

## Investigating the behavior Of Special Steel Concentrically Braced Frames exposed to fire

R. Kaffash<sup>1</sup>, A. Karamodin<sup>2\*</sup>

1- Ph.D. Student, Department of Civil Engineering, Ferdowsi University of Mashhad, Mashhad, Iran.

2- Associate Professor, Department of Civil Engineering, Ferdowsi University of Mashhad, Mashhad, Iran

### ABSTRACT

*Understanding the behavior of steel structures under fire loading is very important because many recent events indicate the vulnerability of steel structures to such a hazard. Extensive numerical and experimental studies have been conducted to investigate the behavior of different types of structural steel elements individually, steel structure connection, and steel moment frames in fire conditions. However, the response of concentrically braced frames in fire conditions has not yet been investigated. This paper examines the global response and the local behavior of special steel concentrically braced frames under a series of uniform fire scenarios considering the heating and cooling phases at different levels of floors by numerical analysis of finite element method. The analyzes results show that the buckling of the beams and braces is exposed to high temperatures due to the large compressive axial force due to lateral constraints to expansion. Also, the fire resistance of the braced frames is affected by the position of the fire. As with increasing gravity load at lower levels, the effect of  $P-\Delta$ , which is an effective factor in the destruction of the structure, has increased and potentially risk the early destruction of the structure Increase. The results of analyzes can help engineers understand the local and global responses of steel bracing frames under fire loading*

### ARTICLE INFO

**Receive Date:** 23 April 2019

**Revise Date:** 09 June 2019

**Accept Date:** 26 July 2019

### Keywords:

*Fire*

*Sequential analysis*

*Fire resistance*

*braced frames*

*Overall behavior*

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/JSCE.2019.182755.1839

\*Corresponding author: Abbas Karamodin.

Email address: a-karam@um.ac.ir

## بررسی رفتار قاب‌های مهاربندی همگرای ویژه فولادی تحت اثر بار آتش

محمد رسول کفاش<sup>۱</sup>، عباس کرم الدین<sup>۲\*</sup>

۱- دانشجوی دکتری سازه، دانشگاه فردوسی مشهد، مشهد، ایران

۲- دانشیار، دانشگاه فردوسی مشهد، مشهد، ایران

### چکیده

درک رفتار سازه‌های فولادی تحت بارگذاری آتش بسیار مهم است زیرا بسیاری از حوادث اخیر نشان‌دهنده آسیب‌پذیری سازه‌های فولادی در برابر چنین خطری است. مطالعات عددی و تجربی گسترده برای بررسی رفتار انواع مختلفی از المان‌های سازه فولادی به صورت مجزا، اتصالات سازه فولادی و همچنین قاب‌های خمشی فولادی در شرایط آتش‌سوزی انجام شده است. با این حال، پاسخ قاب‌های مهاربندی فولادی هم‌محور در شرایط آتش‌سوزی قبلاً مورد مطالعه قرار نگرفته است. این مقاله پاسخ کلی و رفتار قاب‌های مهاربندی همگرای ویژه فولادی را تحت یک سری سناریو آتش‌سوزی یک‌نواخت با در نظر گرفتن فازهای گرم شونده و خنک شونده در سطوح مختلف تراز طبقات به کمک تحلیل عددی به روش اجزای محدود بررسی می‌کند. نتایج تحلیل‌ها نشان می‌دهد که کماتش تیرها و مهاربندهای در معرض درجه حرارت بالا به دلیل نیروی محوری فشاری بزرگ در اثر محدودیت‌های انتهای در برابر انبساط رخ می‌دهد. همچنین مقاومت قاب‌های مهاربندی در برابر آتش تحت تأثیر موقعیت آتش قرار می‌گیرد چنانکه در ترازهای پائین تر با افزایش بار ثقلی، اثر  $P-\Delta$  که عامل مؤثر در تخریب سازه است، افزایش یافته و پتانسیل خطر تخریب زود هنگام سازه را افزایش دهد. نتایج تجزیه و تحلیل‌ها می‌تواند به مهندسان در درک پاسخ‌های موضعی و کلی از قاب‌های مهاربندی فولادی تحت بارگذاری آتش کمک کند.

کلمات کلیدی: آتش‌سوزی، تحلیل‌های متوالی، مقاومت آتش، قاب‌های مهاربندی، رفتار کلی

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	10.22065/JSCE.2019.182755.1839	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2019.182755.1839	۱۴۰۰/۰۳/۳۰	۱۳۹۸/۰۵/۰۴	۱۳۹۸/۰۵/۰۴	۱۳۹۸/۰۳/۱۹	۱۳۹۸/۰۲/۰۳
عباس کرم الدین a-karam@um.ac.ir					*نویسنده مسئول: پست الکترونیکی:	

## ۱- مقدمه

در طول دهه‌های اخیر پاسخ سازه‌های فولادی در معرض بارگذاری آتش، توجه مهندسان و محققان را به خود جلب کرده است. این امر با رویدادهای آتش‌سوزی تاریخی که منجر به آسیب جدی سازه‌ای و متعاقباً خسارات جانی شده، توسعه یافته است. از سوی دیگر دستورات عمل‌های فعلی طراحی سازه‌های فولادی اطلاعات کافی برای ارزیابی واقع‌بینانه واکنش سازه‌های فولادی در حوادث آتش‌سوزی را ندارند. بنابراین نیاز به درک کیفی رفتار ساختمان‌های با سازه فولادی تحت شرایط واقعی آتش‌سوزی در سطوح موضعی و سیستمی به‌وضوح دیده می‌شود. تاکنون آزمون‌های آزمایشگاهی جامعی در سطح کل سازه فولادی در معرض شرایط آتش‌سوزی واقعی انجام نشده است. با این حال، یکی از شاخص‌ترین آزمون‌های آزمایشگاهی، مجموعه‌ای از آزمون‌های آتش‌سوزی در سطح کل یک سازه قاب فولادی ۸ طبقه است که توسط شرکت فولاد بریتانیا<sup>۱</sup> و موسسه تحقیقاتی بریتانیا<sup>۲</sup> در کاردینگتون<sup>۳</sup> انگلستان انجام شده است [۱]. نتایج کلی این آزمایش‌ها نشان می‌دهد که رویکرد طراحی متداول قاب‌های فولادی بر اساس رفتار اعضا به‌صورت مجزا، هیچ‌یک از رفتار موضعی و کلی قاب‌های فولادی تحت بارگذاری آتش را به‌صورت واقع‌گرایانه در برنمی‌گیرد. مطالعات عددی برای بررسی اثرات بارگذاری آتش بر پاسخ موضعی و کلی سازه‌های فولادی انجام شده است. شبیه‌سازی اجزای محدود نیز برای بررسی پاسخ سازه‌های فولادی در دمای بالا استفاده شده است [۲-۶]. علاوه بر این، فن‌های عددی نیز برای بررسی پایداری کلی و تخریب پیش‌رونده سازه‌های قاب فولادی در معرض آتش‌سوزی بکار گرفته شده است [۷-۱۰]. همچنین رویکردهای تحلیل پلاستیک و تحلیل الاستوپلاستیک برای به دست آوردن توزیع دمای بحرانی سازه در معرض آتش‌سوزی در تخریب پیشنهاد شده است [۱۱، ۱۲].

به‌طور خلاصه، تحلیل‌های گسترده عددی برای شبیه‌سازی و بررسی رفتار اعضا سازه‌های فولادی به‌صورت مجزا و همچنین رفتار کلی سازه‌های فولادی در شرایط آتش‌سوزی انجام شده که اکثریت قریب به اتفاق آن‌ها مربوط به قاب‌های خمشی فولادی بوده است. از طرفی در اغلب پژوهش‌های پیشین در بررسی سازه‌های تحت آتش تنها فاز گرمایی آتش مورد توجه قرار گرفته و به تأثیر فاز خنک‌کننده بر پاسخ کلی یا رفتار موضعی سازه‌ها، توجه محدودی شده است.

در این مقاله، مجموعه‌ای از مدل‌های عددی برای ارزیابی عملکرد یک نمونه قاب مهاربندی بلندمرتبه در معرض آتش‌سوزی یکنواخت در طبقات مختلف با در نظر گرفتن فازهای مختلف آتش مورد بررسی قرار می‌گیرد. نتایج این مطالعه بینش ارزشمندی را در مورد رفتار قاب‌های مهاربندی ارائه می‌دهد که می‌تواند به طراحی مبتنی بر عملکرد ساختمان‌های فولادی در برابر آتش کمک کند.

## ۲- شبیه‌سازی عددی

برای شبیه‌سازی سناریوهای آتش‌سوزی در سازه نیاز به استفاده از تحلیل‌های چندمرحله‌ای و متوالی است. در این تحقیق این مراحل تحلیل به روش اجزای محدود در نرم‌افزار آباکوس [۱۳] با مراحل تحلیل جداگانه زیر انجام شده است [۱۴]. اولین مرحله تجزیه و تحلیل، یک تحلیل غیرخطی استاتیکی است که سازه تحت بار ثقلی قرار می‌گیرد. مرحله دوم نیز یک تحلیل دینامیکی ضمنی غیرخطی است که در آن اثرات گذرا افزایش دمای اعضای سازه‌ای در معرض حریق، بسته به سناریوهای احتمالی آتش‌سوزی، در نظر گرفته شده است. بار ثقلی با استفاده از ترکیب بارگذاری برای حالت رخ داد آتش محاسبه می‌شود. آیین‌نامه ASCE7-10 ترکیب بار ثقلی هم‌زمان با آتش‌سوزی را ارائه نموده است [۱۵] چنانکه پیشنهاد می‌کند که ترکیب بار ثقلی به‌صورت رابطه (۱) برای شرایط آتش‌سوزی در نظر گرفته شود.

$$w = 1.25DL + 0.5LL \quad (1)$$

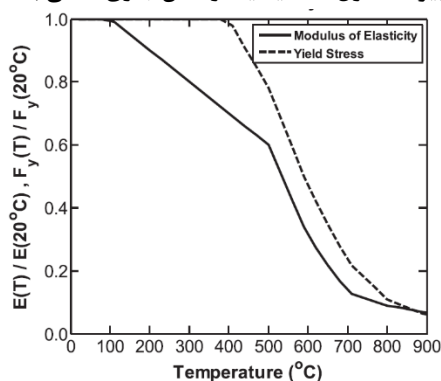
<sup>1</sup> British Steel

<sup>2</sup> British Research Establishment (BRE)

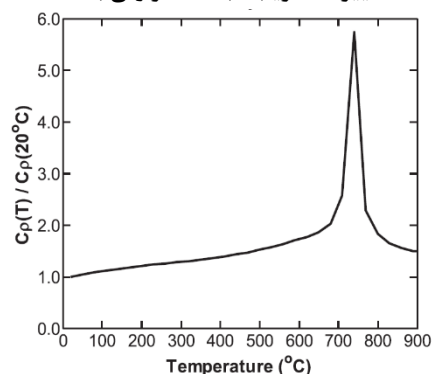
<sup>3</sup> Cardington

به منظور مدل سازی رفتار مواد از مدل الاستوپلاستیک کامل برای فولاد در دمای استاندارد استفاده شده است. همچنین تنزل سختی و مقاومت و تغییرات سایر خواص فولاد در اثر افزایش دما مطابق شکل ۱ در نظر گرفته می شود. این مشخصات به ویژه برای مقاومت جاری شدگی، حد تناسب و مقاومت نهایی بر اساس استاندارد اروپا<sup>۴</sup> محاسبه می شود [۱۶].

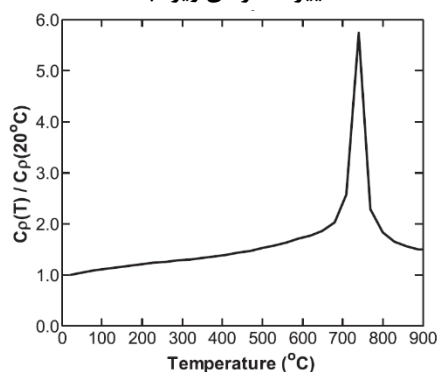
تغییرات مدول الاستیسیته و تنش جاری شدگی با دما



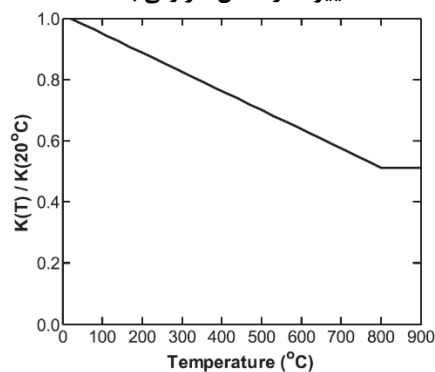
تغییرات ضریب انبساط حرارتی با دما



تغییرات گرمای ویژه با دما



تغییرات رسانش حرارتی با دما



شکل ۱: مشخصات مکانیکی، حرارتی و تغییر شکل پذیری فولاد سازه ای [۱۶].

### ۳- بار آتش

برای شبیه سازی رویداد آتش سوزی واقعی در تجزیه و تحلیل عددی از منحنی های دما-زمان استفاده می شود. ادبیات فنی شامل طیف گسترده ای از منحنی های دما-زمان، مانند *ASTM-E119 ISO 834-1* و منحنی آتش پارامتریک *EC* است. در این مطالعه منحنی آتش پارامتریک *EC* چنانکه در شکل ۲ نشان داده شده است مورد استفاده قرار گرفته زیرا توانایی نشان دادن هر سه فاز مختلف در یک رویداد آتش سوزی شامل یک رمپ گرم شونده، یک فاز خنک شونده و یک دمای محیط ثابت است. منحنی های استاندارد *ISO 834-1* و *ASTM-E119* تنها فاز گرم شونده را نشان می دهند که در آن فرض شده منبع سوخت پایان ناپذیر است. مشخص کردن فاز خنک شونده از منحنی آتش پارامتریک برای شبیه سازی یک رویداد آتش سوزی واقعی، زمانی که فاز خنک شونده می تواند باعث ایجاد کرنش های بزرگ شود، ضروری است. در فاز گرم شونده منحنی آتش پارامتریک، دما  $\theta(^{\circ}\text{C})$  به صورت تابع زمان  $t^*$  همان طور که در معادله ۲ نشان داده شده است، محاسبه شده که در آن  $t^*$  توسط عامل  $\Gamma \cdot t$  ارائه شده است؛ که  $\Gamma$  یک پارامتر بدون بعد برابر با  $(O/b)^2 / (0.04/1160)^2$  است که در آن  $O$  یک فاکتور بازشو،  $b$  جذب حرارتی سطوح اطراف محفظه و  $t$  زمان در واحد ساعت است.

$$\theta = 20 + 1325(1 - 0.324e^{-0.2\Gamma} - 0.204e^{-1.7\Gamma} - 0.472e^{-19\Gamma}) \quad (2)$$

<sup>4</sup> EURO Code (EC)

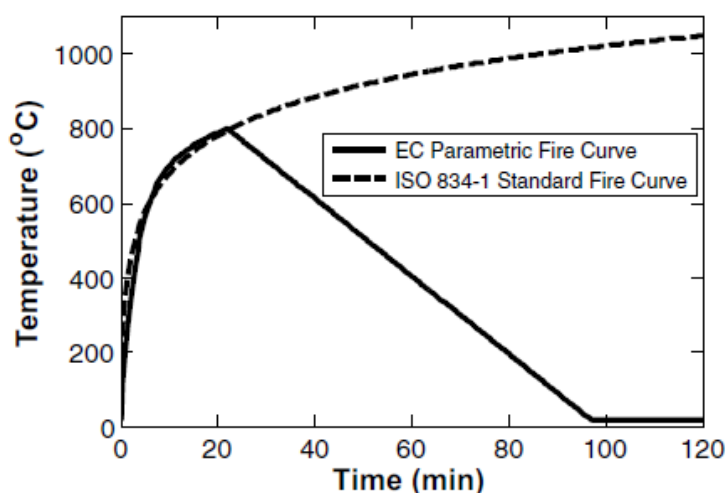
در این مطالعه،  $\Gamma$  واحد در نظر گرفته می‌شود تا تقریباً فاز گرم شونده‌ای را که منحنی استاندارد ISO 834-1 نشان می‌دهد، ایجاد کند. چنانکه محققان دیگر در مطالعات قبلی انجام داده‌اند، فاز گرم شونده منحنی آتش‌سوزی ISO 834-1 می‌تواند تقریباً بدون هیچ محدودیتی به هر قاب یا المان‌های مجزا اعمال شود. این فرمول انعطاف‌پذیری برای فرض کردن طیف گسترده‌ای از مقادیر مناسب برای چگالی بار آتش طراحی ( $q_{t,d}$ )، ضریب بازشو ( $O$ ) و جذب گرما در سطوح اطراف محفظه ( $b$ ) برای هر دو حالت ساختمان‌های پلان باز و بسته، فراهم می‌کند چنانکه یک منحنی دما-زمانی مشابه می‌تواند به همه قاب‌ها اعمال شود. به‌عنوان مثال، در مورد یک ساختمان اداری پلان باز  $q_{t,d}$ ،  $O$  و  $b$  ممکن است به ترتیب  $130 \text{ MJ/m}^2$ ،  $0.071 \text{ m}^{1/2}$  و  $0.230 \text{ J/(m}^2 \cdot \text{s}^{0.5} \cdot \text{K)}$  فرض شود. در مورد ساختمان اداری پلان بسته شده، می‌توان این مقادیر را به ترتیب  $50 \text{ MJ/m}^2$ ،  $0.027 \text{ m}^{1/2}$  و  $0.0783 \text{ J/(m}^2 \cdot \text{s}^{0.5} \cdot \text{K)}$  قرار داد. ترکیب موردنظر از مقادیر پارامترهای آتش برای ساختمان‌های پلان باز و بسته، حداکثر دمای  $800$  درجه سانتی‌گراد را در  $22$  دقیقه با توجه به معادله ۳ نشان می‌دهد، همان‌طور که در شکل ۵ نشان داده شده است. اگر فرض شود که  $t_{iim}$  برای رشد آتش متوسط برابر  $20$  دقیقه باشد؛ بنابراین، این منحنی آتش یک آتش تهویه کنترل است.

$$t_{max}^* = t_{max} = \max\left\{0.2 \times 10^{-3} \frac{q_{t,d}}{O}, t_{iim}\right\} \quad (3)$$

فاز خنک‌کننده با استفاده از معادله ۴ ایجاد شده است؛ که قبل از فاز دمای محیط به پایان می‌رسد. در نهایت فرض بر این بوده که دما در انتهای آتش در  $120$  دقیقه به دمای محیط ختم شود.

$$\theta = \theta_{max} - 625(t^* - t_{max}^*) \quad (4)$$

پس از تصمیم‌گیری در مورد روش محاسبه درجه حرارت تولیدشده توسط منبع آتش<sup>۵</sup>، مسئله انتقال حرارت به معادلات دیفرانسیل با شرایط مرزی خاصی که اجازه محاسبه دما در سطح عناصر سازه‌ای<sup>۶</sup> را می‌دهد و سپس انتقال گرما از طریق المان، تقلیل می‌یابد. گرچه فرضیه  $T_{gas} = T_s$  ممکن است منجر به نتایج نادرست در سازه‌های بتنی شود، به‌طور کلی برای سازه‌های فولادی پذیرفته شده است. این بیشتر مربوط به هدایت بالای فولاد است که اجازه انتقال سریع گرما از یک نقطه به نقطه دیگر را می‌دهد. درجه حرارت عناصر فولادی در معرض آتش با توجه به آنچه در استاندارد EN 1993-1-2 [۱۶] شرح داده شده، بر اساس فرض توزیع یکنواخت دما در مقطع در نظر گرفته شده است.



شکل ۲: منحنی آتش پارامتریک EC.

<sup>5</sup>  $T_{gas}$

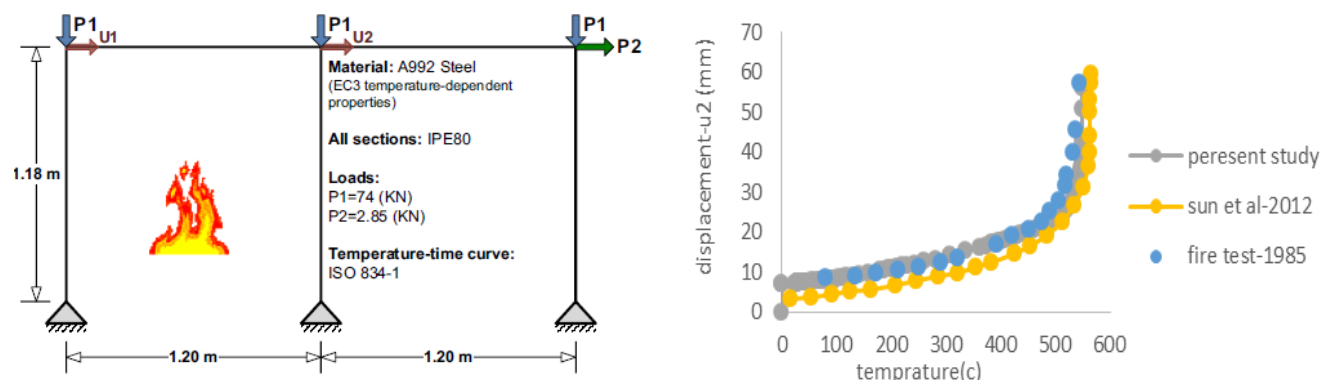
<sup>6</sup>  $T_s$

#### ۴- سناریوهای آتش‌سوزی

از آنجاکه امکان پیش‌بینی آتش‌سوزی وجود ندارد، سناریوهای مختلفی در نظر گرفته شده است. در اینجا، سه سناریو آتش‌سوزی در طبقه همکف، یک طبقه در ترازهای میانی و یک طبقه در ترازهای انتهایی، در نظر گرفته شده است. مهم است که تأکید کنیم که در هر تحلیل تنها یک مورد سناریو آتش در صورت عدم وجود بقیه موارد آتش مورد بررسی قرار گرفته است. علاوه بر این، در این مطالعه اعضای سازه‌ای محافظت نشده فرض شده است، زیرا محاسبه بارگذاری آتش با صرف‌نظر کردن از حفاظت غیرفعال آتش نسبت به در نظر گرفتن طراحی در دمای محیط با فرض استفاده از سیستم حفاظت در برابر آتش محافظه‌کارانه‌تر است [۱۷]. همچنین در هر سناریو آتش‌سوزی طبقه، تیر پایینی در مجاورت دهانه تحت بار آتش در معرض مستقیم بارگذاری حرارتی قرار نگرفته است، زیرا هدایت حرارتی دال بتنی در کف که مانع نفوذ گرما به تیر متصل به آن است، ضعیف است. بنابراین تأثیر حضور دال‌های بتنی طبقه به‌طور غیرمستقیم در تحلیل انتقال حرارت گذرا مورد توجه قرار گرفته است. اثرات مکانیکی دال‌های بتنی در تجزیه و تحلیل حرارتی-مکانیکی بر اساس یافته‌های *Quiel* و همکاران [۱۸] نادیده گرفته شده، چنانکه استدلال می‌کند در تجزیه و تحلیل تنش دوبعدی در قاب‌ها می‌توان از دال صرف‌نظر کرد. با توجه به عمل کاملاً کامپوزیتی بین شاه‌تیرهای فولادی و دال‌های بتنی، گسترش حرارتی سریع در شاه‌تیرهای فولادی، باعث می‌شود نیروهای کششی زیادی در دال‌های بتنی که بتن را ترک می‌کنند، باشد؛ بنابراین تنش‌های کمی توسط دال بتنی تحمل می‌شود و اثرات سازه‌ای آن‌ها در اثر آتش‌سوزی ناچیز است.

#### ۵- صحت‌سنجی مدل‌های عددی

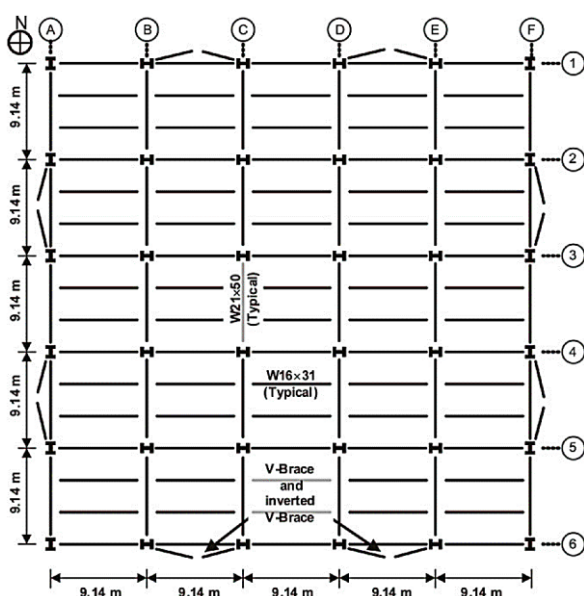
برای اعتبار‌سنجی تحلیل حرارتی-مکانیکی، یک قاب فولادی در مقیاس کوچک که توسط *Rubert* و همکاران [۱۹] تحت بار حرارتی آزمایش شده است و سپس توسط *Sun* و همکاران [۱۰] با تحلیل عددی مورد ارزیابی قرار گرفته، مورد توجه قرار گرفته است. در این آزمایش اعضای سازه‌ای دهانه چپ با استفاده از منحنی استاندارد *ISO 834-1* تحت حرارت قرار گرفته اند. در مدل اعتبار‌سنجی خواص وابسته به دما بر اساس استاندارد اروپا *EC3* [۱۶] به کار گرفته شده است. نتایج جابجایی‌های جانبی در مقابل دما در یک گره قاب با نتایج تجربی و مطالعات عددی قبلی مقایسه شده است. چنانچه در شکل ۳ نشان داده شده میزان جابجایی جانبی گره میانی قاب در ابتدای اعمال بار حرارتی و در دمای ۸۰ درجه سانتیگراد در آزمایش و تحلیل عددی در حدود ۸/۵ سانتیمتر و در انتهای اعمال بار حرارتی و در دمای ۵۴۰ درجه سانتیگراد در حدود ۵۷/۱ سانتیمتر بوده و همچنین شیب منحنی در بازه‌های مختلف تغییرات دما در هر دو منحنی مربوط به آزمایش و تحلیل عددی منطبق بوده و توافق خوبی بین نتایج آزمایشگاهی و مدل‌سازی عددی حاصل شده و روشی که در این مطالعه برای شبیه‌سازی رفتار حرارتی-مکانیکی قاب‌های فولادی مورد استفاده قرار گرفته را تأیید نموده است.



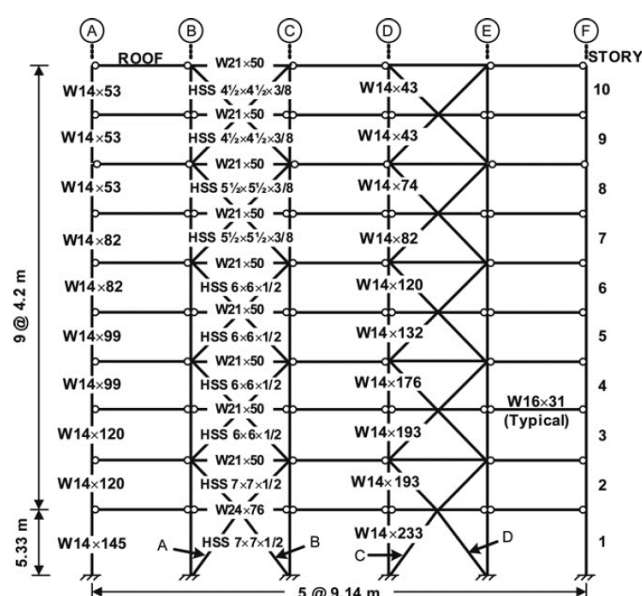
شکل ۳: قاب فولادی کوچک مقیاس استفاده شده در صحت‌سنجی آنالیز مکانیکی-حرارتی و نتایج صحت‌سنجی.

## ۶- سازه‌های نمونه

در این پژوهش به منظور ارزیابی عملکرد قاب مهاربندی بلندمرتبه در معرض آتش‌سوزی یک مورد از ساختمان‌های نمونه با قاب مهاربندی فولادی که با هدف مطالعه اثر تخریب پیش‌رونده در مؤسسه ملی استانداردها و فناوری آمریکا<sup>۷</sup> [۲۰] طراحی شده بود به‌عنوان سازه نمونه در نظر گرفته شده‌اند. این نمونه یک ساختمان ۱۰ طبقه اداری و با ابعاد پلان ۴۵٫۷×۴۵٫۷ برحسب متر بوده و بارهای طراحی آن‌ها بر اساس *ASCE 7-05* تعیین شده است [۲۱]. ساختمان نمونه برای سطح خطر لرزه‌ای متوسط طراحی شده و منجر به طرح سیستم مهاربندی هم‌محور ویژه<sup>۸</sup> [۲۲] شده است. نمای قاب‌های شرقی- غربی ساختمان نمونه در شکل ۴ و پلان آن در شکل ۵ نشان داده شده است. استانداردهای مواد و طراحی مورد استفاده در طراحی اعضا و اتصالات آن‌ها، از مراجع [۲۲-۲۵] انتخاب شده است. بار مرده برای طبقات، شامل وزن خود دال‌ها ۲۲۰۰ نیوتن بر مترمربع و یک سربار مرده ۱۴۳۰ نیوتن بر مترمربع است. در حالی که بار زنده طراحی ۴۷۹۰ نیوتن بر مترمربع است. برای بام، بار مرده شامل وزن خود دال ۲۲۰۰ نیوتن بر مترمربع و سربار مرده ۴۸۰ نیوتن بر مترمربع و بار زنده طراحی ۹۶۰ نیوتن بر مترمربع اعمال شده است. کاهش بارهای زنده بر اساس *ASCE 7-05* است [۲۱]. سیستم سازه‌ای ساختمان متشکل از قاب‌های مهاربندی و قاب‌های ثقلی است. تیرها و ستون‌ها در قاب‌های ثقلی از طریق اتصالات برشی متصل می‌شوند که شامل ورق اتصال برشی است که به ستون جوش شده و با استفاده از پیچ‌های با مقاومت بالا متصل شده است. مهاربندها از مقاطع فولادی مربعی توخالی<sup>۹</sup> فشرده لرزه‌ای با فولاد نوع *ASTM A500* انتخاب شده، در حالی که فولاد نوع *ASTM A992* برای تمام تیرها و ستون‌ها استفاده شده است. طرح اصلی در ضوابط طرح لرزه‌ای [۲۰] را صفحات اتصال مهاربند جهت ایجاد مفاصل در اتصالات مهاربند به تیر و ستون مشخص می‌کند. این نوع اتصال به احتمال زیاد سبب می‌شود که مهاربند از لبه‌های انتهایی و خارج از صفحه قاب مهاربندی دوران کند.



شکل ۵: پلان ساختمان نمونه [۲۰].



شکل ۴: نمای قاب مهاربندی ساختمان نمونه در جهت E-W [۲۰].

سازه نمونه به صورت یک قاب دوبعدی مدل‌سازی شده است. قاب با استفاده از المان‌های تیر اولر-برنولی ۲ گره‌ای مدل‌سازی شده‌اند بطوریکه حداکثر طول اجزای محدود ۱ متر در طول اعضا و بهترین اندازه مش در حدود ۰/۳۵ متر در اطراف گره‌ها استفاده شده تا به شکل دقیق شکل‌گیری مفاصل پلاستیک نزدیک به اتصالات شبیه‌سازی شود. هر مهاربند با یک نقص اولیه در حدود ۰/۱ درصد از طول مهاربند قرار داده شد. برای ساده‌سازی مدل فرض شده است که اتصالات تیر به ستون به صورت اتصالات مفصلی در صفحه قاب و اتصالات

<sup>7</sup> National Institute of Standards and Technology (NIST)

<sup>8</sup> special concentrically braced frame (SCBF)

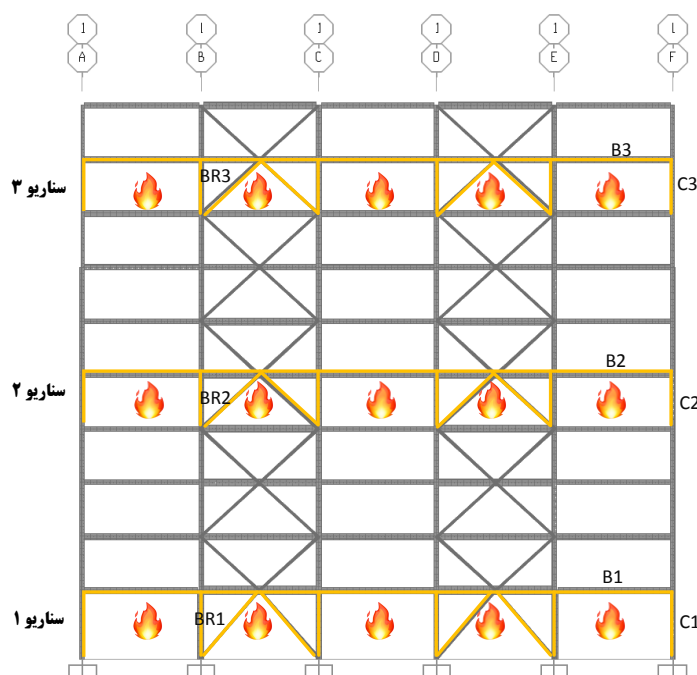
<sup>9</sup> Hollow Steel Sections (HSS)

مهاربندها به قاب به صورت اتصالات مفصلی در خارج از صفحه قاب و همچنین اتصالات تیر به ستون دهانه مهاربندی در گره‌های اتصال مهاربند به صورت صلب رفتار می‌کنند. شکست اتصالات در اینجا در نظر گرفته نشده است.

برای محاسبه اثرات  $P-1$ ، مدل‌سازی یک ستون متکی به نمایندگی از قاب‌های ثقلی در نظر گرفته شده است. ستون‌های متکی با استفاده از المان‌های خریابی مدل‌سازی می‌شوند و به قاب‌های مهاربندی اصلی در تراز طبقات با استفاده از قیدهای چند نقطه‌ای<sup>۱۰</sup> متصل می‌شوند. این ستون‌ها دارای صلبیت محوری بوده و در پایه و تراز طبقات مفصل شده‌اند، از این رو آن‌ها بر سختی جانبی قاب‌های مهاربندی اصلی تأثیر نمی‌گذارد.

بارهای ثقلی به دو بخش تقسیم می‌شوند. اولاً بارهای ثقلی مرتبط با قاب‌های مهاربندی که به صورت نیروهای عمودی در امتداد تیرها در سطح هر طبقه اعمال می‌شود. دوم، بارهای ثقلی مربوط به قاب‌های ثقلی داخلی در هر ناحیه وابسته، به صورت بارهای متمرکز که به ستون‌های متکی در سطوح طبقه مربوطه اعمال می‌شوند. با در نظر گرفتن مقادیر بار مرده و زنده مشخص شده در بالا و ترکیب مورد نظر برای بار آتش مقادیر بار ثقلی محاسبه و با فرض فاصله خارج از صفحه  $9/14$  متر بین قاب‌ها، بار توزیع شده روی تیرها و ستون‌های طبقات و بام اعمال شده است.

در اینجا سه سناریو آتش‌سوزی فرضی با هدف بررسی اثر رخ داد سناریو حریق در طبقات مختلف بر مقاومت آتش سازه در نظر گرفته شده است: آتش‌سوزی در الف) طبقه همکف، ب) طبقه چهارم و پ) طبقه هشتم همان‌طور که در شکل ۶ نشان داده شده است. در هر مورد سناریو آتش‌سوزی تیرهای بالا و ستون‌ها و مهاربندهای طبقه تحت حریق در معرض بارگذاری آتش قرار می‌گیرند.



شکل ۶: سناریوهای آتش.

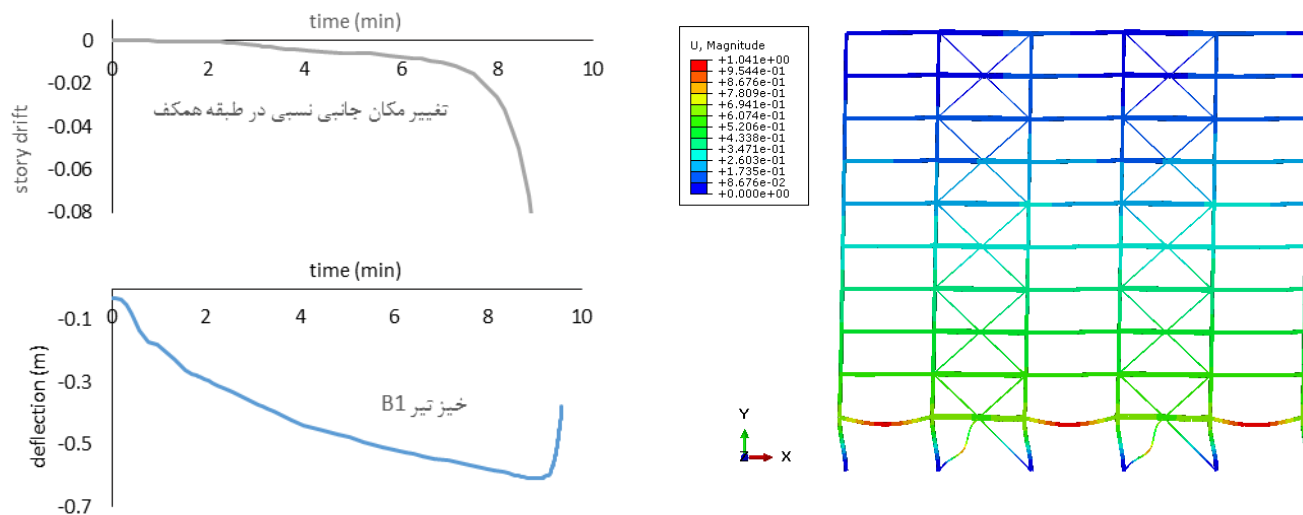
## ۷- نتایج تحلیل‌ها

از مهم‌ترین مشاهدات نتایج تحلیل‌های صورت گرفته در این پژوهش در مورد رفتار قاب مهاربندی فولادی در معرض آتش‌سوزی، از دست رفتن مقاومت و یکپارچگی سازه در برابر حریق در مدت‌زمان کوتاه است. شکل ۷ مقاومت در برابر حریق را بر اساس سناریو ۱، در هنگام اعمال آتش به صورت یکنواخت به کل طبقه همکف نشان می‌دهد. مقاومت آتش به صورت زمانی تعریف شده است که نرخ جابجایی‌ها

<sup>10</sup> multi-point constraints (MPCs)



در سطح کلی (تغییر مکان جانبی نسبی طبقه) یا به صورت محلی (تغییر شکل در وسط تیر) از آستانه انتخاب شده فراتر می روند. آستانه‌ها توسط منحنی تغییرات جابجایی‌ها در برابر زمان متمایل شده به سمت مجانب قائم با یک خطای ۱٪ تعریف شده‌اند [۲۶] که به صورت ضمنی بیانگر زمانی است که در آن سازه قادر نیست در برابر بارهای ثقلی اولیه مقاومت کند و در آستانه فروریزش قرار می‌گیرد.

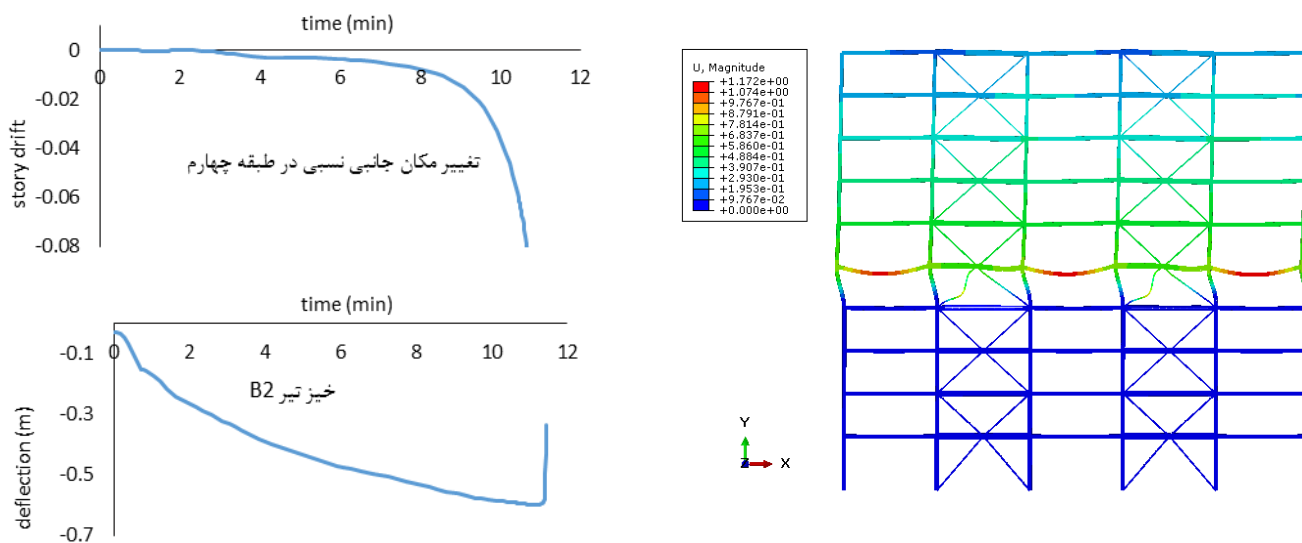


تغییر مکان موضعی و کلی سازه در طبقه همکف

شکل تخریب در زمان ۹/۶ دقیقه

شکل ۷: مقاومت در برابر حریق قاب مهاربندی بر اساس سناریو ۱.

همان‌طور که در شکل ۷ دیده می‌شود، مقاومت در برابر حریق قاب مهاربندی زمانی که آتش به‌طور یکنواخت به سرتاسر طبقه همکف ساختمان اعمال می‌شود، در حدود ۹/۶ دقیقه است به این معنی که سازه در این زمان در آستانه فروریزش کلی قرار می‌گیرد. همچنین مشاهده می‌شود که تیرها یکپارچگی خود را در برابر بار آتش تا آستانه فروریزش طبقه حفظ نموده‌اند. جابجایی جانبی طبقه چهارم در مقابل زمان بر اساس سناریو ۲ در شکل ۸ نشان داده شده است. چنانکه که مشاهده می‌شود، مقاومت آتش در این سناریو اندکی بیشتر از سناریو قبلی و در حدود ۱۱/۵ دقیقه است. در این سناریو نیز تیرها تا هنگام آستانه فروریزش طبقه دچار فروریزش موضعی نشده‌اند.

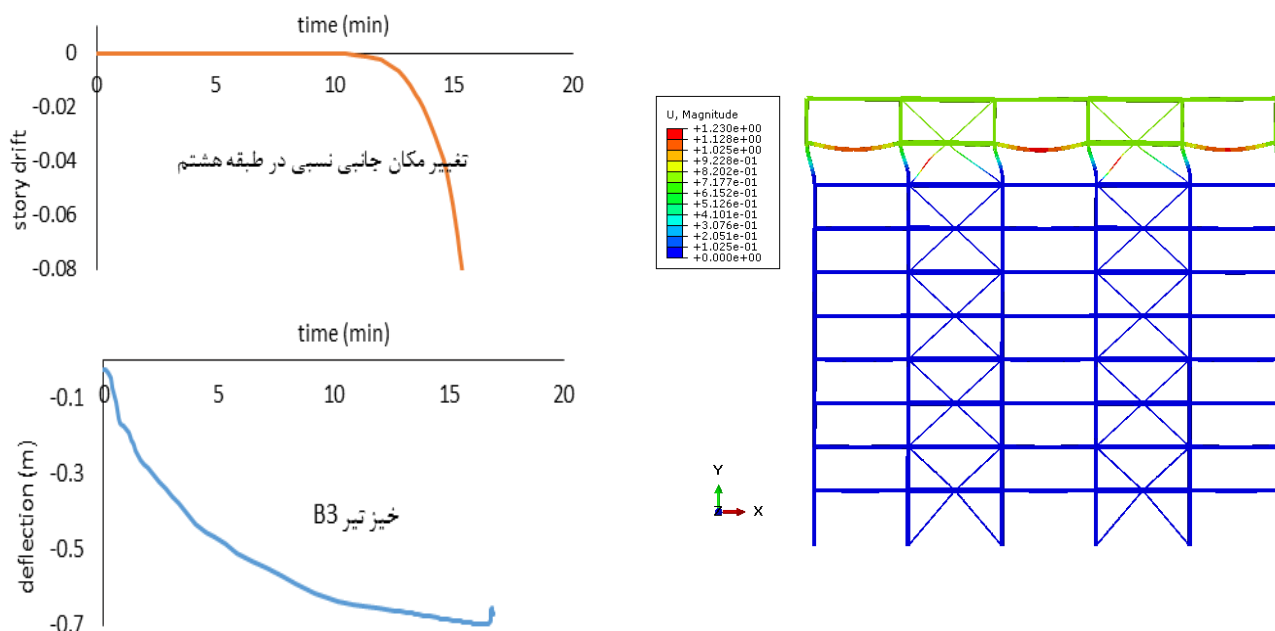


تغییر مکان موضعی و کلی سازه در طبقه چهارم

شکل تخریب در زمان ۱۱/۵ دقیقه

شکل ۸: مقاومت در برابر حریق قاب مهاربندی بر اساس سناریو ۲.

مقاومت قاب مهاربندی نمونه در برابر حریق بر اساس سناریو ۳ در شکل ۹ نشان داده شده است. همچون سناریوهای قبلی، آتش باعث یک فروریزش کلی در طبقه تحت حریق شده، چنانکه زمان مقاومت آتش سازه اندکی افزایش یافته و به حدود ۱۷/۰ دقیقه رسیده است. همچنین چنانکه در شکل ۹ مشاهده می‌شود در این سناریو نیز نرخ تغییرات خیز تیر بحرانی به سمت مجانب قائم نرفته و در این سناریو نیز تیرها تا زمان آستانه فروریزش طبقه دچار فروریزش موضعی نشده‌اند.



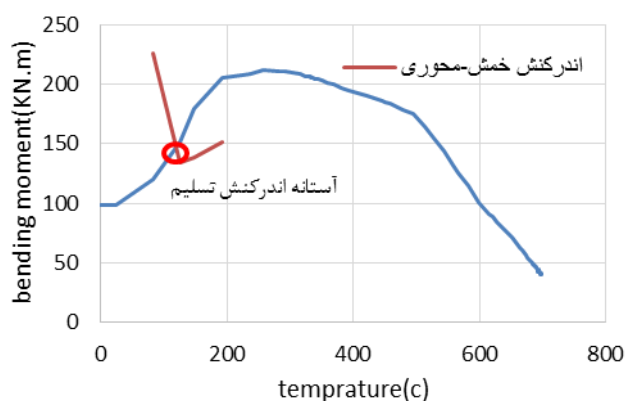
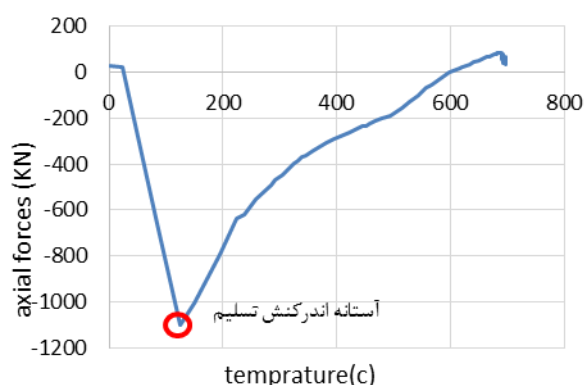
تغییر شکل قاب مهاربندی در زمان ۱۷/۰ دقیقه  
تغییر مکان موضعی و کلی سازه در طبقه هشتم  
شکل ۹: مقاومت در برابر حریق قاب مهاربندی بر اساس سناریو ۳.

یکی دیگر از مهم‌ترین مشاهدات در مورد رفتار المان‌های قاب مهاربندی فولادی در معرض آتش‌سوزی، کماتش تیرها در معرض درجه حرارت بالا به دلیل نیروی محوری فشاری بزرگ در اثر محدودیت‌های جانبی در برابر انبساط تیرهاست. همچنین توسعه نیروهای محوری بزرگ در تیرها در فاز گرم شونده و انبساط محوری آن‌ها باعث شده لنگرهای خمشی زیادی در ستون‌ها ایجاد شود. بنابراین، ضروری است که اندرکنش لنگر خمشی و نیروی محوری برای تیرها و ستون‌ها برای ارزیابی عملکرد آن‌ها در هنگام آتش‌سوزی بررسی شود. معادله اندرکنش خمش-محوری از ضوابط *AISC* [۲۲] چنانکه در رابطه (۵) ارائه شده است، به تیرها و ستون‌های انتخاب شده در قاب مهاربندی نمونه اعمال می‌شود.

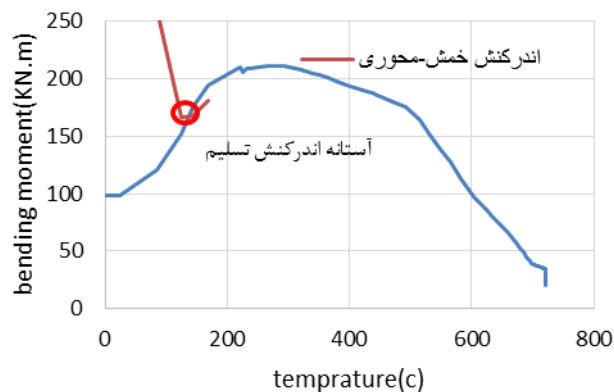
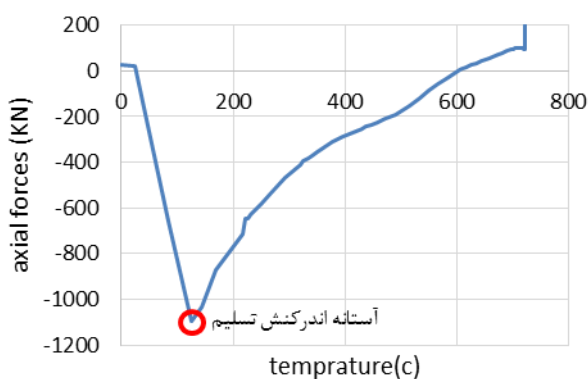
$$\frac{P_r(T)}{2P_n(T)} + \frac{M_r(T)}{M_n(T)} \leq 1 \text{ for } \frac{P_r(T)}{P_n(T)} < 0.2 \quad (5)$$

$$\frac{P_r(T)}{P_n(T)} + \frac{8 M_r(T)}{9 M_n(T)} \leq 1 \text{ for } \frac{P_r(T)}{P_n(T)} \geq 0.2$$

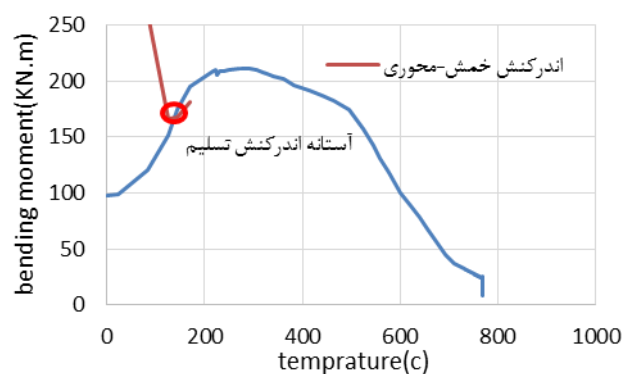
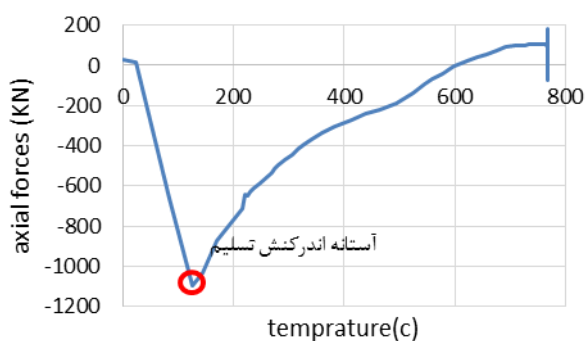
که در این رابطه  $P_n(T)$  مقاومت فشاری اسمی و  $M_n(T)$  مقاومت خمشی اسمی به صورت تابعی از درجه حرارت است. اطلاعات مربوط به محاسبه  $P_n(T)$  و  $M_n(T)$  را می‌توان در ضوابط *AISC* یافت. علاوه بر این،  $P_r(T)$  و  $M_r(T)$  به ترتیب نیروی فشاری یا کششی و لنگر خمشی موردنیاز در اعضای سازه‌ای به‌عنوان یک تابع از درجه حرارت است. نیروی‌های داخلی توسعه یافته در برخی از تیرهای حرارت یافته برای سناریوهای آتش‌سوزی در شکل ۱۰ تا ۱۲ نشان داده شده است. همچنین با قرار دادن تاریخچه نیروی محوری المان‌های مشخص شده، در معادله اندرکنش خمش-محوری، میزان ظرفیت خمشی المان در آستانه اندرکنش تسلیم به‌صورت تابعی از زمان نشان داده شده است.



شکل ۱۰: تاریخچه نیروهای داخلی وسط دهانه تیر بحرانی B1 در حین رخداد سناریو ۱.



شکل ۱۱: تاریخچه نیروهای داخلی وسط دهانه تیر بحرانی B2 در حین رخداد سناریو ۲.

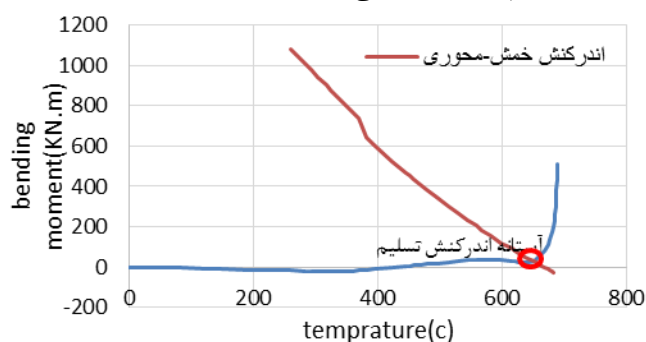
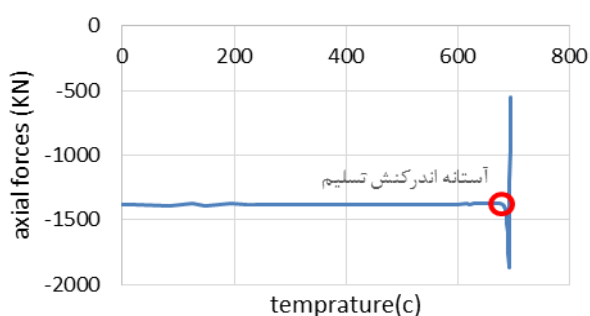


شکل ۱۲: تاریخچه نیروهای داخلی وسط دهانه تیر B3 در حین رخداد سناریو ۳.

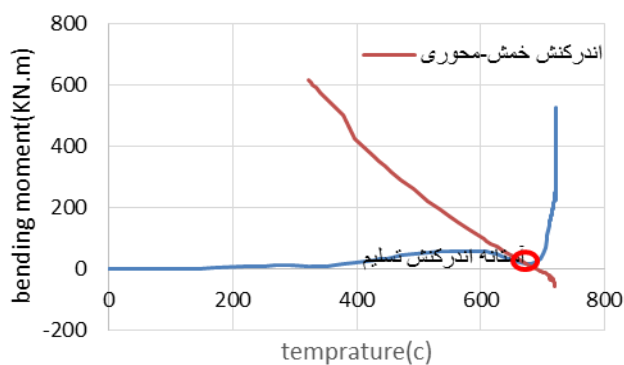
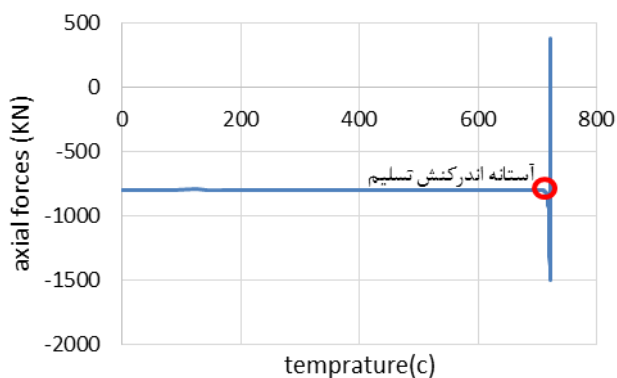
با بررسی تاریخچه نیروی محوری تیرها، روند مشابه در تغییرات این تیرها در هر سه سناریو مشاهده شده است. در فاز گرم شونده در ابتدا افزایش نیروهای محوری فشاری، منجر به رسیدن نیروهای داخلی به اندرکنش تسلیم و کماتش تیرهای حرارت یافته می شود چنانکه نسبت اندرکنش مطابق رابطه (۵) قبل از رخداد حریق برای تیرهای B1، B2 و B3 با توجه به ناچیز بودن نیروی محوری در حدود  $0.03$  بوده و پس از رخ داد حریق با افزایش نیروهای محوری فشاری و لنگر خمشی در دمایی در حدود  $130$  درجه سانتیگراد به آستانه تسلیم می رسد. پس از آن به علت تقلیل قابل توجه مدول الاستیسیته، کاهش نیروی محوری فشاری مشاهده می شود که منجر به نیروی

محوری فشاری تقریباً صفر در دمای در حدود ۶۰۰ درجه سانتیگراد می‌شود که در این دما مدول الاستیسیته تنها ۲۰٪ از مقدار خود در دمای محیط را دارد. به‌طور خاص، تقلیل نیروهای محوری فشاری بزرگ در تیرها از زمان کاهش مدول الاستیسیته در حدود ۱۰۰ درجه سانتی‌گراد آغاز و در دمای ۵۰۰ درجه سانتی‌گراد یعنی در زمان کاهش سریع مدول الاستیسیته شدت می‌یابد.

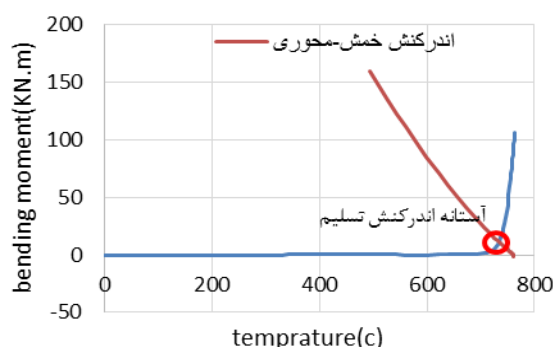
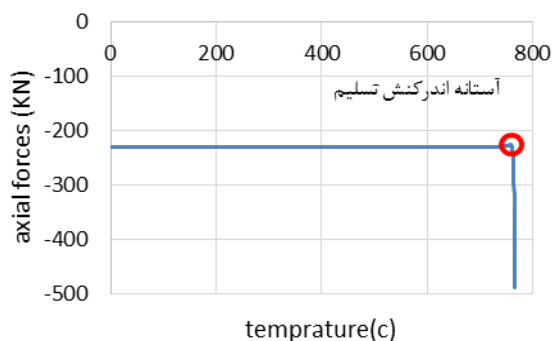
همچنین نیروی‌های داخلی توسعه‌یافته در برخی ستون‌های حرارت یافته بحرانی برای سناریوهای آتش‌سوزی در شکل ۱۳ تا ۱۵ نشان داده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود لنگر خمشی در ستون‌ها در دمای بالا به علت واکنش زنجیری تیرهای در معرض آتش، بر روی ستون ایجاد می‌شود که با افزایش لنگر در ستون‌ها و رسیدن اندرکنش نیروهای داخلی ستون به آستانه اندرکنش تسلیم، ستون دچار کماتش شده چنانکه نسبت اندرکنش مطابق رابطه (۵) قبل از رخداد حریق برای ستون‌های C1، C2 و C3 به ترتیب در حدود ۰/۰۷، ۰/۰۶ و ۰/۰۳ بوده و پس از رخداد حریق با افزایش نیروهای محوری فشاری و لنگر خمشی در دمایی به ترتیب در حدود ۶۸۰، ۶۶۰ و ۷۵۰ درجه سانتیگراد به آستانه تسلیم می‌رسد. در ادامه به دلیل تغییر مکان جانبی ستون و اثر تشدیدکننده  $P-\Delta$ ، ستون دچار فروپاشی می‌شود. با قرار دادن تاریخچه نیروی محوری المان‌های مشخص شده در معادله اندرکنش خمش-محوری، میزان ظرفیت خمشی المان در آستانه اندرکنش تسلیم به صورت تابعی از زمان نشان داده شده است.



شکل ۱۳: تاریخچه نیروهای داخلی ستون بحرانی C1 در حین رخداد سناریو ۱.

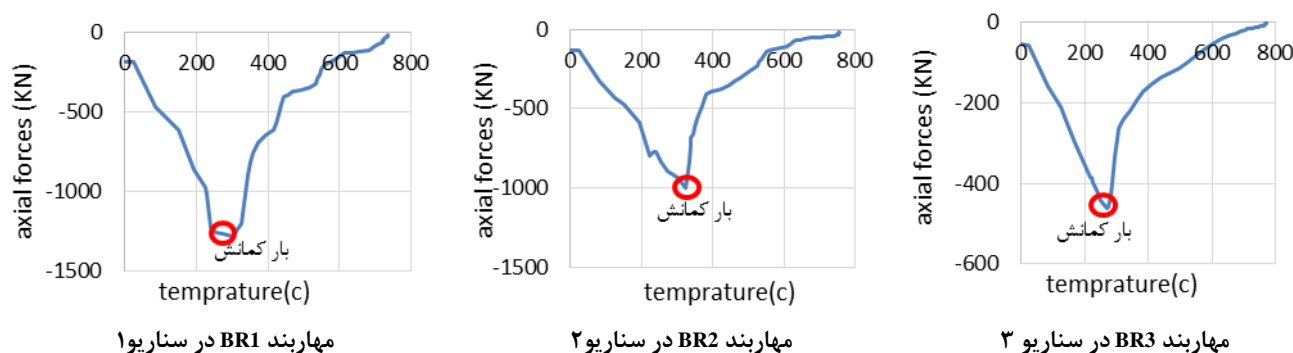


شکل ۱۴: تاریخچه نیروهای داخلی ستون بحرانی C2 در حین رخداد سناریو ۲.



شکل ۱۵: تاریخچه نیروهای داخلی ستون C3 در حین رخداد سناریو ۳.

همچنین تاریخچه نیروی‌های محوری داخلی توسعه یافته در برخی مهاربندهای حرارت یافته برای سناریوهای آتش‌سوزی مختلف در شکل ۱۶ نشان داده شده است. برای بررسی رفتار مهاربند، بار کمانش مهاربندها مطابق ضوابط AISC [۲۲] محاسبه و در نمودارها مشخص شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود با افزایش دما انبساط محوری مهاربندها موجب افزایش نیروی محوری فشاری شده که با رسیدن به بار کمانشی مهاربندها مقاومت خود را از دست داده چنانکه نیروی محوری قبل از رخداد حریق برای مهاربندهای BR1، BR2 و BR3 ناچیز بوده و پس از رخ داد حریق با افزایش نیروهای محوری فشاری در دمایی به ترتیب در حدود ۳۰۰، ۳۲۵ و ۲۷۵ درجه سانتیگراد به بار کمانشی خود می‌رسد و با کمانش مهاربندها در ادامه با افزایش دما، نیروی محوری فشاری کاهش می‌یابد.



شکل ۱۶: تاریخچه نیروی محوری داخلی مهاربندهای بحرانی در حین رخداد سناریوهای مختلف

چنانکه مهاربندهای تحت حرارت در ابتدای فاز گرم شونده آتش دچار کمانش می‌شود متعاقباً مقاومت جانبی طبقه تحت بار آتش دچار نقصان شده و پس از آن در اثر از دست رفتن مقاومت ستون‌های بحرانی و ایجاد کوچک‌ترین تغییرمکان جانبی، اثر  $P-\Delta$  موجب تشدید تغییرمکان‌ها و ایجاد طبقه نرم در طبقه تحت بار آتش و فروریزش کلی طبقه می‌شود.

## ۸- نتیجه گیری

در این مقاله یک نمونه قاب مهاربندی بلندمرتبه در سه سناریو مختلف در معرض آتش‌سوزی یکنواخت در طبقات قرار گرفت. با بررسی نتایج تحلیل‌ها، موارد زیر قابل اشاره است:

- با تغییر سناریو آتش از طبقات پایین به سمت طبقات بالا، زمان مقاومت حریق سازه افزایش یافته چنانکه مقدار آن برای سناریو حریق در طبقه همکف، چهارم و هشتم به ترتیب ۹/۶، ۱۱/۵ و ۱۷/۰ دقیقه بوده است که این امر به دلیل کاهش اثر  $P-\Delta$  در ترازهای بالاتر که عامل مؤثر در فروریزش سازه است، بروز نموده است. در نتیجه رخ داد سناریو حریق در طبقات پایینی می‌تواند پتانسیل خطر تخریب زود هنگام سازه را افزایش دهد.

- با بررسی نیروی محوری تیرهای در معرض آتش مشاهده شد که در ابتدای فاز گرم شونده در اثر انبساط تیرها، نیروی محوری فشاری افزایش یافته و منجر به کمانش آن‌ها می‌شود چنانکه نسبت اندرکنش خمش-محوری برای تیرهای ثقلی قبل از رخداد حریق در حدود ۰/۰۳ بوده و پس از رخ داد حریق در دمایی در حدود ۱۳۰ درجه سانتی‌گراد به آستانه تسلیم می‌رسد و پس از آن به علت تقلیل قابل توجه مدول الاستیسیته، کاهش نیروی محوری فشاری مشاهده می‌شود.

- سناریوهای مختلف آتش‌سوزی نشان می‌دهد واکنش زنجیری در تیرهای تحت حرارت و نیروی محوری بزرگ ناشی از آن که در اتصالات اتفاق می‌افتد موجب کمانش ستون‌ها در دمای بالا می‌شود چنانکه نسبت اندرکنش خمش-محوری قبل از رخداد حریق برای ستون‌های ثقلی طبقات همکف، چهارم و هشتم به ترتیب در حدود ۰/۰۷، ۰/۰۶ و ۰/۰۳ بوده و پس از رخ داد حریق با افزایش نیروهای محوری فشاری و لنگر خمشی در دمایی به ترتیب در حدود ۶۶۰، ۶۸۰ و ۷۵۰ درجه سانتی‌گراد به آستانه تسلیم می‌رسد.

- بررسی تاریخچه نیروی‌های محوری مهاربندهای حرارت یافته نشان می‌دهد که با افزایش دما، انبساط محوری مهاربندها موجب افزایش نیروی محوری فشاری آن‌ها شده که با رسیدن به بار کمانشی مهاربندها مقاومت خود را از دست داده چنانکه نیروی محوری قبل از

رخداد حریق برای مهاربندهای طبقات همکف، چهارم و هشتم ناچیز بوده و پس از رخ داد حریق با افزایش نیروهای محوری فشاری در دمایی به ترتیب در حدود ۳۰۰، ۳۲۵ و ۲۷۵ درجه سانتیگراد به بار کمانشی خود می رسد و متعاقباً مقاومت جانبی طبقه تحت بار آتش دچار نقصان شده و طبقه نرم را ایجاد می نماید.

-از آنجایی که احتمال کم رخ داد آتش سوزی در طبقه های مختلف به طور همزمان وجود دارد، لازم است نتایج آتش سوزی تأخیری بررسی شود تا نتایج واقعی تر به دست آید.

## مراجع

- [1] M.A, O. C., and D.M, M. (1998). Behaviour of a Multi-storey Steel Framed Building Subjected to Fire Attack.
- [2] Gu, L., and Kodur, V. (2011). "Role of Insulation Effectiveness on Fire Resistance of Steel Structures under Extreme Loading Events." 25(4), 277-286.
- [3] Huang, Z., Burgess, I. W., and Plank, R. J. (2000). "Three-Dimensional Analysis of Composite Steel-Framed Buildings in Fire." 126(3), 389-397.
- [4] Liew, J. Y. R., and Ma, K. Y. (2004). "Advanced analysis of 3D steel framework exposed to compartment fire." 28(2-4), 253-267.
- [5] Saab, H. A., and Nethercot, D. A. (1991). "Modelling steel frame behaviour under fire conditions." Engineering Structures, 13(4), 371-382.
- [6] Wang, Y. C., and Moore, D. B. (1995). "Steel frames in fire: analysis." Engineering Structures, 17(6), 462-472.
- [7] Alderighi, E., and Salvatore, W. (2009). "Structural fire performance of earthquake-resistant composite steel-concrete frames." Engineering Structures, 31(4), 894-909.
- [8] Rösen, C., Gillie, M., and Torero, J. (2010). "Structural behaviour during a vertically travelling fire." Journal of Constructional Steel Research, 66(2), 191-197.
- [9] Hong, S., Varma, A., Agarwal, A., and Prasad, K. (2008). "Behavior of steel building structures under realistic fire loading." ASCE Struct Congr.
- [10] Sun, R., Huang, Z., and Burgess, I. W. (2012). "Progressive collapse analysis of steel structures under fire conditions." Engineering Structures, 34, 400-413.
- [11] Wong, M. B. (2001). "Plastic Frame Analysis under Fire Conditions." 127(3), 290-295.
- [12] Wong, M. B. (2001). "Elastic and plastic methods for numerical modelling of steel structures subject to fire." Journal of Constructional Steel Research, 57(1), 1-14.
- [13] (2014). ABAQUS 6.14 Documentation, Dassault Systèmes Simulia Corp.
- [14] Behnam, B., and Ronagh, H. R. (2014). "Post-Earthquake Fire performance-based behavior of unprotected moment resisting 2D steel frames." KSCE Journal of Civil Engineering, 19(1), 274-284.
- [15] (2010). "ASCE 7-10: Minimum design loads for buildings and other structures." American Society of Civil Engineers, Virginia, US.
- [16] (2005). "EN 1993-1-2, Eurocode3: Design of Steel Structures, Part1-2: General Rules- Structural Fire Design." European Committee for Normalization, Brussels, Belgium.
- [17] Al-Jabri, K. S., Davison, J. B., and Burgess, I. W. (2008). "Performance of beam-to-column joints in fire—A review." Fire Safety Journal, 43(1), 50-62.
- [18] Quiel Spencer, E., and Garlock Maria, E. M. Modeling High-Rise Steel Framed Buildings under Fire.
- [19] Rubert, A., and Schaumann, P. (September 1985). "Tragverhalten stählerner Rahmensysteme bei Brandbeanspruchung." Stahlbau, 54, 280-287.
- [20] Ghosh, S. K. (2006). "Assessing ability of seismic structural systems to withstand progressive collapse: design of steel braced frame buildings." Report Submitted to the Building and Fire Research Laboratory, the National Institute of Standards and Technology.
- [21] (2005). "ASCE 7-05: Minimum design loads for buildings and other structures." American Society of Civil Engineers, Virginia, US.
- [22] (2005). "ANSI/AISC 341-05: Seismic provisions for structural steel buildings." American Institute of Steel Construction, Chicago, US.
- [23] (2005). "ANSI/AISC 360-05: Specifications for structural steel buildings." American Institute of Steel Construction, Chicago, US.
- [24] (2006). "AISC Steel construction manual, 13th ed." American Institute of Steel Construction, Chicago, US.
- [25] (2006). "International Building Code (IBC)." International Code Council.
- [26] Almand, K., Phan, L., McAllister, T., Starnes, M., and Gross, J. (2004). "NET-SFPE Workshop for Development of a National R&D Roadmap for Structural Fire Safety Design and Retrofit of Structures." National Institute of Standards and Technology.