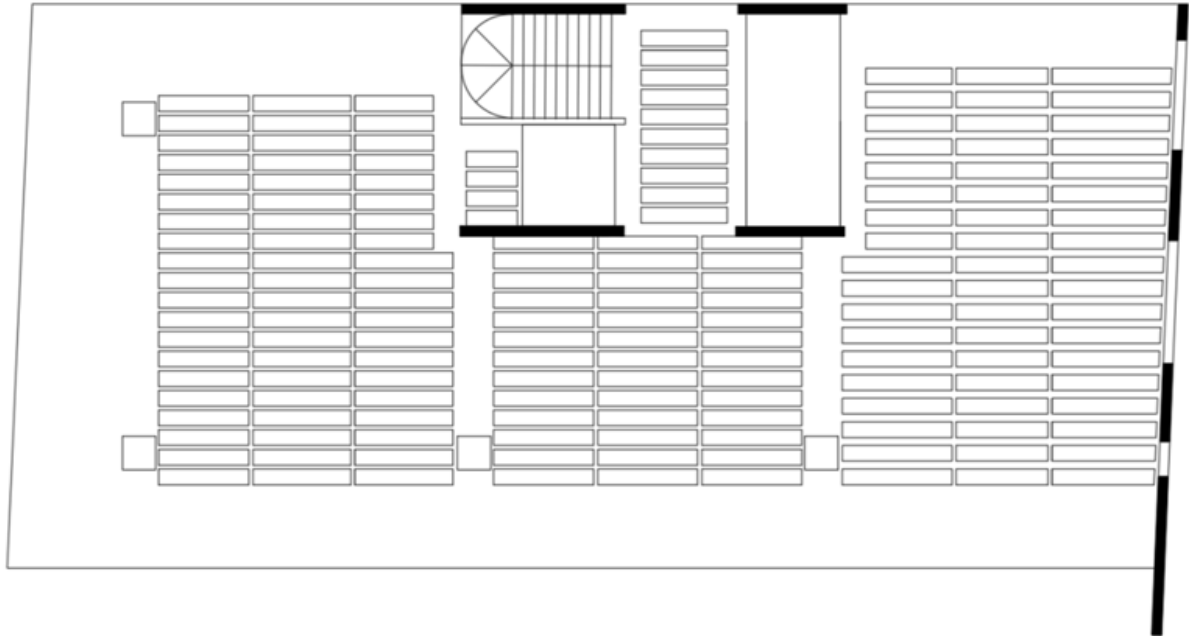


Figura 7. Esquema de la losa nervada (Fuente: FAU-USP)

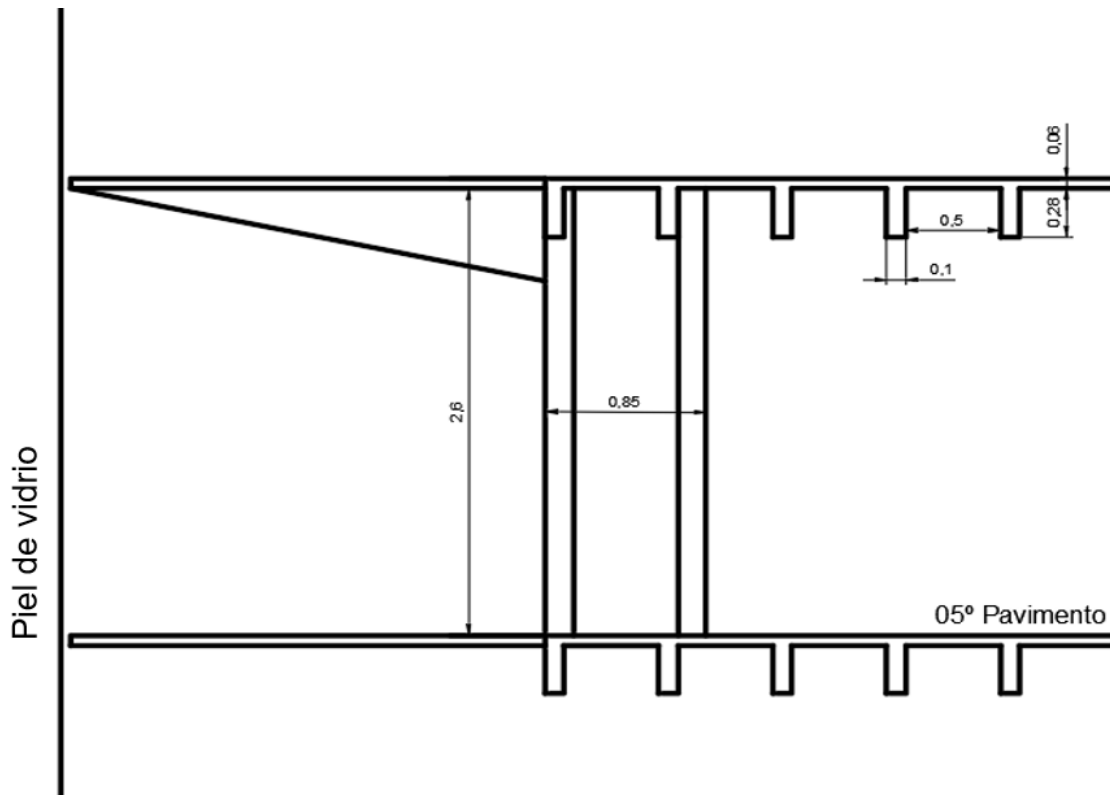


Figura 8. Corte de la losa nervada (Fuente: FAU-USP)

Por lo tanto, el sistema estructural principal de la estructura, responsable de su estabilidad, estaba compuesto por columnas/pilares de concreto con sección "H", formando pórticos en una sola dirección con vigas con bandas, a la misma altura de la losa, agregadas a las paredes de concreto de las cajas de ascensor y escalera. Además, una gran pared reticulada, compuesta por columnas/pilares, vigas y mampostería, formando una pared estructural de divisa con un vecino, como se puede observar en el modelo hipotético presentado en la Figura 9.



Figura 9. Perspectivas frontal y posterior de la estructura de Ed. Wilton Paes de Almeida (fuente: interpretación de proyectos existentes en FAU-USP, SPU y Acrópole Magazine).

#### 4. PROPIEDADES DEL HORMIGÓN ARMADO

A continuación, se presentarán las actividades de recolección de muestras y el plan de ensayos establecido para conocer las propiedades físicas y mecánicas de los materiales utilizados.

##### 5.1 Recolección de muestras

Se seleccionaron dos muestras grandes de la superestructura colapsada del edificio para las pruebas de caracterización, una sección de losa y una sección de columna/pilar (Figura 10).



Figura 10. Secciones de losa en voladizo y columnas/pilares recogidos de los escombros para los ensayos (fuente: colección personal de Paulo Helene)

## 4.2 Plan de Ensayos

Con respecto a las muestras de hormigón, se establecieron las siguientes actividades y pruebas específicas: levantamiento geométrico; extracción de testigo; caracterización mineralógica del agregado; apreciación petrográfica de minerales naturales; resistencia a la compresión; resistencia a la tracción; esclerometría; ultrasonido; módulo de elasticidad; prueba de absorción de agua; índice de vacíos; masa específica; reconstitución de mezcla; difracción de rayos X; análisis termodiferenciales y termogravimetría; carbonatación.

Con respecto a las muestras de acero, se establecieron las siguientes actividades y pruebas específicas: tipología del acero empleado; composición química y metalúrgica; tracción plegable estiramiento y metalografía.

## 4.3 Resultados - hormigón

Los resultados de los ensayos realizados en hormigón se pueden consultar en su totalidad en el informe de diagnóstico completo preparado por los autores (Helene et. al., 2019), pues acá se presenta solo su análisis.

### 5.3.1 Esclerometria

El ensayo de "evaluación de la dureza de la superficie por esclerómetro de reflexión" se realizó en los laboratorios de la Universidad Presbiteriana Mackenzie (UPM), de acuerdo con ABNT NBR 7584: 2013. Se realizaron 224 impactos en 14 áreas de prueba diferentes, la mitad de ellas en superficies expuestas al fuego y la otra mitad en superficies cortadas (núcleo), denominadas cara expuesta y núcleo, respectivamente.

Se observó que hubo una reducción significativa en los valores del índice de reflexión obtenidos de las caras externas en relación con los valores obtenidos del núcleo. En las caras que fueron golpeadas por las llamas, se obtuvo un valor de índice de reflexión promedio del 24% (correspondiente a la resistencia a la compresión cilíndrica de  $16 \pm 4.8$  MPa), mientras que las mediciones tomadas en el núcleo fornecieran un valor promedio del 30% (correspondiente a la resistencia a la compresión cilíndrica de  $26 \pm 6,3$  MPa).

### 5.3.2 Sección transversal de la columna

Después del corte de diamante de la sección de la columna recolectada de los escombros, fue evidente la disposición del refuerzo dentro de la columna, y luego fue posible reconstruir la sección transversal del estiramiento de la columna muestreada, como se muestra en la Figura 11.

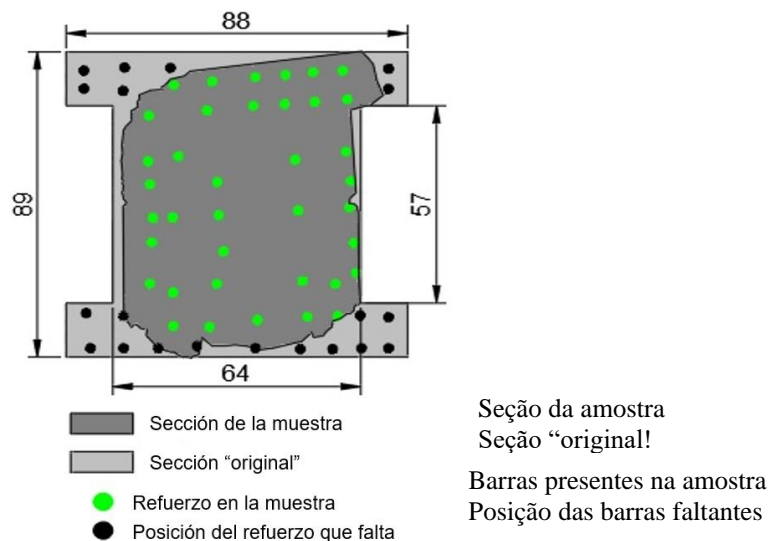


Figura 11. Reconstitución de la sección transversal de la columna recuperada de escombros/detritos.



Con el conocimiento de la sección transversal, la disposición de las barras de acero y sus respectivos diámetros promedio, fue posible estimar la tasa de refuerzo longitudinal en aproximadamente 3%, que es convencional para edificios de varios pisos.

La cubierta de refuerzo, una verificación importante de los criterios de durabilidad y resistencia al fuego, varió de 1 cm a 5 cm en la muestra recolectada, lo que, una vez más, mostró una falta de control y cuidado, típico y común en la época de la ejecución del edificio

Desde el punto de vista de la resistencia al fuego, la cubierta (C1) que se utiliza para el cálculo de la resistencia al gradiente térmico, se extiende desde la cara externa de la columna hasta el centro del refuerzo principal, que en este caso varió de 2.5 cm a 6.5 cm.

Todavía en la sección de columna recogido, se encontró la intersección pilar-losa, y su armadura evidente. Por lo tanto, fue posible determinar la disposición del refuerzo en la viga que soportaba la losa (Figura 12).

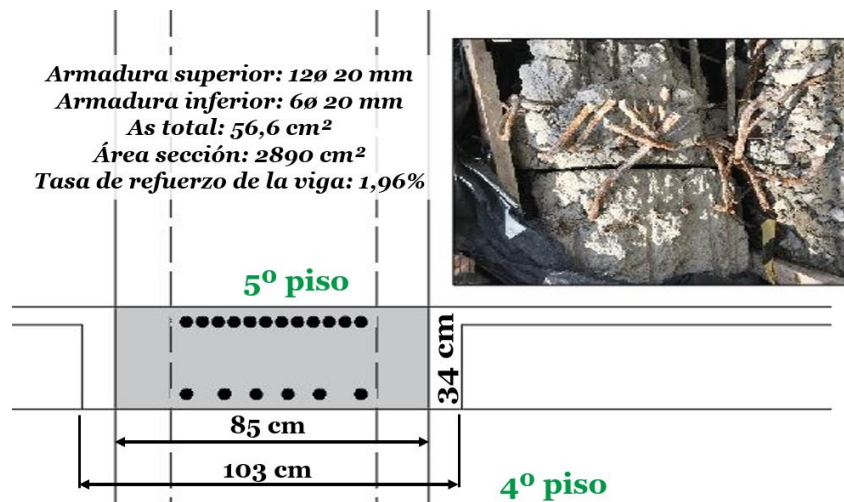


Figura 12. Configuración del refuerzo de la viga (idealizado).

### 5.3.3 Extracción de testigos

Las pruebas de extracción se realizaron en UPM. Además de las pruebas de resistencia a la compresión uniaxial y resistencia a la tracción diametral, varios análisis químicos y físicos dependieron sustancialmente de la disponibilidad de muestras en proporciones apropiadas para realizarlas; así, la extracción de muestras para las pruebas fue fundamental.

En total, se realizaron 16 extracciones, de las cuales solo 06 (seis) podrían caracterizarse como núcleos utilizables para la resistencia mecánica, debido a la gran cantidad de grietas internas, como se muestra en la Figura 13. Estas grietas posiblemente fueron causadas por una deficiente densificación del concreto en el momento de la construcción del edificio y, muy probablemente, también por los esfuerzos dinámicos resultantes de la caída de la superestructura durante el colapso del edificio.



Figura 13. Grietas visibles durante la extracción y testigo descompuesto. (fuente: colección personal de Paulo Helene)

#### 5.3.4 Resistencia a la compresión

Las pruebas se realizaron en los laboratorios UPM, siguiendo el procedimiento de los estándares ABNT NBR 5739 y ABNT NBR 7680, obteniendo la resistencia a la compresión promedio de 21.8 MPa.

Los resultados obtenidos son consistentes con el hormigón producido en la época, donde las resistencias especificadas fueron alrededor de 135 kgf/cm<sup>2</sup> (13.5 MPa) a 180 kgf/cm<sup>2</sup> (18 MPa). Para fines de evaluación estructural se supuso que la resistencia a la compresión característica del hormigón era  $f_{ck} = 15$  MPa.

#### 5.3.5 Resistencia a la tracción

Las pruebas de resistencia a la tracción se realizaron en laboratorios UPM, siguiendo el procedimiento del estándar ABNT NBR 7222, obteniendo el valor promedio de 2.1 MPa.

El resultado obtenido corresponde aproximadamente al 10% del valor obtenido para la resistencia a la compresión, que es totalmente satisfactorio, coherente y esperado para los hormigones de esa época, en São Paulo.

#### 5.3.6 Ultrasonido y módulo de elasticidad.

La prueba de determinación de velocidad ultrasónica se realizó en los laboratorios de la PhD Engenharia, para determinar el módulo dinámico de elasticidad, siguiendo el procedimiento del estándar ABNT NBR 8802, obteniendo una velocidad de propagación de onda promedio de 3707 m / s. La prueba de determinación del módulo de elasticidad dinámica del estímulo de impacto también se realizó en PhD, siguiendo el procedimiento de ASTM C215, donde se obtuvieron los valores de 19.6 GPa (longitudinal) y 12.3 GPa (transversal).

Basado en la disertación maestra de Bilesky (2016), fue posible estimar el módulo estático convencional de elasticidad, que oscila entre 20 GPa y 26 GPa, es decir, perfectamente compatible para el hormigón en cuestión.

#### 5.3.7 Prueba de absorción de agua, índices vacíos y masa específica.

Las pruebas de determinación de absorción de agua, índice de huecos y masa específica se realizaron siguiendo el procedimiento del estándar ABNT NBR 9778 y se realizaron en los laboratorios de UPM. Se tomaron muestras del núcleo del pilar/columna.

Se obtuvieron los siguientes resultados promedio:

Absorción de agua  $\rightarrow$  6.52%, índice de huecos  $\rightarrow$  14.75% y masa específica  $\rightarrow$  2.260 kg / m<sup>3</sup>

Se concluye que los resultados obtenidos son consistentes con la calidad de un hormigón del orden de  $f_{ck} = 15$  MPa.

### 5.3.8 Reconstitución de la mezcla

La prueba de reconstitución de mezclas se realizó en el laboratorio de la Asociación Brasileña de Cemento Portland (ABCP), siguiendo el procedimiento del estándar interno ABCP PO-GT 3016. Para los cálculos de proporción de masa, se adoptó un valor de óxido de calcio del 60%. No se tuvo en cuenta la posible presencia de materiales calizos vinculados a los agregados gruesos y finos. Las mezclas de hormigón encontradas en las pruebas fueron 1: 5.9 en las columnas y 1: 6.2 en las losas, en masa seca de cemento / agregados y pueden considerarse compatibles con aquella época, correspondiente a un consumo de contenido por metro cúbico promedio de 309 kg/m<sup>3</sup>, con una relación agua/cemento de 0,65.

Los resultados obtenidos son apropiados para la clase de agresividad en la que se insertó la estructura (clase II de ABNT NBR 12655: 2015) y representan el hormigón encontrado en ese momento.

### 5.3.9 Difractometría de rayos X, termodiferencial y termogravimetría

La difractometría de rayos X, el análisis termodiferencial y las pruebas de termogravimetría se realizaron en el laboratorio ABCP, siguiendo el procedimiento del estándar interno ABCP PO-GT 5042. Estas pruebas tenían como objetivo identificar las fases cristalinas que componen las muestras de hormigón sometidas a altas temperaturas. que se analizaron en el difractor de rayos X, además de reconocer, a través de termogramas, la presencia de picos referidos a hidratos de cemento, hidróxido de calcio y carbonato de calcio, constituyentes de la pasta hidratada, además de los relacionados con el cuarzo presente en el agregado fino. Al identificar la presencia o ausencia de ciertos compuestos mineralógicos, es posible evaluar la temperatura alcanzada por un elemento estructural de hormigón a diferentes profundidades en un episodio de incendio. Los resultados de estos análisis se pueden encontrar en las tablas 1 y 2.

Tabla 1. Compuestos mineralógicos de muestras de hormigón.

Minerales	Química aproximada	Distancia interplanar principal (Å)	Frecuencia relativa					
			a (arriba)	b (medio)	c (base)	d (arriba)	e (medio)	f (base)
Feldespato	(Na <sub>0,5-0,3</sub> , Ca <sub>0,5-0,7</sub> ) Al(Al <sub>0,5-0,7</sub> , Si <sub>0,5-0,3</sub> ) Si <sub>2</sub> O <sub>8</sub>	3,20	*	*	*	**	-	**
Mica	KAl <sub>2</sub> (AlSi <sub>3</sub> O <sub>10</sub> )(OH) <sub>8</sub>	9,99	**	*	**	**	**	***
Cuarzo	SiO <sub>2</sub>	3,33	****	**	****	****	**	****
Calcita	CaCO <sub>3</sub>	3,03	**	*	*	*	*	*
Portlandita	Ca(OH) <sub>2</sub>	4,90	***	****	****	**	****	****

Simbología - = no detectado      \*\* = poco frecuente  
 tr = rastros                      \*\*\* = frecuente  
 \* = presente                      \*\*\*\* = muy común

Nota: La evaluación semicuantitativa (expresada en número de asteriscos) de las fases se basa en la altura de los picos de difracción, cuya intensidad es función del contenido, la simetría y el grado de cristalinidad del constituyente.

Tabla 2. Resultados de las pruebas termodiferenciales y termogravimétricas.

Identificación de la muestra		Pérdida de masa (%)					
		40° a 200°C (Pérdida de agua libre y / o adsorbida y descomposición de silicatos hidratados.)	200° a 400°C (Descomposición de aluminatos hidratados.)	400° a 500°C [Descomposición de Ca(OH) <sub>2</sub> ]	500° a 800°C (Descarbonización de CaCO <sub>3</sub> )	Ca(OH) <sub>2</sub>	CaCO <sub>3</sub>
214424	arriba	4,59	2,03	1,32	10,34	5,4	23,5
	medio	7,54	4,86	3,85	2,90	15,8	6,6
	base	8,14	4,81	4,16	2,97	17,1	6,8
214425	arriba	4,35	2,79	1,46	11,53	6,0	26,2
	medio	8,38	5,45	4,18	4,31	17,1	9,8
	base	6,42	4,00	2,84	3,81	11,7	8,7

Como se muestra en las Tablas 1 y 2, las muestras de superficie de la columna en la región de cobertura dieron como resultado contenidos de portlandita tres veces más bajos que las muestras de núcleo, lo que es consistente con la apariencia friable encontrada en la región de cobertura in situ estando más intacto en la región de refuerzo (núcleo de la columna).

En conclusión, estas pruebas permiten estimar que la alta temperatura solo actuó en la superficie del hormigón estructural, aproximadamente menos de 1 cm. Esta también puede ser una de las razones de la integridad mecánica del refuerzo, es decir, dado que tenía más de 1 cm, no se vio afectado por las altas temperaturas (por debajo de 573°C).

### 5.3.10 Evaluación petrográfica de agregados

La microscopía estereoscópica de los componentes de hormigón del Edificio Wilton Paes de Almeida fue realizada por el geólogo Dr. Cláudio Sbrighi Neto siguiendo el procedimiento del estándar ABCP PO-GT 3016 rev. 02.

Se extrajeron cuatro (4) fracciones de la muestra de columna en función de la distancia desde la muestra a la superficie. Se observó que el hormigón analizado está compuesto de grava y agregados de arena de la trituración de rocas y arena de río. Los análisis sugieren una buena calidad de los agregados. El agregado grueso proviene de roca ígnea, llamada petrográficamente granito de biotita. La presencia de una roca máfica, probablemente proveniente de un eje de esta roca que atraviesa el macizo, se observó en menor medida.

Desde el punto de vista petrográfico, los agregados tienen buenas características para ser utilizados en hormigones y no se observaron características causadas por la exposición nociva al fuego. Por ejemplo, no se observó la presencia de cristales de cuarzo fracturados y fracturas en sus interfaces cristalinas que son indicativas de transformaciones alotrópicas de cuarzo. Estas transformaciones alotrópicas de cuarzo alfa en cuarzo beta ocurren con un aumento de volumen cuando la temperatura teórica alcanza los 573°C, es decir, esto puede ser evidencia de que el concreto no fue sometido a temperaturas superiores a 570°C. Conclusión razonable porque el tiempo de exposición al fuego fue muy corto, del orden de 1 h.

### 5.3.11 Medida de carbonatación

La determinación de la profundidad de carbonatación se analizó usando un indicador químico de pH basado en fenolftaleína. Se eligieron caras externas y, por lo tanto, en teoría, regiones expuestas a las llamas.

Las mediciones fueron realizadas por PhD Engenharia, obteniendo para la capa de carbonatación en las regiones más afectadas profundidades que van desde 2.5 cm a 3.0 cm, lo que corrobora la hipótesis de que elementos estructurales recubiertos, como fue el caso de las columnas/pilares de este edificio, tienen una mayor durabilidad, ya que el recubrimiento actúa como otra barrera contra la penetración del frente de carbonatación y el calor.

Teniendo en cuenta que era una estructura de aproximadamente 54 años, la profundidad de carbonatación encontrada muestra hormigón de calidad y compatible con el tiempo.

## 4.4 Resultados – Acero

Los resultados de las pruebas de acero se pueden consultar en su totalidad en el documento preparado por el equipo técnico de ArcelorMittal (Anexo I del informe técnico completo Helene et al.2019), y aquí solo se presenta un resumen de ellos.

### 5.4.1 Tipología del acero empleada

El acero utilizado en el refuerzo WPA era de dos tipos, y fueron nombrados con muescas y lisos debido a su conformación superficial. Debido a su forma original, las barras "con muescas" con depresiones presentadas uniformemente varían su angulación en 90 °, como se muestra en la Figura 14.



Figura 14. Clasificación de muestras de acero según su calibre (fuente: Arcelor Mittal)

Después de la investigación y las contribuciones del Prof. Dr. Eduardo Thomaz, se cree que las barras de acero para hormigón armado fueron fabricadas por la empresa Peristahl S.A., que en ese momento operaba en el mercado brasileño. Estas barras están endurecidas en frío por mordida en direcciones normales y ortogonales, y en este caso tienen los siguientes diámetros: 8, 10, 16, 20 y 22 mm.

#### 5.4.2 Composición química

Las muestras del edificio se compararon con los parámetros actuales para cada elemento químico presente, y los límites estipulados por ABNT NBR 8965, que, para los componentes presentes en el estándar (valores máximos: C = 0.29; Mn = 0.91). ; Si = 0.41; P = 0.14; S = 0.07 y Ceq = 0.47) estuvieron en su mayoría por debajo de los límites máximos (0.38, 1.56, 0.55, 0.058 0.058 y 0.59, respectivamente), y por lo tanto son adecuados para los parámetros de soldabilidad, ductilidad y resistencia requeridos para su uso en hormigón armado.

#### 5.4.3 Tracción / Estiramiento

Todas las muestras se analizaron para determinar la resistencia a la tracción ( $f_{st}$  que varía de 470MPa a 760MPa;  $f_{yk}$  que varía de 320MPa a 640MPa; elongación que varía del 3% al 35% y todas mostraron ruptura dúctil). En comparación con la estandarización actual de ABNT NBR 7480, se puede inferir que este refuerzo se puede considerar como acero de grado CA 60.

#### 5.4.4 Metalografía

Los análisis metalográficos realizados a diferentes aumentos mostraron que las muestras de barras con muescas longitudinales de calibre 22, 20 y 16 mm corresponden al acero CA 60 y las barras transversales planas de calibre 10 mm y las barras complementarias planas de calibre 8 mm corresponden al acero AC 37. Un ejemplo de análisis metalográfico se puede ver en la Figura 15.

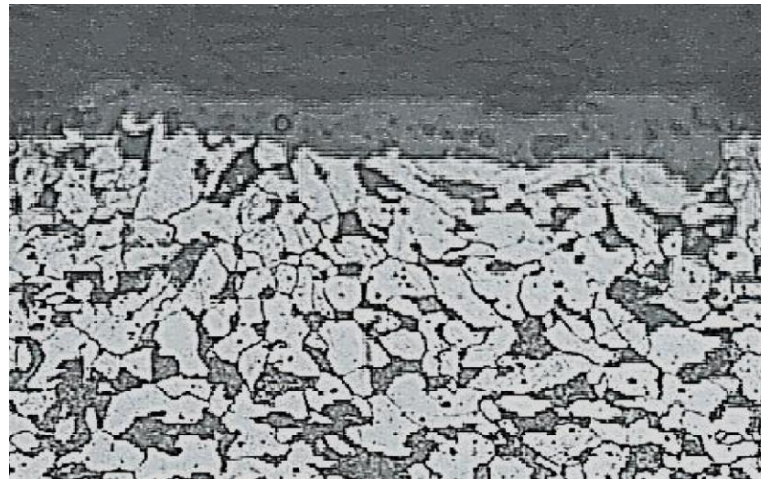


Figura 15. 22 mm de diámetro, 200x superficie de muestra de barra de acero ampliada (Fuente: ArcelorMittal Lab)

## 5. CONSIDERACIONES FINALES

Basado en el extenso programa de ensayos, las muchas e incluso contradictorias fuentes de información disponibles, y las simulaciones de modelos estructurales realizadas, se pudo concluir que:

1. El material de hormigón utilizado presentó una resistencia a la compresión promedio de 21.8MPa con un supuesto  $f_{ck}$  de 15MPa y un módulo de elasticidad de 20 GPa a 26 GPa, además de otras propiedades y características perfectamente adherentes a la realidad de la época en la capital de São Paulo. El hormigón, por lo tanto, no fue responsable del colapso;
2. Los estudios de difracción de rayos X, análisis termodiferenciales y termogravimetría mostraron que el espesor máximo del hormigón calcinado no alcanzó 1 cm y las temperaturas máximas del concreto superficial no alcanzaron los 573°C;
3. Los estudios de recubrimiento han demostrado que el recubrimiento de hormigón era

suficiente para mantener el acero por debajo de 500°C, generalmente considerado como un límite tolerable para el refuerzo;

4. Los resultados de las pruebas de caracterización del refuerzo mostraron que era acero disponible en el mercado brasileño en ese momento y que aún cumple con la normalización actual, y que tampoco es responsable del colapso prematuro;
5. La reconstrucción de los elementos estructurales, columna y viga, con sus respectivas secciones transversales y refuerzo, mostró que la estructura se calculó adecuadamente para resistir tensiones verticales, cargas accidentales, sin embargo, cuando se realizaban controles de estabilidad del viento y horizontal con criterios actuales, la estructura es excéntrica y con un gran potencial de torsión. Debe tenerse en cuenta el factor mitigante del vecindario que protegió el edificio hasta cierto punto de los esfuerzos del viento directo, tanto que el edificio ha brindado un buen servicio durante 54 años;
6. El modelo estructural, junto con los cálculos de las tensiones de los efectos térmicos para un aumento de temperatura de 250 ° C, mostró que causaba momentos de torsión aproximadamente 20 veces más altos que los debidos al viento y las cargas verticales. Esta demostración es extensa y será el tema de otro artículo específico, pero este hecho se registra aquí, ya que fue la mejor explicación para el colapso prematuro del edificio WPA.

En conclusión, el diagnóstico mostró que a partir de un "diseño estructural hipotético", debido a que no se encontró el diseño estructural original, fue posible explicar el colapso por un efecto de torsión generado por las altas temperaturas. Al ser un edificio con estructura asimétrica, las deformaciones térmicas indujeron tensiones torsionales muy por encima de la resistencia de la estructura.

Como recomendaciones finales, destacamos:

- a) En los edificios existentes, que son miles en la ciudad de São Paulo, la demanda a través del Departamento de Bomberos de Protección Activa y Pasiva, con capacitación para residentes y condominios comerciales, porque si son víctimas de un incendio incontrolable, presentan un alto riesgo de colapso, similar a WPA.
- b) En los edificios existentes y con fachada de vidrio, que también son cientos en la ciudad de São Paulo, se requiere a través del Ayuntamiento la construcción de una compartimentación mínima entre edificios gemelos y entre pisos de 1,2 m con material aislante e incombustible.

## 6. AGRADECIMIENTOS

Los autores reconocen y agradecen a las siguientes empresas y entidades: ArcelorMittal, Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP), Associação Brasileira de Engenharia e Consultoria Estrutural (ABECE), Cooperativa de Serviços e Pesquisas Tecnológicas e Industriais (CPTI), Corpo de Bombeiros da Polícia Militar do Estado de São Paulo (CBPMESP), Demolidora Santos Filho, Engefuro, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (EPUSP), Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT), PhD Engenharia, Prefeitura Municipal de São Paulo (PMSP), São Paulo Obras (SPObras), São Paulo Urbanismo (SPU), Secretaria Municipal de Infraestrutura Urbana e Obras (SIURB), Secretaria do Patrimônio da União (SPU), Superintendência da Polícia Técnico-Científica (SPTC), Universidade do Vale do Rio dos Sinos (UNISINOS), Universidade Federal de Goiás (UFG), Universidade Federal de Santa Maria (UFSM) y Universidade Presbiteriana Mackenzie (UPM).

## 7. REFERENCIAS

Alonso, C. (2008), *Assessment of post-fire reinforced concrete structures: Determination of depth of temperature penetration and associated damage*. Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting II – Alexander et al (eds)© 2009 Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-0-415-

46850-3.

Aleteia (1992), “A trajetória do prédio que desabou no centro de São Paulo”. 28/05/2018. Disponível em: <https://pt.aleteia.org/2018/05/02/a-trajetoria-do-predio-que-desabou-no-centro-de-sao-paulo/>, acesso em 08/03/2019.

Andrade, C. (1992), *Manual para diagnóstico de obras por corrosão de armaduras*. PINI, 104p American Society of Test Materials. (2000), *ASTM E119: standard methods of fire test of building construction and materials: fire and flammability standards, test method*. West Conshohocken, PA.

Bilesky, P. (2016), *Contribuição aos estudos do módulo de elasticidade do concreto*. Dissertação. IPT Instituto de Pesquisas Tecnológicas, 298 p. Orientador: Paulo Helene.

Britez, C., Castro-Borges, P., Berto, A., Helene, P. (2013), *Experimental evaluation of colored HSC column in fire conditions*. Revista ALCONPAT, CONPAT, vol. 3 n° 1, p. 39-54, DOI: 10.21041/ra.v3i1.42

Calavera Ruiz, J. et. al. (2005), *Comportamiento de la estructura del edificio Windsor de Madrid frente al incendio sufrido*. *Ingenieria Estructural*, n. 37, p. 27-39.

Chana, P., Price, B. (2003), *The Cardington fire test*. Concrete (London), v.37, n.1, p. 28-33.

G1 (2018), “Incêndio em prédio de SP foi causado por curto-circuito em tomada no 5º andar, diz secretário”. 03/05/2018. Disponível em: <https://g1.globo.com/sp/sao-paulo/noticia/incendio-em-predio-de-sp-foi-causado-por-curto-circuito-em-tomada-no-5-andar-diz-testemunha.ghtml>, acesso em 20/03/2019

Helene P., et. al. (2019), *Edifício Wilton Paes de Almeida*. Histórico, anamnese, estudos, ensaios e análises da estrutura de concreto armado do edifício Wilton Paes de Almeida, que sofreu incêndio e colapso no dia 1o de maio de 2018, sito a Rua Antônio de Godoy, 581, Largo do Paissandu, São Paulo, SP. Recomendações Técnicas. Parecer Técnico PhD 324/2019. Abril, 2019. 100p. Disponível em [www.phd.eng.br](http://www.phd.eng.br).

International Organization for Standardization. (1999). *ISO 834: fire resistance tests: elements of building construction: part 1. General requirements*. Geneva.

National Institute of Standards and Technology. (2005). *Final report on the collapse of the World Trade Center Towers. NIST NCSTAR 1*. September, 302p.

News Rondônia (2018). “A história do edifício Wilton Paes de Almeida no Largo do Paissandu”. 03/05/2018. Disponível em [www.newsrondonia.com.br/noticias/a+historia+do+edificio+wilton+paes+de+almeida+no+largo+do+paissandu/110221](http://www.newsrondonia.com.br/noticias/a+historia+do+edificio+wilton+paes+de+almeida+no+largo+do+paissandu/110221). Acesso em 08/03/2019.

Revista Acrópole (2019). Ano 27 - N° 323, Nov. 1965. Disponível em: [www.acropole.fau.usp.br/edicao/323/14](http://www.acropole.fau.usp.br/edicao/323/14), acesso em 08/03/2019.

François Hennebique (2019). Disponível em: [www.fr.wikipedia.org/wiki/Fran%C3%A7ois\\_Hennebique](http://www.fr.wikipedia.org/wiki/Fran%C3%A7ois_Hennebique), em 08/03/2019.



## Incendios en estructuras de concreto – Casos de estudio significativos ocurridos en São Paulo

A. F. Berto\* 

\*Autor de Contacto: [aberto@ipt.br](mailto:aberto@ipt.br)

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v10i1.438>

Recepción: 13/09/2019 | Aceptación: 11/11/2019 | Publicación: 30/12/2019

### RESUMEN

En este artículo se abordarán los aspectos normativos relacionados con la seguridad contra incendios y se presentarán estudios de casos de edificios en São Paulo que sufrieron la acción del fuego y sus consecuencias. La seguridad contra incendios debe considerarse desde la concepción del edificio, pasando por el diseño y la construcción, hasta la fase de operación y mantenimiento. En la fase de diseño, el tema debe considerarse especialmente, ya que establece la estructura básica de la seguridad contra incendios del edificio. Debe basarse en un conocimiento profundo de las relaciones que hay con las disposiciones que le dan al edificio niveles adecuados de seguridad contra incendios.

**Palabras clave:** fuego, diseño, estructuras de hormigón.

**Citar como:** Berto, A. F. (2020), "*Incendios en estructuras de concreto – Casos de estudio significativos ocurridos en São Paulo*", Revista ALCONPAT, 10 (1), pp. 132 – 146, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v10i1.438>

<sup>1</sup> IPT - Instituto de Pesquisas Tecnológicas, Brasil.

### Información Legal

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

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

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

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

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

## Fires in concrete structures - Significant case studies in São Paulo

### ABSTRACT

In this article, the normative aspects related to fire safety will be approached and case studies of buildings in São Paulo that suffered the fire action and its consequences will be presented. Fire safety must be considered from the conception and development of the preliminary design of the building, through the design and construction and into the operation and maintenance phase. In the design phase, the issue should be especially considered, as it establishes the basic structure of the building's fire safety. It must be based on a thorough knowledge of the relationships with the provisions that give the building adequate levels of fire safety.

**Key words:** fire, design, concrete structures.

### Incêndios em estruturas de concreto – Estudos de alguns casos marcantes ocorridos em São Paulo

### RESUMO

Neste artigo serão abordados os aspectos normativos com relação a segurança contra incêndio e apresentados estudos de casos de edifícios em São Paulo que sofreram a ação do incêndio e suas consequências. A segurança contra incêndio deve ser considerada desde a concepção e o desenvolvimento do anteprojeto do edifício, passando pelo projeto e construção e adentrando a fase de operação e manutenção. Na fase de projeto, a questão deve ser especialmente considerada, pois aí se estabelece a estrutura básica da segurança contra incêndio do edifício; ele deve ser elaborado a partir de um conhecimento aprofundado das relações que mantem com as disposições que conferem ao edifício, níveis adequados de segurança contra incêndio.

**Palavras-chave:** incêndio, projeto, estruturas de concreto.

## 1. INTRODUCCIÓN

El fuego, al alcanzar la temperatura de inflamación generalizada a partir de su origen, promueve, debido a su severidad, el debilitamiento gradual de los elementos estructurales y asume, en condiciones críticas, la capacidad de inducir el colapso estructural del edificio. Esa capacidad aumenta en la medida que grandes partes de la estructura son afectadas por su acción, o sea, mientras el fuego se propaga a otros ambientes.

Debido a esto, los diseños de los elementos estructurales del edificio deben tener en cuenta necesariamente la resolución de la resistencia al fuego. Actualmente, en Brasil existen regulaciones y normativas sobre este tema, cuyo cumplimiento con el diseño y construcción de edificios es obligatorio. Como referencia regulatoria se puede citar el Decreto de Estado No. 63.911 / 2018 del Departamento de Bomberos del Estado de São Paulo, que incluye la Instrucción técnica N° 08/2019 - Resistencia al fuego de los elementos de construcción e Instrucción técnica N° 09 - Compartimentación horizontal y vertical.

El requisito de proporcionar elementos estructurales con resistencia al fuego está fuertemente vinculado a la compartimentación horizontal y vertical de los edificios. Las losas y las vigas asociadas siempre integran la compartimentación vertical y las paredes con función de compartimentación horizontal siempre tienen elementos estructurales, incorporados o no a la estructura principal del edificio.

Desde la perspectiva de la solución integral de seguridad contra incendios, la compartimentación vertical es un aspecto que definitivamente interfiere con la resolución de la resistencia al fuego de los elementos estructurales. Es muy complejo y no apropiado afirmar que el edificio no se arruinará

si grandes porciones de la estructura en varios pisos del edificio están simultáneamente expuestas al fuego. Esa situación es abordada en este artículo teniendo como referencia algunos incendios históricos y de grandes proporciones ocurridos en la ciudad de São Paulo.

## 2. TIEMPO REQUERIDO DE RESISTÊNCIA AL FUEGO

El Decreto del Estado nº 63.911 / 2018 del Departamento de Bomberos del Estado de Sao Paulo, a través de la Instrucción Técnica No. 08/2019, establece las condiciones que deben cumplir los elementos estructurales y de partición de los edificios y define los tiempos requeridos de resistencia al fuego (TRRF) con el pretexto de que, en una situación de incendio, se evita el colapso estructural, permitiendo una evacuación segura de las personas y el acceso a las operaciones del cuerpo de bomberos. Este TRRF de elementos constructivos estructurales y compartimentación está condicionado a la ocupación y altura del edificio.

El TRRF es un parámetro de diseño y no representa la duración real del incendio, el tiempo de evacuación del edificio o incluso el tiempo de respuesta del Departamento de Bomberos para comenzar la lucha contra el incendio. El TRRF se establece empíricamente, teniendo en cuenta la probable gravedad del incendio, las dificultades para controlar el progreso del incendio y las consecuencias del colapso estructural causado por el incendio, ya sea en términos de riesgo para los equipos de combate o en ocurrencia de la ruina, considerando el creciente riesgo debido a la altura del edificio.

Tomando como ejemplo la clase de ocupación "edificios de oficinas", el Decreto Estatal N ° 63.911 / 2018 establece valores TRRF en el rango de 30 min a 180 min. Para edificios de una sola planta de hasta 6 m de altura requiere 30 min, más de 6 m hasta 23 m requiere 60 min, más de 23 m hasta 30 m requiere 90 min, más de 30 m hasta 120 m requiere 120 min, más de 120 m hasta 150 m requiere 150 min y más que 150 m até 250 m requiere 180 min.

Para los “edificios de oficinas”, la compartimentación vertical se requiere solo para edificios con más de 12 m de altura. A pesar de eso, para edificios de más de 12 m (generalmente con más de cinco pisos), este Decreto permite, con pequeñas restricciones, que dicha compartimentación se reemplace por un sistema automático de detección de incendios, sistemas de aspersores y sistema de control de humo. Valido eso para edificios con atrio de hasta 23 m de altura. La compartimentación vertical por encima de los 90 m es obligatoria y debe ir acompañada de sistemas de detección, aspersores y control de humo.

Es importante destacar que la detección automática de incendios y los sistemas de aspersores ya son obligatorios, respectivamente, para alturas superiores a 12 m y 30 m, incluso cuando hay la compartimentación vertical, o sea, no representa ningún beneficio adicional en términos de seguridad contra incendios que permita eliminar la compartimentación vertical.

Se pueden considerar los valores TRRF propuestos y las cargas de incendio típicas para edificios de oficinas de hasta 23 m de altura (con carga térmica de 700 MJ / m<sup>2</sup>, de acuerdo con el Decreto de Estado No. 63.911 / 2018 del Departamento de Bomberos del Estado de São Paulo), que 60 minutos es el valor básico requerido para que la estructura resista la acción del fuego. Hay que ser considerado que tales agravaciones no tienen en cuenta el riesgo de que porciones de la estructura asociadas con pavimentos posteriores se sometan simultáneamente a incendios de gravedad compatibles con el TRRF de 60 minutos, que, en definitiva, ya representa una acción muy severa en la estructura.

El Decreto Estatal N ° 63.911/2018 del Departamento de Bomberos del Estado de São Paulo otorga beneficios de aliviar los requisitos relativos a TRRF. Permite una reducción del TRRF en 30 minutos a través de un cálculo de tiempo equivalente, que tiene en cuenta (entre otros factores) la existencia de un sistema activo de protección contra incendio, de aspersores y un sistema automático de detección de incendios (y no tiene en cuenta la existencia de compartimentación verticales y horizontales). En muchas situaciones consideradas, estas medidas de protección activas

son obligatorias o ya se han tenido en cuenta para eliminar la necesidad de compartimentación vertical y compartimentación horizontal. En el caso de los edificios de oficinas, como ejemplo, se acepta el tiempo equivalente TRRF de 30 min para edificios de hasta 23 m de altura. La desaceleración otorgada no es razonable desde el punto de vista del riesgo de colapso estructural en una situación de incendio, o sea, es una temeridad.

El enfoque descrito aquí se repite para prácticamente todos los demás tipos de ocupación. Destacamos aquí el caso de los edificios de oficinas debido a las tragedias ocurridas en Brasil que involucran estos edificios y las ruinas que ya han ocurrido en sus estructuras de hormigón.

### 3. ABORDAGE SISTÊMICA DE LA SEGURIDAD CONTRA INCENDIO

La falta de consistencia que tiene la regulación, vigente en Brasil, en relación con los problemas que afectan la estructura de los edificios en una situación de incendio, da como resultado la posibilidad de condiciones de riesgo que darán lugar a la ocurrencia de grandes tragedias. Esta regulación carece, en relación con el tema de la resistencia al fuego de las estructuras, el sentido sistémico, que es un tema esencial para hacer posible, en vista de la complejidad de resolver el problema de seguridad contra incendios, adoptar un enfoque que conduzca a soluciones seguras. Este enfoque comienza en el proyecto y se extiende a lo largo de la vida útil del edificio, considerando la subdivisión del problema general en problemas parciales, que aborda la complejidad de los riesgos, teniendo en cuenta los objetivos establecidos. Tal enfoque debe permitir que cada uno de estos problemas parciales se resuelva de manera independiente, asegurando que mantengan suficiente interacción y sinergia para establecer adecuadamente la solución general de seguridad contra incendios. Un ejemplo de esta subdivisión se presenta a seguir e incluye ocho elementos:

- a) Precaución de prevención de incendios, que consiste en acciones preventivas para controlar el riesgo de incendio;
- b) Abandono seguro del edificio, que consiste en acciones de protección destinadas a garantizar el abandono rápido y seguro de la población del edificio;
- c) Limitación de la aparición de inflamación generalizada, que consiste en acciones protectoras destinadas a controlar el riesgo de un rápido crecimiento del fuego en el entorno de origen;
- d) Extinción inicial de incendio, que consiste en acciones de protección destinadas a garantizar los medios para combatir el fuego en sus primeras etapas;
- e) Limitar la propagación del fuego dentro del edificio, que consiste en acciones de protección para controlar el riesgo de propagar el fuego más allá del entorno original;
- f) Precaución contra incendios en edificios adyacentes, que consiste en acciones de protección para controlar el riesgo de incendios en edificios adyacentes;
- g) Precaución contra el colapso estructural, que consiste en acciones de protección para controlar el riesgo de la ruina total o parcial del edificio afectado por un incendio;
- h) Facilitación de operaciones de combate y rescate, que consisten en acciones de protección para garantizar la velocidad y eficiencia de las operaciones de combate.

Cada uno de estos elementos, excepto el primero, se compone de acciones de protección, o sea, medidas de protección contra incendios, que se dividen en activas y pasivas. Los primeros, que son más familiares en Brasil, corresponden a la construcción de sistemas de protección contra incendios, incluidos hidrantes, aspersores, detección y alarma, etc. Las acciones pasivas, que constituyen la parte de protección contra incendios asociada con el mayor número de elementos del enfoque sistémico mencionado, incluyen el control de las características de reacción al fuego de los materiales utilizados en los edificios, la compartimentación horizontal y vertical, resistencia al fuego de elementos estructurales, etc. y condicionan, especialmente, las soluciones de los elementos: abandono seguro del edificio; limitación de la aparición de inflamación generalizada;

limitación de la propagación del fuego dentro del edificio; precaución contra la propagación del fuego a edificios adyacentes; precaución contra el colapso estructural; y facilitación de operaciones de combate y rescate.

Preservar la estabilidad estructural del edificio debe ser uno de los objetivos fundamentales de la seguridad contra incendios. Esto se puede lograr de manera más confiable si la solución de seguridad contra incendios se considera como un todo desde un enfoque sistémico.

Un principio de fuego que encuentre condiciones favorables en el edificio para crecer y alcanzar rápidamente la fase de inflamación generalizada difícilmente será controlado mediante el uso de sistemas de combate manual. El rápido crecimiento del fuego no dejará tiempo para la acción de la brigada y el medio ambiente se llenará de humo y calor, haciendo que la presencia humana sea inviable. Tal situación, no protegida por un sistema de combate automático (o en el caso de una falla del sistema), podría permitir que un incendio ocurriera completamente fuera de control en la medida en que afectaría ampliamente la estructura del edificio. Desde el punto de vista de la vida humana, las condiciones favorables para el crecimiento del incendio pueden establecer un tiempo insuficiente para el abandono seguro del edificio, sorprendiendo a las personas, que pueden verse afectadas por el humo y el calor que se desarrolla en el fuego en proporciones aterradoras cuando se alcanza una inflamación generalizada. Dos incendios importantes en edificios de oficinas en la ciudad de São Paulo, uno en 1972 del edificio Andraus y otro en 1974 del edificio Joelma, que juntos causaron más de 200 muertes, mostró de modo incontestable por lo que esta situación. En ambos casos, la rápida aparición de inflamación generalizada sorprendió a los ocupantes de los edificios.

Estos son solo dos ejemplos que justifican por completo la necesidad del enfoque sistémico de la seguridad contra incendios, que se caracteriza por la interacción de las soluciones de sus elementos para resolver el problema de seguridad en su conjunto en el edificio. En este sentido, se puede afirmar que la solución del elemento de precaución contra el colapso estructural, además de depender de cuestiones intrínsecas en la estructura en las fases de diseño, dimensionamiento y ejecución de la estructura, dependerá de factores extrínsecos asociados con otros elementos del sistema, como limitar la aparición de inflamación generalizada, extinción inicial del fuego, limitar la propagación del fuego dentro del edificio, precaución contra la propagación del fuego a edificios adyacentes y facilitar las operaciones de combate y rescate. Los casos de incendios presentados a seguir prueban estas afirmaciones.

#### **4. IMPORTANCIA DE LA COMPARTIMENTACIÓN**

La detección automática de incendios y el control de humos no juegan un papel directo en la contención de la propagación vertical del fuego. El sistema de aspersores, a su vez, puede hacer esto en la medida en que contenga el desarrollo de incendios en su lugar de origen. Si este sistema falla, o no pueda contar con las acciones de apoyo necesarias debido al combate manual, el fuego puede propagarse verticalmente en el edificio. En general, en Brasil, estos tres sistemas tienen baja confiabilidad debido a deficiencias de diseño, instalación, operación y mantenimiento (Berto et.al., 2018 y Berto et.al.2019). Ante esta situación, se puede considerar que olvidar de la compartimentación vertical en el diseño de edificios altos se convierte en una temeridad.

Si el edificio no está equipado con una división vertical adecuada, el Departamento de Bomberos tendrá muy poco tiempo y grandes dificultades para contener la propagación vertical al remojar y enfriar los pisos superiores cerca de las fachadas. Lo que agrava esta situación es que el Departamento de Bomberos de Brasil, en general, tarda en llegar a la escena del incendio. El tiempo de respuesta de la brigada de bomberos en la ciudad de São Paulo y en Brasil, entendido como el tiempo requerido para que la brigada de bomberos llegue a la escena del incendio y comience las operaciones de extinción de incendios, generalmente es muy alto. Las razones que se pueden

enumerar para esto son: calles estrechas; gran volumen de tráfico; crecimiento de la ciudad no planificado (Kodur et.al., 2019).

Es necesario reconocer que la compartimentación vertical de los edificios altos encuentra una gran fragilidad en las fachadas. Esta situación se caracteriza por dos aspectos. El primero se refiere a las características de reacción al fuego de los materiales que componen la fachada. En São Paulo no hay reglas para evaluar el comportamiento del fuego de la fachada en su conjunto y las reglas para la selección de materiales de fachada en relación con las características de reacción al fuego son relativamente nuevas y incumplido sistemáticamente. Las fachadas en los altos edificios de oficinas, por ejemplo, a menudo están revestidas con paneles compuestos de aluminio, que se comportan de la misma manera que las de la fachada de la Torre Grenfell, en Inglaterra, donde el fuego se extendió verticalmente, matando a más de 70 personas. Las valuaciones de las características de reacción al fuego de una parte predominante de estos materiales utilizados en las fachadas de edificios de São Paulo fueron realizadas por el Laboratorio de Seguridad contra Incendios y Explosiones del Instituto de Investigación Tecnológica de São Paulo – IPT y demostró el bajo rendimiento y la capacidad de las soluciones de fachadas compuestas de estos materiales para incendiarse fácilmente y promover su propagación.

El segundo aspecto mencionado se caracteriza por la siguiente situación: el fuego, alcanzando inflamación generalizada en el entorno original, puede extenderse horizontalmente y dominar grandes áreas del piso, lo que aumenta el riesgo de propagación vertical a través de la fachada, ya que una gran parte de la fachada puede estar sujeta a un intenso intercambio de calor por convección que puede determinar la propagación del fuego a pisos superiores. Esta condición se puede cumplir más fácilmente en edificios de oficinas, que generalmente cuentan con un plan de espacio abierto. Incluso si hay separaciones verticales entre las aberturas consecutivas del piso generalmente compuestas por la combinación de la viga del borde y el alféizar, la ausencia de acción de combate al enfriar la fachada sobre el piso del fuego puede ser crucial.

En el sentido indicado anteriormente y también debido a la posibilidad de que una gran parte de la estructura sea atacada simultáneamente por un incendio que domina todo el piso del edificio, la compartimentación horizontal también juega un papel muy importante para el desempeño de la estructura. Si la compartimentación vertical ya está mal abordada en la regulación, la compartimentación horizontal lo es aún más. Recordando el caso de los edificios de oficinas, los edificios de hasta 12 m de altura pueden reemplazar la compartimentación horizontal por la disposición del sistema de aspersores; de más de 12 m a 30 m de altura, el reemplazo debe agregar el sistema automático de detección de incendios (aunque el sistema de detección ya es obligatorio para edificios de más de 12m de altura). Apenas por encima de los 30 m de altura, estos dos sistemas activos de protección contra incendios no pueden reemplazar la compartimentación horizontal. A partir de esta altura el sistema de aspersores pasa a ser requerido. A pesar de eso, el área de compartimentación horizontal admitida es de 2.000 m<sup>2</sup>. Sucede que los sistemas de detección automática son obligatorios para alturas superiores a 12 m, incluso si se ha adoptado la compartimentación horizontal, lo que no representa ningún beneficio adicional para estas situaciones.

No se puede dejar de mencionar que, de acuerdo con el Decreto de Estado No. 63.911/2018 del Departamento de Bomberos del Estado de São Paulo, cuando se requiera la división vertical, se permitirá, en pisos sobre el suelo, la interconexión de hasta tres pisos consecutivos a través de atrios, escaleras, rampas de tráfico o escaleras mecánicas, desde que la suma de áreas de estos pisos no exceda los valores establecidos para la compartimentación de áreas. Puede verse así, otra debilidad que amenaza el desempeño de la construcción de estructuras en una situación de incendio. El escenario presentado aquí determina que las estructuras de concreto de los edificios, mismo si fueron diseñados para cumplir con el TRRF, considerando el dimensionamiento de los miembros estructurales de forma aislada, de acuerdo con la norma brasileña ABNT NBR 15200: 2012 - El

diseño de estructuras de concreto en una situación de incendio, puede arruinarse cuando porciones considerables del conjunto se ven afectadas por el intenso calor del incendio.

Las regulaciones de seguridad contra incendios surgieron en la ciudad de São Paulo en 1974, pocos días después del gran incendio en el edificio Joelma, donde murieron 179 personas. Ya se estaba preparando después del incendio en el edificio Andraus, con la expectativa de que se incorporará a la próxima revisión del Código de Obras del Municipio. La tragedia del edificio Joelma condujo a la publicación de normas que se habían desarrollado en forma de un Decreto municipal, proponiendo que se observaron en el diseño, construcción y uso de edificios. La primera regulación consistente del Departamento de Bomberos del Estado de São Paulo se publicó solo nueve años después, o sea, en 1983.

Los diseños de edificios preparados antes de estas fechas no estaban obligados a cumplir con ninguna norma de seguridad contra incendios. Los edificios antiguos en São Paulo, o sea, aquellos diseñados antes de la validez de los Decretos mencionados, generalmente no incorporaron medidas de protección contra incendios. A pesar de esto, desde el momento en que se estableció la necesidad de obtener el Informe de inspección del departamento de bomberos – AVCB (documento emitido por el Departamento de Bomberos que certifica que, durante la encuesta, el edificio tenía las condiciones de seguridad contra incendios previstas por la ley, estableciendo un período de revalidación), el Departamento de Bomberos del Estado de São Paulo ha creado reglas para su adaptación, de manera que deben incorporar al menos un conjunto básico de medidas de protección contra incendios.

Estas normativas están actualmente consolidadas en las reglamentaciones del Departamento de Bomberos actualmente vigentes, o sea, el Decreto estatal n. ° 63.911/2018, titulado Adaptación a las reglamentaciones de seguridad contra incendios - Edificios Existentes. Los edificios antiguos, en virtud del Decreto, deben regularizarse con el Departamento de Bomberos mediante la obtención del AVCB, o sea, deben contar con medidas básicas de protección contra incendios, que corresponden a: extintores de incendios; iluminación de emergencia; señalización de emergencia; alarma de incendio; instalaciones eléctricas de acuerdo con normas técnicas; cuerpo de Bomberos; hidrantes; salida de emergencia; pozos y conductos de instalaciones sellados para edificios con más de 12 m. Tenga en cuenta que no se incluyen como básicos los requisitos de compartimentación horizontal y vertical y la resistencia al fuego de la estructura.

## 5. ESTRUCTURAS DE CONCRETO EN SITUACIÓN DE INCENDIO

La ignorancia de muchos diseñadores especificidades estructurales asociadas con el tema de la seguridad contra incendios, especialmente la capacidad de los incendios de causar daños severos a las estructuras de hormigón, asociado con el hecho de que los procesos de inspección no incluyen la verificación del dimensionamiento de las estructuras en situación de incendio, conduce al incumplimiento de las regulaciones y normas que imponen una resolución obligatoria esta cuestión. Agregue a esto la sensación, a menudo determinante, de que el diseño de estructuras de concreto en una situación de incendio es una penalización innecesaria, ya que conduce a la adopción de las secciones más anchas y más altas capas de refuerzo longitudinal.

De hecho, la necesidad de adoptar secciones y recubrimientos más anchos se aplica en algunas situaciones, lo cual es evidente cuando se adopta el método de dimensionamiento tabular incluido en la norma ABNT NBR 15200:2012 y se busca alcanzar valores de TRRF superiores a 60 min. Dicho método se basa en tablas de diseño derivadas de resultados de pruebas de resistencia al fuego e incorpora cuestiones tales como: preservación de un núcleo resistente de hormigón; preservación de temperaturas de refuerzo adecuadas y condiciones aceptables de adherencia acero-hormigón. Resulta que la preservación de la estabilidad de las estructuras de hormigón en caso de incendio, va mucho más allá de lo que predice el método tabular debido a otros aspectos importantes interfieren en el comportamiento de las estructuras de hormigón, a saber: el sistema estático de la

estructura en su conjunto; las principales tensiones que surgen en la estructura en el fuego causadas por la expansión térmica de las partes calientes de la estructura; y el astillamiento explosivo que el hormigón puede sufrir en una situación de incendio.

Con respecto a los esfuerzos de expansión, ABNT NBR 15200:2012 propone textualmente lo siguiente: *“El calor transmitido a la estructura en este intervalo de tiempo (TRRF) genera en cada elemento estructural, en función de su forma y exposición al fuego, una cierta distribución de temperatura. Este proceso reduce la resistencia de los materiales y la capacidad de los elementos estructurales, así como las fuerzas de tensión debido al alargamiento axial o gradientes térmicos. Al igual que con el calentamiento, la rigidez de las piezas disminuye enormemente y la adaptabilidad plástica aumenta proporcionalmente, las tensiones generadas por el calentamiento, por general, pueden desprejarse ”.*

No es difícil de entender, y los grandes incendios que ocurrieron en Brasil que afectaron a edificios con estructura de hormigón evidencian esta situación, que no produce esta pérdida de rigidez, indicada en la norma, de la estructura de hormigón en la región afectada por el incendio y mucho menos la estructura en su conjunto. Dentro de la sección de partes de hormigón, durante el incendio, una parte preponderante de la estructura se mantiene a temperaturas proporcionalmente bajas. A pesar de eso, la parte de la superficie de las partes alcanza altas temperaturas y determina, en promedio, considerando la sección completa y la longitud de las partes, temperaturas suficientes para causar una expansión térmica extremadamente mayor que cualquier adaptabilidad plástica de la estructura como un todo.

De hecho, la expansión térmica de los elementos estructurales, como vigas y columnas, sometidas en tres o cuatro lados a la acción del fuego, produce esfuerzos que la estructura difícilmente podrá absorber sin al menos causar daños locales graves (colapsos) a la estructura de hormigón. El problema de la expansión térmica, en relación con el colapso de la estructura, se acentúa en las situaciones presentadas a continuación y puede conducir a desastres:

- a) Los esfuerzos se dirigen predominantemente a un sector de la estructura, debido a la gran rigidez del sector opuesto del edificio, que ofrece reacción a los esfuerzos sin sufrir deformaciones significativas;
- b) Los esfuerzos se dirigen predominantemente a un sector de la estructura, debido a la disposición asimétrica de pilares o vigas;
- c) Los esfuerzos se dirigen predominantemente a pilares que integran múltiples pórticos, donde los haces entre ellos ganan amplios tramos y, en consecuencia, tienen una sección grande;
- d) La estructura reticulada no presenta una gran rigidez, o sea, presenta un bajo grado de hiperestaticidad, como estructuras prefabricadas, donde los elementos prefabricados horizontales y verticales se solidifican en el trabajo, y los esfuerzos de expansión desplazan los soportes.

Cuando hay más de una de estas condiciones coexisten la situación puede volverse crítica, y puede ocurrir la ruina total o parcial del edificio. Esto puede lograrse prematuramente en la situación de incendio, o sea, incluso antes de que los efectos del calor determinen el daño local que causará el colapso de los elementos estructurales directamente afectados por el incendio.

La situación parece empeorar cuando la estructura horizontal está compuesta de losas nervadas, que presentan en relación con las losas planas una mayor superficie de transferencia de calor. Una superficie de hormigón mucho más significativa y rígida alcanza altas temperaturas antes de que sufra daños mecánicos significativos, o sea, a la vez que puede transferir esfuerzos de expansión a los elementos estructurales a los que están unidos (vigas y columnas). Corresponden a fuerzas de corte para las cuales estos elementos estructurales no están preparados para resistir.

El hormigón expuesto al calor intenso en una situación de incendio sufre cambios fisicoquímicos que comprometen decisivamente sus propiedades mecánicas. El refuerzo en el interior de las piezas de hormigón calentadas gradualmente tiene su adherencia al hormigón comprometido y también



sufre una reducción significativa del límite elástico. Aun así, el problema de la fragmentación de la superficie puede reducir la sección transversal de las piezas y, en consecuencia, su capacidad de carga, y puede exponer el refuerzo directamente a las altas temperaturas alcanzadas en un incendio. La mezcla de hormigón, incluyendo la relación agua-cemento y aditivos utilizados, son factores decisivos para la aparición de este fenómeno.

Algunas de estas situaciones se ilustran en las Figuras presentado a continuación, que corresponden a incendios importantes que ocurrieron en la región metropolitana de São Paulo y llevaron a tragedias que juntas causaron un gran número de muertes.

El caso del incendio del edificio Grande Avenida, que ocurrió en São Paulo en 1981, ilustrado en las Figuras 1, 2 y 3, que se desarrolló severamente en dos pisos consecutivos de su podio frontal, evidenció que los esfuerzos de expansión térmica de los elementos estructurales de concreto que componían las vigas y losas de estos pavimentos, encontraron en la torre la rigidez necesaria para dirigir el esfuerzo de expansión térmica a los pilares de gran sección en la parte frontal del podio, causando el colapso de los mismos.

El caso del incendio del edificio Wilton Paes de Almeida, que ocurrió en São Paulo en 2018, ilustrado en las Figuras 4, 5 y 6, que concomitantemente dominaron una decena de pisos, evidenció la coincidencia de dos factores dañinos que llevaron a la ruina total de su estructura de concreto solo 80 minutos después del inicio del incendio: los esfuerzos de expansión térmica de los elementos estructurales de concreto que formaban las vigas y losas de los pisos afectados por el incendio, encontró en el su lado compuesta de una pared estructural (hermanada con un gran bloque de construcción) la rigidez necesaria para dirigir el esfuerzo de expansión térmica a los pilares que componían la estructura del edificio, especialmente aquellos asociados con el núcleo de circulación central; La distribución asimétrica del conjunto de columnas determinó la dirección predominante de este esfuerzo hacia las columnas integradas con el núcleo central de circulación (Helene, 2018). Esta situación causó la ruina de estos pilares y, en consecuencia, causó el colapso de toda la estructura. Esta situación se agravó aún más por el diseño estructural imprudente de la estructura de hormigón en su conjunto, que actualmente no cumpliría con el estándar brasileño para dimensionar estructuras de hormigón.

El caso del incendio ilustrado en las Figuras 11 y 12 ocurrió en 1995 en la región metropolitana de São Paulo muestra la ruina de una gran estructura de hormigón prefabricado donde los esfuerzos de expansión de los elementos estructurales de hormigón desplazaron los soportes. La ausencia de solidaridad entre los elementos horizontales y verticales condujo a la ruina en gran medida de la estructura.

El caso de incendio más impresionante reportado aquí, debido a la gran área de construcción concomitantemente construida con fuego (más de 20,000 m<sup>2</sup>), que definió el colapso de parte de la estructura de concreto, ocurrió en São Paulo en 1987 y se ilustra en las Figuras 7, 8, 9, 10, 13, 14, 15, 16 y 17. Este caso se discute en la sección siguiente.



Figura 1 - Edifício Grande Avenida, destacando el podio frontal asociado con la torre de 22 pisos



Figura 2 - Podio del edificio Grande Avenida, sometido a fuego en 14/02/1981

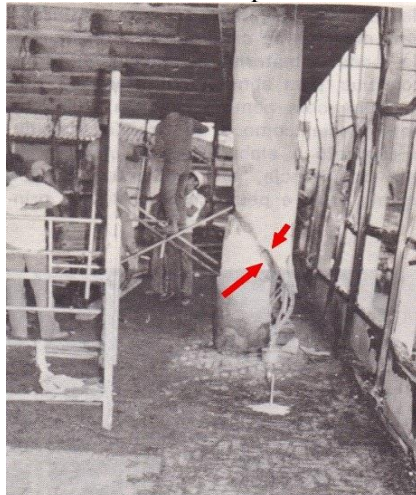


Figura 3 - Rotura de columna situado en el podio del edificio Grande Avenida debido a los esfuerzos de expansión de la losa



Figura 4 - Edifício Wilton Paes de Almeida, situado en el centro de Sao Paulo



Figura 5 - Edifício Wilton Paes de Almeida sometido a incendio en 01/05/2018



Figura 6 - Plano esquemático del pavimento tipo Wilton Paes de Almeida



Figura 7 - Edifícios Sede I y Sede II de Companhia Energética de São Paulo - CESP

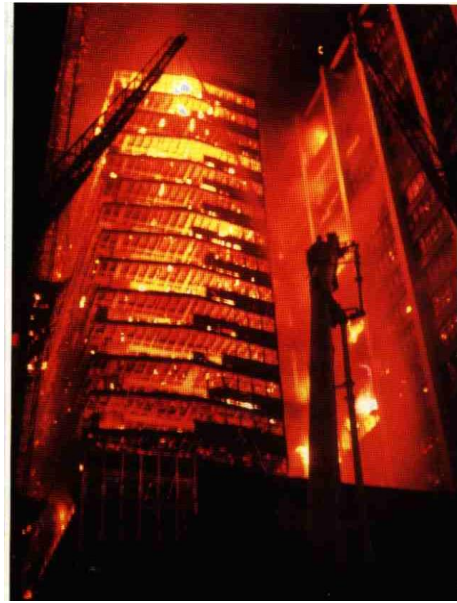


Figura 8 - Edifícios Sede I y Sede II da CESP sometidas a incendio en 21/05/1987

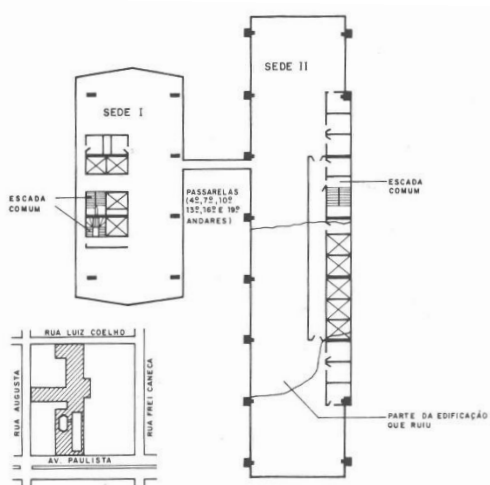


Figura 9 - Plan esquemático del tipo de pavimento de los edificios Sede I y Sede II de CESP, que muestra el sector que colapsó

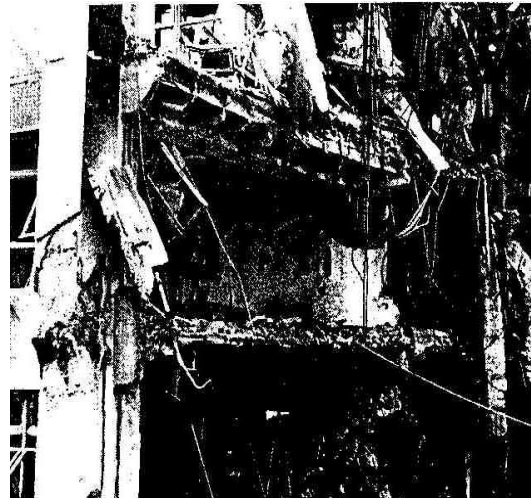


Figura 10 - Detalle de la ruina de la estructura de hormigón del edificio Sede II de CESP



Figura 11 - Ruina del edificio con estructura prefabricada sometido a fuego



Figura 12 - Desplazamiento de soporte de estructura prefabricada sometido a fuego

Todas estas condiciones deben considerarse y abordarse en el diseño de estructuras de hormigón, ya que el colapso de la estructura de hormigón no debe ocurrir en una situación de incendio, ya que sus consecuencias catastróficas, especialmente en el caso de edificios altos, son absolutamente inaceptables.

## 6. ESTUDIO DE CASO DE RUÍNA DE ESTRUCTURA DE CONCRETO

Un caso ejemplar de ruina de estructura de hormigón correspondió al edificio de la Sede II de CESP en un incendio que ocurrió en 21 de mayo de 1987. Este edificio era parte de un gran edificio, que comprende un bloque con pisos subterráneos, podio y dos torres. Los pisos subterráneos tenían tres niveles, dos de los cuales fueron utilizados para el estacionamiento de vehículos. El podio consistía en la planta baja y dos pisos más, que ocupaban toda el área del suelo. Encima de este podio había dos torres, llamadas Sede I y Sede II, que tenían, respectivamente, 19 y 21 pisos. Las dos torres tenían tamaños de piso estándar de aproximadamente 12m x 30m y 12m x 60m, respectivamente. El techo del Edificio de la Sede I estaba compuesto de tableros aglomerados de fibra de celulosa y el revestimiento del Edificio de la Sede II consistía en placas de yeso. Sobre ambos estaban los encofrados de madera de las losas, que eran nervadas. Las fachadas de las dos torres estaban compuestas predominantemente de marcos de acristalamiento de metal.

El edificio de la sede I tenía dos escaleras no protegidas, una de las cuales llegaba hasta el octavo piso. El edificio de la Sede II tenía solo una escalera, que, también no estaba protegida.

El incendio comenzó en el 5° piso del edificio Sede I, en la red de iluminación eléctrica dispuesta sobre el techo combustible. El techo se encendió rápidamente y las llamas se extendieron por su superficie inferior. Partes encendidas del revestimiento dejaron caer los materiales combustibles contenidos en la oficina y los incendió. La inflamación generalizada en el 5° piso se alcanzó muy rápidamente.

El fuego se extendió entre los pisos del edificio Sede I con gran facilidad. Esto sucedió de dos maneras: a través del interior del edificio, a través de las escaleras; y el exterior del edificio a través de las ventanas y perfiles de aluminio. La propagación vertical del fuego fue tan rápida que todos los pisos del edificio desde el 5° piso coincidieron con la fase de ignición generalizada, lo que significa que ardieron intensamente al mismo tiempo.

Aunque la distancia entre las fachadas de los edificios de la Sede I y Sede II es de 9,5 m, el fuego se propagó entre ellos por radiación térmica. El incendio en el edificio de la Sede II comenzó de manera intensa y concomitante en varios pisos. El incendio no encontró obstáculos en los pavimentos para alcanzar toda el área de los pisos, ya que los pisos solo tenían subdivisiones frente al edificio del edificio Sede I, donde estaban las escaleras, los ascensores, las despensas y los baños. Aproximadamente dos horas después de que el incendio se extendió al edificio de la Sede II, su parte central colapsó, como se muestra en la Figura 2. La estructura del edificio consistía en un conjunto de múltiples pórticos paralelos de hormigón armado moldeado *in loco*, cuyos elementos horizontales consistían en vigas en T, de sección grande y alta rigidez que abarcaba tramos de 8 m y 11 m, aproximadamente. La separación entre los pórticos era de, aproximadamente, 8 m. El bloqueo entre ellos fue promovido por las losas nervadas de los pisos.

El incendio, antes de la ruina del edificio de la Sede II, se desarrollaba con mayor intensidad en los pisos superior y la mitad de la altura del edificio. En estas regiones, los elementos verticales de los pórticos fueron sometidos a esfuerzos debido a la expansión térmica de las vigas T y sus materiales constituyentes fueron perdiendo gradualmente su resistencia mecánica a medida que se calentaban. La ruina de la región central del edificio se debió al incendio que se estaba desarrollando a su altura media, como resultado de los esfuerzos de expansión introducidos por dos vigas T consecutivas, en los elementos verticales de sus respectivos pórticos. Estos dos pórticos consecutivos tenían elementos verticales en un lado del edificio, significativamente más rígidos, ya que sus secciones transversales eran más grandes y formaban las columnas que formaban el hueco del ascensor. Las

partes menos rígidas de los dos pórticos recibieron mayores esfuerzos debido a estas dilataciones, regidas por la relación geométrica de las secciones de la columna a ambos lados de los pórticos, y sufrió cizallamiento severo, rompiendo.

Se adoptó el mismo tipo de diseño estructural para el edificio Sede I. A pesar de eso, los vanos superados por vigas que componían los múltiples pórticos eran significativamente más pequeños, alcanzando aproximadamente 4.5 m donde había una distinción entre las secciones de los elementos verticales del pórtico, y las vigas tenían secciones más pequeñas que las del edificio de la Sede II. Esta situación no se ha determinado la aparición de fuerzas de cizallamiento crítica en los elementos verticales de los pórticos.

Se encontró en el edificio Sede I, que los elementos estructurales horizontales (vigas y losas) presentaban dos problemas capaces de comprometer seriamente la estabilidad de la estructura en una situación de incendio. Uno de ellos estaba relacionado con recubrimientos de armadura, muy reducido en general, estar al lado de la superficie de hormigón en algunas regiones. El otro estaba relacionado con las secciones transversales reducidas de las vigas de losas nervadas, que eran insuficientes para garantizar una resistencia al fuego superior a 1 h. Como resultado, una parte significativa de los elementos estructurales horizontales sufrió una gran deformación.

Aunque solo una parte de la estructura del edificio de la Sede II fue al colapso, dividiéndola en dos, el resto de su estructura, así como la estructura de la Sede I, sufrieron daños muy graves, de manera que, después del incendio, se corría el riesgo inminente de colapso total de los dos edificios. Esta situación justificó la urgente necesidad de demolición de los dos edificios.

La fragilidad de la solución estructural de los dos edificios debido a la situación de incendio, asociada con la ausencia de compartimentación vertical, muestra claramente muestra cómo el sistema estático adoptado para la estructura de las dos torres era frágil. La ruina que ha ocurrido muestra que esta solución estructural, desde el punto de vista de la seguridad contra incendios, debe evitarse.

Parte de las situaciones relacionadas con las estructuras de los dos edificios que se informan aquí se muestran en las Figuras 9, 10, 13, 14, 15, 16 y 17. Está claro en relación con el edificio de la Sede II que los esfuerzos de expansión cizalharam las columnas de dos pórticos, causando el colapso de la parte central de la torre.

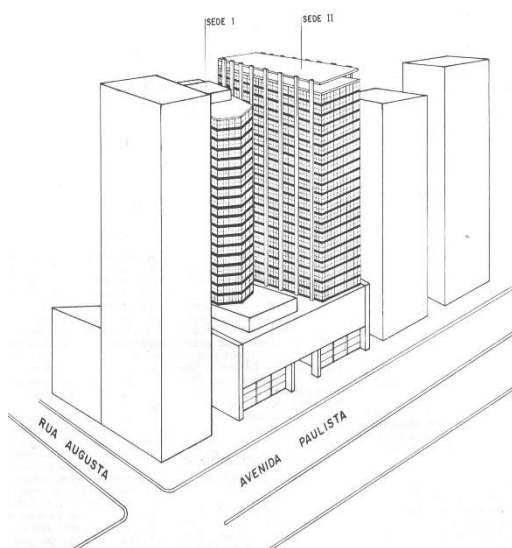


Figura 13 - Bloque afectado por incendios: podio y edificios Sede I y Sede II



Figura 14 - Detalle de la ruina de la estructura de hormigón del edificio Sede II, que muestra las dos partes restantes de la torre.



Figura 15 - Vista de la parte frontal de la estructura del edificio Sede II, desde su parte posterior, destacando el vacío dejado por el colapso de la parte central



Figura 16 - Frente del edificio Sede II



Figura 17 – Estructura del edificio Sede I dañada por el fuego

## 7. CONSIDERACIONES FINALES

Los casos de colapso presentados afectaran edificios construidos cuando no había requisitos obligatorios de cumplimiento en Brasil para garantizar condiciones adecuadas de seguridad contra incendios. Actualmente existen regulaciones, como el Decreto del Departamento de Bomberos del Estado No. 63.911 / 2018, con detalles establecidos en la Instrucción Técnica No. 08/2019 - Resistencia al fuego de los elementos de construcción - que determina en la mayoría de las situaciones, como las de los edificios más grandes, que las estructuras de hormigón y cualquier otro tipo de material (acero, madera y mampostería estructural) están diseñados y ejecutados de tal manera que tener resistencia al fuego, es decir, para poder resistir la acción del fuego mientras se preserva la estabilidad estructural de los edificios.

A pesar de esto, la norma citada en este reglamento, relativa al diseño de estructuras de hormigón en situación de incendio, deben mejorarse con urgencia y los diseñadores deben ser conscientes de

la importancia de dar a las estructuras la capacidad real de resistir la acción de un incendio mientras se preserva la estabilidad de los edificios.

La regulación y normativas citadas, que sirve como referencia a otras regulaciones existentes en Brasil, debe mejorarse y garantizar un enfoque consistente que evite que las estructuras de tamaño adecuado se vean afectadas por acciones extremadamente severas, representado, entre otras situaciones, por grandes porciones de la estructura expuesta, concomitantemente o sucesivamente, a la acción del fuego.

## 8. REFERENCIAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2012). *ABNT NBR 15200: Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio*.

Berto, A. F., Bottger, I. F., Paula D. J. (2018), *Segurança contra Incêndio? – Parte I*. Revista Emergência. p. 46 – 55, 12 dez. 2018.

Berto, A. F., Bottger, I. F., Paula D. J. (2019), *Segurança contra Incêndio? – Parte II*. Revista Emergência. p. 34 – 41, 10 jan. 2018.

Berto, A. F., Bottger, I. F., Paula D. J. (2019), *Segurança contra Incêndio? – Parte III*. Revista Emergência. p. 30 – 38, 19 fev. 2018.

Berto, A. F., Bottger, I. F., Paula D. J. (2019), *Segurança contra Incêndio? – Parte IV*. Revista Emergência. p. 42 – 51, 18 mar. 2018.

Corpo de Bombeiros da PMESP. (2019). *Instrução Técnica nº 08 - Resistência ao fogo dos elementos de construção*.

Corpo de Bombeiros da PMESP. (2019). *Instrução Técnica nº 09 - Compartimentação horizontal e compartimentação vertical*.

Corpo de Bombeiros da PMESP. (2018). *Decreto Estadual nº 63.911*. 10 de dezembro

Helene et. al. (2019), *Edifício Wilton Paes de Almeida. Histórico, anamnese, estudos, ensaios e análises da estrutura de concreto armado do edifício Wilton Paes de Almeida, que sofreu incêndio e colapso no dia 1o de maio de 2018*, sito a Rua Antônio de Godoy, 581, Largo do Paissandu, São Paulo, SP. Recomendações Técnicas. Parecer Técnico PhD 324/2019. Abril. 100p. Disponível em [www.phd.eng.br](http://www.phd.eng.br).

Kodur, V. R., Kumar, P., Rafi, M. M. (2019). *Fire Hazard in Buildings: Review, Assessment and Strategies for Improving Fire Safety*. PSU Research Review - Emerald PUBLISHING. <https://doi.org/10.1108/PRR-12-2018-0033>