

## بررسی رفتار و خرابی پیش‌رونده در برابر آتش در قاب خمشی فولادی میان‌مرتبه

Research Note

مهسا چابکی (کارشناسی ارشد)

علی اکبر آقا کوجک\* (استاد)

دانشکده‌ی مهندسی عمران و محیط‌زیست، دانشگاه تربیت مدرس

هدف از انجام این پژوهش، بررسی رفتار و خرابی پیش‌رونده ناشی از آتش‌سوزی در ساختمان‌های میان‌مرتبه‌ی فولادی است. بدین منظور، ابتدا یک ساختمان نمونه‌ی ۱۵ طبقه با سیستم سازه‌ای قاب خمشی فولادی و با ارتفاع طبقات ۳٫۲ متر و ابعاد نقشه  $۳۱٫۹ \times ۲۹٫۴$  متر مربع با استفاده از مقررات ملی ساختمان ایران، برای بارهای ثقلی و جانبی مرسوم طراحی شده است. در ادامه، بحرانی‌ترین قاب سازه به صورت دو بعدی در نرم‌افزار OpenSees مدل‌سازی شده و سناریوهای مختلف آتش‌سوزی، خرابی پیش‌رونده ناشی از فروریزش کف‌ها و حذف ستون‌ها بر آن اعمال شده است. نتایج نهایی پژوهش حاکی از آن است که تیرها تحت تأثیر آتش‌سوزی تا دمای حدود  $۴۰۰$  درجه سانتی‌گراد، تغییر شکل زیادی نداشته‌اند. اما پس از این دما با کاهش سختی و مقاومت فولاد، تغییر شکل تیرها به سرعت افزایش یافته است به طوری که در دمای  $۵۰۰$  تا  $۶۵۰$  درجه سانتی‌گراد، دچار تغییر شکل زیادی شده و خراب شده‌اند. هم‌چنین بیشترین افزایش نسبت تقاضا به ظرفیت اسمی تیرها در دمای  $۳۵۰$  تا  $۴۰۰$  درجه سانتی‌گراد اتفاق افتاده است.

واژگان کلیدی: قاب خمشی فولادی، نرم‌افزار OpenSees، تحلیل حرارتی غیرخطی، سناریوهای آتش، خرابی پیش‌رونده.

### ۱. مقدمه

مرکب با ۶ سناریوی آتش‌سوزی انجام شده و مرجع بسیاری از تحقیقات عددی پژوهشگران قرار گرفته است. نتایج این آزمایش‌ها با مدل عددی در نرم‌افزار نیز مقایسه شدند. در این آزمایش‌ها، مشخص شد که دال‌های مرکب نقش مهمی در بازتوزیع نیرو از اعضای آسیب‌دیده به اعضای سالم دارند.<sup>[۵]</sup>

علی و همکاران در سال ۲۰۰۴<sup>[۶]</sup> و همچنین سان و همکاران در سال ۲۰۱۲<sup>[۷]</sup> خرابی پیش‌رونده‌ی سازه‌های فولادی را با تغییرات بارگذاری ثقلی، سطح مقطع اجزاء و مهاربندی در سناریوهای مختلف آتش‌سوزی بررسی کردند. آن‌ها دریافتند که با کاهش بارگذاری ثقلی و افزایش سطح مقطع تیرها، قاب در دمای بالاتری دچار فروریزش کلی خواهد شد. نیلسن در سال ۲۰۰۹ به محاسبه‌ی شاخص‌های مهمی برای تعیین سالم ماندن سازه در برابر خرابی موضعی اولیه به روش‌های مختلف اشاره کرد. او نشان داد که شکل‌پذیری و قیود اضافی با افزایش ظرفیت سازه‌ی سالم، سازه را مقاوم‌تر می‌سازد.<sup>[۸]</sup> رومن و همکاران در سال ۲۰۱۰ به بررسی رفتار سازه‌های فولادی در برابر آتش‌سوزی‌های پیش‌رونده‌ی قائم پرداختند. آن‌ها دریافتند که تأخیر زمانی در گسترش آتش به طبقات بالاتر، بر روی پاسخ کلی سازه و رفتار سازه‌های بلندمرتبه تأثیر بسزایی خواهد داشت.<sup>[۹]</sup> پچیا و همکاران در سال ۲۰۱۴ رفتار مصالح رایج در ساختمان‌سازی را در دماهای بالا بررسی کردند. آن‌ها دریافتند که سطح و مقدار درجه‌ی حرارت، مدت زمان در معرض آتش بودن و محافظت در برابر آتش‌سوزی تأثیر بسزایی بر عملکرد سازه‌ها در طول دوره‌ی آتش‌سوزی و پس از

خرابی پیش‌رونده پدیده‌ی است که در آن یک خسارت جزئی یا شکست موضعی باعث خرابی کل سازه یا قسمت زیادی از آن می‌شود. در چند دهه‌ی اخیر، موارد بسیاری از خرابی کلی و موضعی سازه‌ها بر اثر پدیده‌هایی چون آتش‌سوزی، ضربه و انفجار مشاهده شده است. اغلب سازه‌ها برای بارهای ناشی از آتش طراحی نمی‌شوند و اگر در زمان بهره‌برداری در معرض چنین بارهایی قرارگیرند، خسارت‌های بسیاری را در پی خواهند داشت. مسئله‌ی آتش‌سوزی در ساختمان‌های فولادی شرایط بحرانی‌تری دارد که این ناشی از کاهش مقاومت و مدول کشسانی فولاد در اثر افزایش درجه‌ی حرارت و دماست. از جمله حوادث مهم در این زمینه، آتش‌سوزی برج‌های تجارت جهانی<sup>[۱-۳]</sup>، آتش‌سوزی و خرابی ساختمان دانشکده‌ی معماری دانشگاه دلفت<sup>[۴]</sup> و نیز حادثه‌ی آتش‌سوزی ساختمان پلاسکو در ایران هستند که حادثه‌ی اخیر منجر به مرگ جمعی از آتش‌نشانان، تخریب کامل و فروریزش کلی ساختمان شد.

در زمینه‌ی تحقیقات آزمایشگاهی اثرات آتش‌سوزی بر روی سازه‌ها، می‌توان به آزمایش تمام مقیاس آتش‌سوزی در اواخر دهه‌ی ۱۹۹۰ که در آزمایشگاه کاردینگتون انجام شده است، اشاره کرد. این آزمایش بر روی یک ساختمان ۸ طبقه‌ی فولادی

\* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۷/۸/۲۷، اصلاحیه ۱۳۹۷/۱۰/۲۶، پذیرش ۱۳۹۷/۱۱/۱۰

DOI:10.24200/J30.2019.52157.2457

بررسی شده است. از طرفی در تحقیقات پیشین، رفتار کلی سازه‌ها با سناریوهای محدود آتش‌سوزی بررسی شده است. در آیین‌نامه‌های داخلی عمدتاً سازه‌ها برای بارهای ثقلی و لرزه‌یی طراحی شده‌اند و اثرات آتش‌سوزی در طراحی‌ها لحاظ نمی‌شود. به همین دلیل، هدف از این پژوهش بررسی رفتار کلی و فروریزش قاب‌های خمشی فولادی میان‌مرتبه در برابر آتش‌سوزی در اثر سناریوهای مختلف است. از طرفی خرابی پیش‌رونده ناشی از فروریزش کف‌ها و حذف ستون‌ها نیز بررسی شده است که در تحقیقات گذشته کمتر مورد توجه و بررسی قرار گرفته‌اند. به همین منظور، یک ساختمان نمونه‌ی ۱۵ طبقه با پلان مشخص با استفاده از آیین‌نامه‌های داخلی، طراحی و رفتار آن با سناریوهای مختلف اثر آتش و خرابی در اجزای سازه بررسی شده است.

## ۲. طراحی اولیه و مدل‌سازی در OpenSees

مدل استفاده شده در این مقاله، بحرانی‌ترین قاب از یک سازه‌ی فولادی پانزده طبقه با ارتفاع طبقات ۳٫۲ متر با ابعاد پلان ۳۱٫۹ × ۲۹٫۴ متر مربع دارای سیستم سازه‌یی قاب خمشی انتخاب شده است. ابعاد پلان و تعداد طبقات ساختمان، مشابه ساختمان پلاسکو در نظر گرفته شده است (شکل (۱)).

برای بارگذاری ثقلی ساختمان با توجه به مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ویرایش ۱۳۹۲<sup>[۲۶]</sup> با در نظر گرفتن کاربری مسکونی، بار مرده‌ی طبقات و پارکینگ ۵۱۲ کیلوگرم بر مترمربع، بار مرده‌ی بام ۵۴۴ کیلوگرم بر مترمربع، بار زنده برای بام، طبقات و پارکینگ به ترتیب برابر ۱۵۰، ۲۰۰ و ۳۰۰ کیلوگرم بر مترمربع و بار دیوارهای جداکننده داخلی ۱۲۵ کیلوگرم بر مترمربع اعمال شده است. همچنین فرض شده است که ساختمان در منطقه‌یی با خطر لرزه‌یی نسبی خیلی زیاد و خاک نوع II قرار دارد. با توجه به استاندارد ۲۸۰۰، ضریب رفتار برای سیستم قاب خمشی ویژه برابر ۷٫۵ در نظر گرفته شده است.<sup>[۲۷]</sup> همچنین برای ستون‌ها از مقاطع قوطی‌شکل مربعی و برای تیرها از مقاطع I شکل استفاده شده است. نوع و ابعاد مقاطع تیرها و ستون‌های طبقات در شکل ۱ و مشخصات مصالح مورد استفاده در جدول ۱ آمده است.

این سازه در نرم‌افزار ETABS ۱۶.۲.۰ به صورت سه‌بعدی مدل‌سازی شده است<sup>[۲۸]</sup> و پس از اعمال بارگذاری‌های ثقلی و جانبی، سازه بر اساس مبحث دهم مقررات ملی ساختمان به روش LFRD طراحی شده و همچنین ضوابط شکل‌پذیری ویژه‌ی مبحث دهم مقررات ملی ساختمان در آن رعایت شده است.<sup>[۲۹]</sup> در طراحی این سیستم، جابه‌جایی کنترل‌کننده بوده و ابعاد مقاطع آن با توجه به تغییر مکان جانبی مجاز تعیین شده است. پس از طراحی سازه و نهایی شدن مقاطع آن، بحرانی‌ترین قاب آن (قاب B، از نظر طول دهانه‌ها و سطح بارگیر آن‌ها) به صورت دوجبه‌ی در نرم‌افزار OpenSees مدل‌سازی شده و سپس در اثر بارگذاری‌های ثقلی و حرارتی، تحلیل حرارتی غیرخطی انجام شده است. مصالح مورد استفاده در این مدل‌سازی، فولاد حرارتی است که مقاومت و مدول الاستیسیته‌ی آن مطابق شکل ۲ با افزایش دما، کاهش یافته است.<sup>[۳۰]</sup> برای تعریف مقاطع تیرها و ستون‌ها از فیبرهای حرارتی و برای تعریف اجزاء از اجزاء تیر ستون حرارتی استفاده شده است. همچنین در

جدول ۱. مشخصات مصالح مدل‌ها.

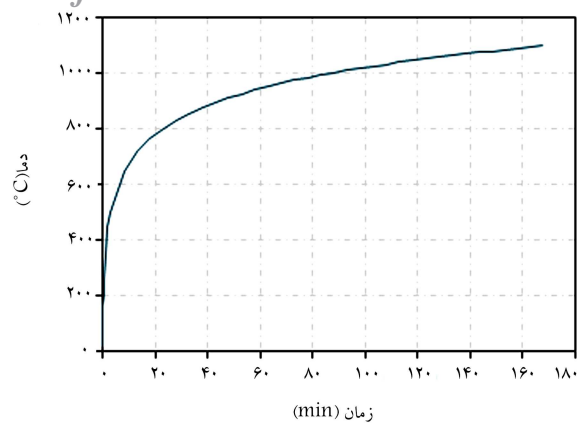
مصالح	$v$	$E (kN/m^2)$	$F_y (kN/m^2)$
ST۳۷	۰٫۳	$۲٫۱ \times ۱۰^۸$	$۲٫۴ \times ۱۰^۵$

آن دارند.<sup>[۱۰]</sup> بهنام و روتی نیز در سال ۲۰۱۴ به بررسی رفتار سازه‌های بلندمرتبه‌ی قاب خمشی فولادی در معرض یک آتش‌سوزی بعد از زلزله که به سمت بالاگسترش می‌یابد، پرداختند. آن‌ها به این نتیجه رسیدند که قاب‌های تحت حرارت با ۵ دقیقه زمان تأخیر انتقال و گسترش به دیگر طبقات، نسبت به قاب‌های با زمان تأخیر ۲۵ دقیقه، مقاومت کمتری دارند.<sup>[۱۱]</sup>

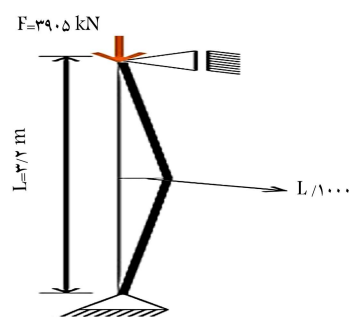
کوئیل و همکاران در سال ۲۰۱۱ و همچنین نیل و همکارانش در سال ۲۰۱۲ به بررسی اثر آتش بر روی ساختمان‌های بلندمرتبه‌ی فولادی طراحی شده در برابر فروریزش پیش‌رونده پرداختند. در این پژوهش‌ها فرض شد که ضربه‌ی شدید یا انفجار باعث حذف ستون می‌شود و در دو دهانه‌ی مجاور نیز باعث آتش‌سوزی می‌شود که در آیین‌نامه‌های GSA ۲۰۰۳ و DOD ۲۰۱۰<sup>[۱۲-۱۴]</sup> اشاره‌یی به آن نشده است. آن‌ها دریافتند با این‌که سازه الزامات طراحی در برابر خرابی پیش‌رونده را ارضا می‌کند، اگر آتش‌سوزی رخ دهد و حفاظت المان‌ها در برابر آتش برداشته شود یا آسیب ببینند، آتش‌سوزی می‌تواند به سرعت منجر به خرابی و فروریزش ساختمان شود.<sup>[۱۵]</sup>

ویلیام‌سان و همکاران در سال ۲۰۰۸، یک روش ساده برای تحلیل رفتار دال بتنی در برابر سناریوهای بارگذاری شدید و گسترده، با استفاده از مش‌بندی تیرها در نرم‌افزار SAP2000 ارائه کردند. آن‌ها دریافتند که این روش توانایی خوبی برای پیش‌بینی بارهای فروریزش و خرابی دال‌های بتنی دارد.<sup>[۱۷]</sup> همچنین او و همکارانش در سال‌های ۲۰۱۲، ۲۰۱۳ و ۲۰۱۷ به بررسی رفتار سیستم‌های کف مرکب بر اثر حذف ناگهانی ستون میانی سازه ناشی از انفجار پرداختند. آن‌ها نشان دادند که این کف‌ها بدون خرابی شدید، بارهای تا حدود ۱٫۶ برابر بارهای از پیش تعریف شده‌ی خرابی پیش‌رونده را تحمل می‌کنند.<sup>[۱۸-۲۰]</sup> آگاروال و وارما در سال ۲۰۱۴ به بررسی نقش ستون‌های ثقلی داخلی در خرابی پیش‌رونده‌ی ساختمان‌های فولادی در اثر آتش پرداختند. آن‌ها دریافتند که ستون‌های ثقلی بر پایداری کلی سازه‌ی ساختمان حاکم‌اند و بالاترین نسبت تنش را دارند.<sup>[۲۱]</sup> محاله و کنده‌کار در سال ۲۰۱۶ رفتار سازه‌ی فولادی در اثر بارگذاری آتش را بررسی کردند. آن‌ها دریافتند که در دمای حدود ۶۰۰ درجه‌ی سانتی‌گراد، خیز و تغییر شکل تیرها حدود ۱۰ برابر خیز و تغییر شکل آن‌ها در دمای محیط است.<sup>[۲۲]</sup> انگل‌هارت و همکاران در سال ۲۰۱۶ به بررسی و مقایسه‌ی رفتار اتصالات دابل نبشی و اتصالات با سخت‌شونده برشی در برابر آتش‌سوزی پرداختند. آن‌ها نشان دادند که ضریب بار، موقعیت اتصال نسبت به محور خنثای تیر و دمای سرد شدن اولیه از عوامل‌های مهم مؤثر در رفتار این اتصالات هستند. همچنین دریافتند که اتصالات دابل نبشی در مقایسه با اتصالات با سخت‌شونده برشی، عملکرد بهتری در آتش‌سوزی دارند.<sup>[۲۳]</sup> همچنین چیدامبارام و همکاران در سال ۲۰۱۶ به بررسی رفتار خرابی پیش‌رونده‌ی سازه‌های فولادی در اثر آتش پرداختند. آن‌ها دریافتند که خرابی پیش‌رونده از اعضایی که با ستون تحت حرارت نگه داشته شده‌اند، آغاز می‌شود و برای کاهش خرابی‌ها باید از مقاطع قوی‌تر یا از مهاربندها استفاده شود.<sup>[۲۴]</sup>

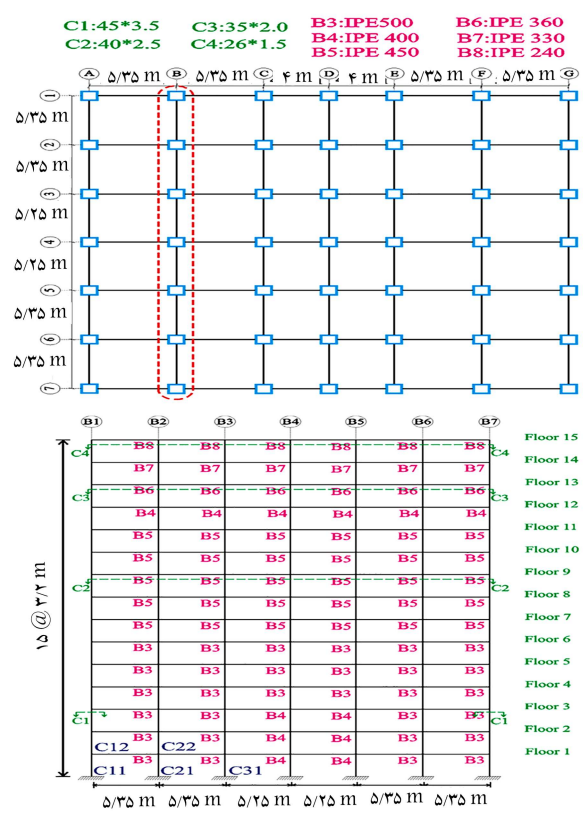
جیان و لی در سال ۲۰۱۷ خرابی پیش‌رونده‌ی ساختمان فولادی به همراه دال بتنی را در یک مدل سه‌بعدی و همچنین بحرانی‌ترین قاب آن را به صورت دوجبه‌ی بر اثر آتش بررسی کردند. آن‌ها دریافتند که مدل‌های دوجبه‌ی نتایج محافظه‌کارانه‌تری نسبت به مدل‌های سه‌بعدی به دست می‌دهند.<sup>[۲۵]</sup> پدیده‌ی خرابی پیش‌رونده در سازه‌ها عمدتاً ناشی از بارهای انفجار، ضربه، و آتش‌سوزی است. اغلب مطالعات گذشته، رفتار کلی سازه‌های فولادی را در برابر بارهای انفجار و ضربه بررسی کرده‌اند. همچنین تحقیقات در زمینه‌ی آتش‌سوزی در سازه‌های فولادی، بر روی رفتار اجزای سازه‌یی، دال و انواع اتصالات متمرکز است و کمتر رفتار کلی سازه در برابر آتش‌سوزی



شکل ۳. منحنی آتش استاندارد ایزو ۸۳۴.



شکل ۴. تک ستون یک سر مفصل - یک سر غلتک.



شکل ۱. پلان و نمای ساختمان.

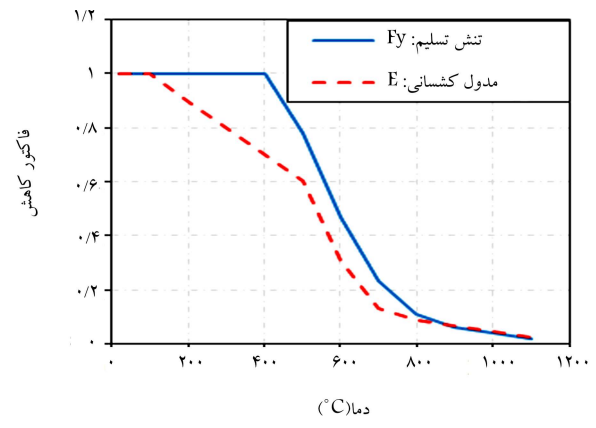
### ۳. صحت سنجی تحلیل های حرارتی

#### ۳.۱. صحت سنجی تک ستون تحت حرارت

ابتدا تک ستونی به طول ۳٫۲ متر و با مقطع قوطی شکل مربعی  $۰٫۳۵ \times ۰٫۴۵$  (متر در متر) و مصالح فولاد حرارتی با شرایط مرزی یک سر غلتک - یک سر مفصل با خروج از مرکزیت معادل  $۰٫۰۰۱$  طول ستون در گره وسط آن مدل سازی شده است. با استفاده از روابط بخش آتش ۱۶-۳۶ AISC [۲۲] (رابطه (۲))، مقدار ظرفیت محوری کاهش یافته ستون در دمای  $۶۰۰$  درجه سانتی گراد محاسبه شده و به صورت نیروی محوری به ستون اعمال شده است (شکل ۴). پارامترهای موجود در رابطه (۲)، شامل مقاومت فشاری کاهش یافته ستون در دمای  $T$ ،  $F_y(T)$  مقاومت تسلیم کاهش یافته ستون در دمای  $T$  و  $F_e(T)$  تنش مؤثر ستون در دمای  $T$  هستند.

$$F_{cr}(T) = \left[ 0.42 \sqrt{\frac{F_y(T)}{F_e(T)}} \right] F_y(T) \quad (2)$$

سپس تک ستون تحت منحنی آتش استاندارد، حرارت داده شده و تحلیل حرارتی غیرخطی انجام شده است. با توجه به نمودار جابه جایی افقی گره وسط ستون برحسب دما (شکل ۵)، در دمایی حدود  $۶۲۰$  درجه سانتی گراد، با کاهش مقاومت و مدول الاستیسیته فولاد و وجود نیروی محوری، ستون مقاومتش را از دست داده و کمانش کرده است که نشان دهنده تطابق نرم افزار با روابط مقاومت محوری کاهش یافته بخش آتش آیین نامه AISC است.



شکل ۲. کاهش مشخصات مکانیکی فولاد با افزایش حرارت در آیین نامه یوروکد [۳۰].

انتقال های هندسی تعریف شده، اثرات پی دلتا و جابه جایی های بزرگ نیز در نظر گرفته شده است. ضمناً در تحلیل ها، توزیع دما و درجه حرارت در طول المان ها و در امتداد مقطع عرضی و فیبرهای تیرها و ستون ها یکسان و ثابت در نظر گرفته شده اند. تحلیل های حرارتی به صورت غیرخطی و از نوع نیرو کنترل با استفاده از منحنی آتش استاندارد ISO ۸۳۴ (استاندارد بین المللی ایزو ۸۳۴) (شکل (۳)) [۲۱]، انجام شده است. این منحنی مطابق رابطه (۱) [۲۱] به صورت یک تابع لگاریتمی با زمان افزایش می یابد. در این رابطه  $t$  بر حسب دقیقه و  $\theta$  بر حسب درجه سانتی گراد است.

$$T = 20 + 345 \times \log(\lambda t + 1) \quad (1)$$

شماره سناریو	طبقات تحت حرارت	اجزاء تحت حرارت
۱-۴-۷	۱-۸-۱۵	تیرهای دو دهانه کناری
۲-۵-۸	۱-۸-۱۵	تیرها و ستون‌های دو دهانه کناری به صورت هم‌زمان
۳-۶-۹	۱-۸-۱۵	تیرها و ستون‌های دو دهانه کناری با ۲۰۰ درجه سانتی‌گراد اختلاف فاز تحت حرارت
۱۰-۱۳-۱۶	۱-۸-۱۵	تیرهای دو دهانه میانی
۱۱-۱۴-۱۷	۱-۸-۱۵	تیرها و ستون‌های دو دهانه میانی به صورت هم‌زمان
۱۲-۱۵-۱۸	۱-۸-۱۵	تیرها و ستون‌های دو دهانه میانی با ۲۰۰ درجه سانتی‌گراد اختلاف فاز تحت حرارت

کف یا ستون طبقات شود [۳۳، ۱۵] و هم‌زمان در آن دهانه و دهانه‌های مجاور آتش‌سوزی رخ دهد. در این حالت، مقاومت سازه‌ی آسیب‌دیده در برابر خرابی پیش‌رونده‌ی ناشی از آتش‌سوزی بررسی شده است.

#### ۱.۴. سناریوهای آتش

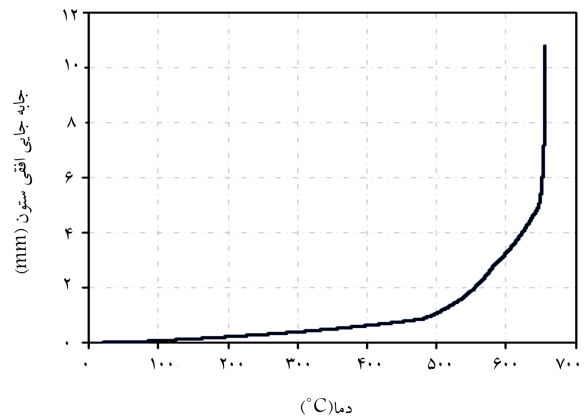
در این بخش ۳۶ سناریوی آتش‌سوزی در نظر گرفته شده است که به ترتیب زیرند: سناریوهایی که در آن‌ها یک طبقه تحت حرارت است (جدول ۲)؛ فرض شده است که در این سناریوها آتش‌سوزی به صورت هم‌زمان رخ نداده است. سناریوهایی که در آن‌ها دو طبقه به طور هم‌زمان تحت حرارت هستند (جدول ۳).

#### ۲.۴. سناریوهای فروریزش کف‌ها

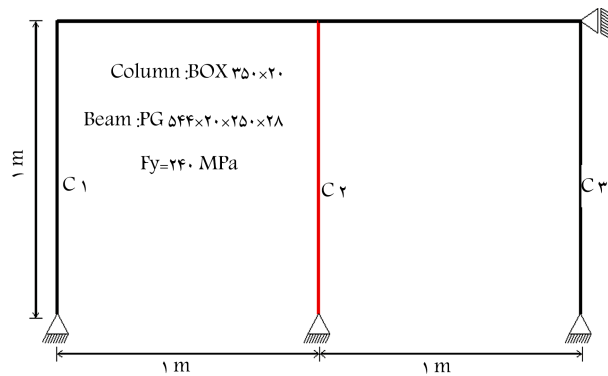
این سناریوها شامل فروریزش کف‌ها در دو دهانه‌ی کناری طبقات سوم، نهم و پانزدهم و همچنین در دو دهانه‌ی میانی طبقه‌ی سوم هستند که ابتدا کف یک طبقه روی طبقه‌ی زیرین با ضریب ضربه‌ی ۲ فرو می‌ریزد؛ سپس کف دو طبقه با ضریب ضربه‌ی ۲ روی کف زیرین فرو می‌ریزد و پس از آن چون این کف تحمل این بارهای ثقلی زیاد را ندارد، تیر ظرفیت خود را از دست می‌دهد و در نتیجه تمام کف‌های زیرین آن دهانه تا پایین قاب فرو می‌ریزند (با فروریزش کف‌ها، ستون‌های آن دهانه تحت اثر آتش قرار داده شده‌اند). [۳۳]

#### ۳.۴. سناریوهای حذف ستون‌ها

سناریوهای حذف ستون‌ها شامل حذف ستون میانی طبقه‌ی اول و هفتم (C۵۱) و (C۵۷) به صورت مجزا و آتش‌سوزی در دو دهانه‌ی مجاور آن است. [۱۵] در نام‌گذاری ستون‌ها، حرف C نشانه‌ی المان‌های ستون، رقم اول مربوط به جایگاه ستون در طبقه (از چپ به راست) و اعداد بعدی مربوط به شماره‌ی طبقه ستون هستند. مثلاً



شکل ۵. نمودار جابه‌جایی افقی گره وسط تک ستون بر حسب دما



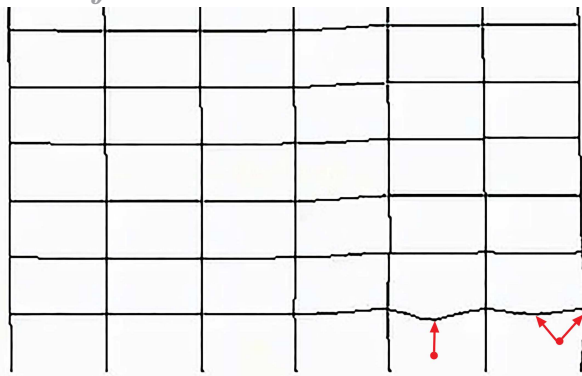
شکل ۶. قاب یک طبقه - دودهانه.

#### ۲.۳. صحت‌سنجی قاب یک طبقه - دودهانه تحت حرارت

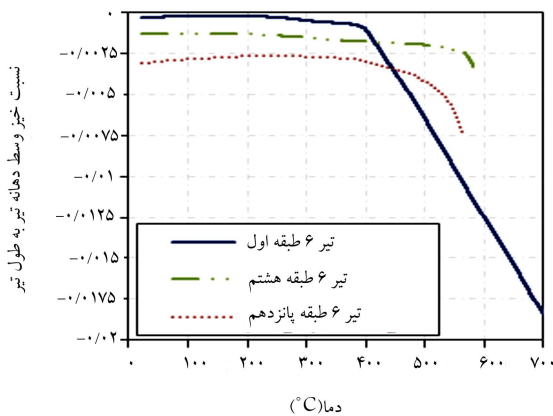
در این صحت‌سنجی از یک قاب یک طبقه - دودهانه که مشخصات آن در شکل ۶ نشان داده شده، استفاده شده است. برای تیرها از مقطع تیر ورق I شکل و برای ستون‌ها از مقاطع قوطی‌شکل مربعی (شکل ۶) استفاده شده است. همچنین مصالح مورد استفاده فولاد حرارتی است. ضمناً هیچ‌گونه بارگذاری ثقلی بر المان‌ها اعمال نشده است و فقط ستون میانی C2 در اثر منحنی آتش استاندارد، حرارت داده شده و تحلیل حرارتی غیرخطی انجام شده است. در نهایت ستون میانی قاب در دمای ۵۲۸ درجه‌ی سانتی‌گراد، مقاومت خود را از دست داده است؛ در این دما، نیروی محوری این ستون ناشی از تحلیل حرارتی، ۳۶۰/۶۵ تن است. از طرفی، ظرفیت فشاری کاهش‌یافته‌ی این ستون (C2) در دمای ۵۲۸ درجه‌ی سانتی‌گراد، از رابطه‌ی ۲، برابر ۳۴۲/۶۲ تن به دست آمده است که دقت نرم‌افزار را در انجام تحلیل‌های حرارتی نشان می‌دهد.

#### ۴. سناریوهای تحلیل‌های حرارتی

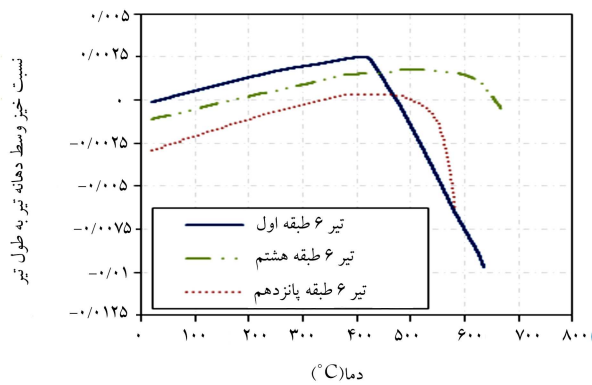
در ادامه سازه‌ی مورد مطالعه، با سناریوهای آتش‌سوزی و فروریزش‌های مختلفی بررسی شده است. بدین منظور، ۳۶ سناریوی مختلف آتش‌سوزی بر روی سازه‌ی سالم اعمال شده است. همچنین سناریوهای فروریزش (فروریزش کف و حذف ستون) نیز به این صورت در نظر گرفته شده است که حوادث شدیدی مانند ضربه یا انفجار، مشابه حادثه ۱۱ سپتامبر برج‌های دوقلو [۳-۱]، ممکن است منجر به فروریزش



شکل ۷. تغییر شکل قاب در دمای حدود ۸۲۰ درجه سانتی‌گراد با سناریوی ۱ آتش (مقیاس ۱:۱۵).



شکل ۸. نمودار نسبت خیز تیرهای تحت اثر آتش با سناریوهای ۱ و ۴ و ۷.



شکل ۹. نمودار نسبت خیز تیرهای تحت اثر آتش با سناریوهای ۲ و ۵ و ۸.

(به دلیل گیرداری اتصالات) نیروی محوری زیادی در تیر ایجاد شده است. اما با افزایش بیشتر دما و کاهش مقاومت و مدول الاستیسیته‌ی فولاد، مقاومت تیر کاهش یافته و خیز آن به سمت پایین افزایش یافته تا جایی که تیر مقاومت خود را از دست داده است. مثلاً نمودارهای خیز بحرانی‌ترین تیرها با سناریوهای آتش‌سوزی ۱ تا ۹ در شکل‌های ۸، ۹ و ۱۰ نشان داده شده‌اند. در این نمودارها خیز وسط تیرها به طول تیرها مقیاس شده‌اند. مطابق این نمودارها، تیرها تحت بار ثقلی و در دمای اولیه‌ی تحلیل دارای خیز در محدوده‌ی مجازند. میانگین نسبت خیز وسط دهانه‌ی تیرها به طول آن‌ها در دمای اولیه در حدود ۰/۰۰۲ است. هم‌چنین با توجه به

جدول ۳. سناریوهای آتش‌سوزی در دو طبقه.

شماره سناریو	طبقات تحت حرارت	اجزاء تحت حرارت
۱۹-۲۲-۲۵	(۱ و ۲) -(۷ و ۸)-(۱۴ و ۱۵)	تیرهای دو دهانه کناری
۲۰-۲۳-۲۶	(۱ و ۲) -(۷ و ۸)-(۱۴ و ۱۵)	تیرها و ستون‌های دو دهانه کناری به صورت هم‌زمان
۲۱-۲۴-۲۷	(۱ و ۲) -(۷ و ۸)-(۱۴ و ۱۵)	تیرها و ستون‌های دو دهانه کناری با ۲۰۰ درجه سانتی‌گراد اختلاف فاز تحت حرارت
۲۸-۳۱-۳۴	(۱ و ۲) -(۷ و ۸)-(۱۴ و ۱۵)	تیرهای دو دهانه میانی
۲۹-۳۲-۳۵	(۱ و ۲) -(۷ و ۸)-(۱۴ و ۱۵)	تیرها و ستون‌های دو دهانه میانی به صورت هم‌زمان
۳۰-۳۳-۳۶	(۱ و ۲) -(۷ و ۸)-(۱۴ و ۱۵)	تیرها و ستون‌های دو دهانه میانی با ۲۰۰ درجه سانتی‌گراد اختلاف فاز تحت حرارت

موقعیت ستون‌های C۱۱ تا C۳۱ در شکل ۱ نشان داده شده است. تیرها نیز از چپ به راست شماره‌گذاری شده‌اند.

## ۵. نتایج تحلیل‌ها

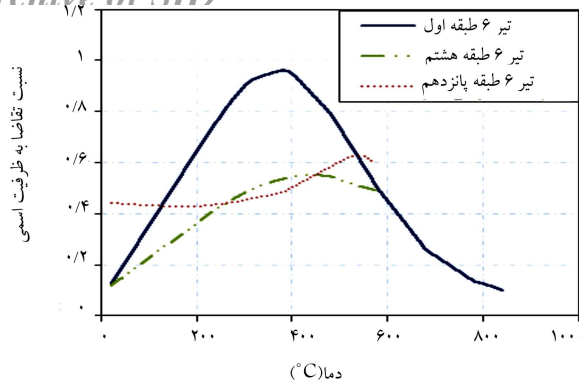
همان‌طور که در بخش ۲ مقاله بیان شد، در همه‌ی سناریوهای آتش و فروریزش کف یا حذف ستون، سازه پس از اعمال بار ثقلی تحت اثر حرارت تحلیل شده است. برای اعمال بار ثقلی، بار مرده به علاوه ۰/۲۵ بار زنده در نظر گرفته شده است تا تقریب مناسبی از بار زنده‌ی واقعی در هنگام وقوع حوادث غیرعادی باشد. [۳۴، ۱۳] نتایج حاصل در بخش‌های زیر ارائه شده‌اند. در ارائه‌ی نتایج تحلیل‌ها، منظور از دمای فروریزش دمایی است که در آن با توجه به ترکیب نیروهای اعمالی و کاهش سختی و مقاومت فولاد با افزایش دما، تقاضا از ظرفیت سازه بیشتر شده است.

### ۱.۵. نتایج سناریوهای آتش

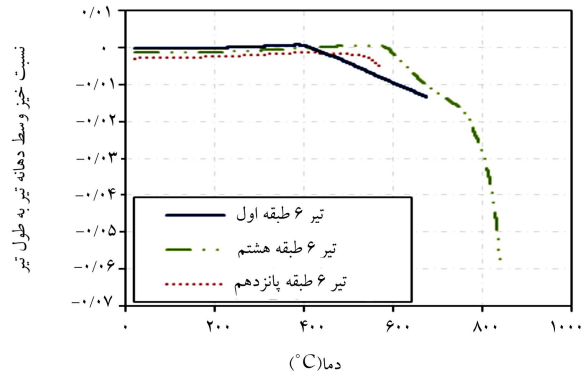
برای بررسی نتایج تحلیل‌های نرم‌افزار، در ادامه خروجی‌های خیز تیرها، نیروی محوری و لنگر تیرها، نیروی محوری و لنگر ستون‌ها مطالعه شده است.

#### ۱.۱.۵. نمودار خیز تیرها با تغییرات دما

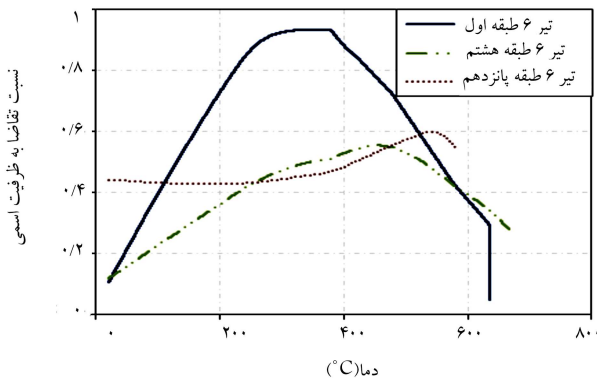
در شکل ۷، تغییر شکل بخش زیرین قاب تحت اثر سناریوی آتش ۱ و در دمای ۸۲۰ درجه سانتی‌گراد نشان داده شده است. ابتدا در اثر افزایش دما، تیر تمایل به انبساط حرارتی (افزایش طول تیر) داشته و به دلیل این انبساط حرارتی مقید شده



شکل ۱۱. نمودار  $DCR_{nom}$  تیرهای تحت حرارت بر حسب دما با سناریوهای ۱ و ۴ و ۷.



شکل ۱۰. نمودار نسبت خیز تیرهای تحت اثر آتش با سناریوهای ۳ و ۶ و ۹. جدول ۴. دمای فروریزش تیرها بر حسب درجه‌ی سانتی‌گراد با سناریوهای مختلف.



شکل ۱۲. نمودار  $DCR_{nom}$  تیرهای تحت حرارت بر حسب دما با سناریوهای ۲ و ۵ و ۷.

۲.۱.۵. نمودار  $DCR_{nom}$  تیرها با تغییرات دما

نسبت تقاضا به ظرفیت اسمی تیرها و ستون‌ها ( $DCR_{nom}$ ) از رابطه‌ی زیر محاسبه شده است. [۳۲]

$$DCR_{nom} = \frac{P_u}{AF_y} + \frac{\lambda}{9} \left( \frac{M_u}{ZF_y} \right) \quad (3)$$

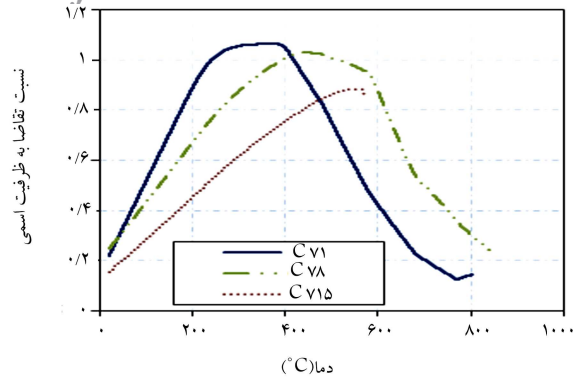
در این رابطه  $P_u$  و  $M_u$  به ترتیب مقادیر نیروی محوری و لنگر اعضا در دماهای مختلف هستند. هم‌چنین  $F_y$  استفاده شده در این رابطه در این مرحله از ارزیابی حرارتی، مقاومت تسلیم فولاد در دمای محیط است.  $A$  و  $Z$  نیز به ترتیب مساحت و مدول پلاستیک مقاطع تیرها و ستون‌ها هستند. نمودار نسبت تقاضا به ظرفیت اسمی ( $DCR_{nom}$ ) تیرهای تحت حرارت با ۶ سناریوی مختلف برای نمونه در شکل‌های ۱۱ و ۱۲ نشان داده شده‌اند. مطابق این نمودارها، افزایش دما از همان ابتدا باعث افزایش این نسبت در تیرها شده است. این افزایش  $DCR_{nom}$ ، در ابتدا به دلیل افزایش نیروی محوری در تیر است که این نیروی محوری به دلیل انبساط طولی در تیر ایجاد شده است. هم‌چنین بیشترین افزایش  $DCR_{nom}$  در تیرها در دمای حدود ۳۵۰ تا ۴۰۰ درجه‌ی سانتی‌گراد رخ داده است. مطابق شکل‌های ۱۱ و ۱۲، تیرهای طبقات پایینی سازه نسبت به طبقات بالایی آن و تیرهای دهانه‌ی میانی سازه نسبت به دهانه‌ی کناری آن، شرایط بحرانی تری داشته و در دمای پایین‌تری مقاومت خود را از دست داده‌اند.

۳.۱.۵. نمودار  $DCR_{nom}$  ستون‌ها با تغییرات دما

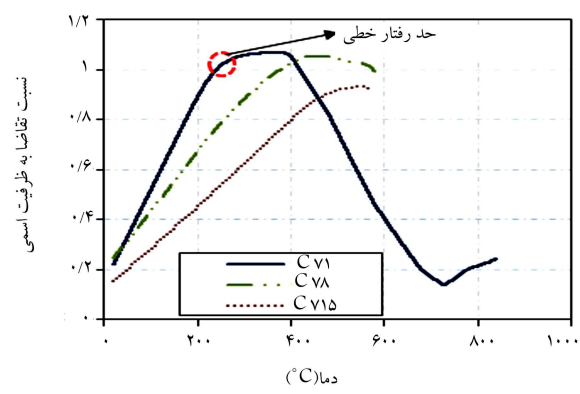
مطابق شکل ۷، فشار اعمالی ناشی از انبساط حرارتی تیرها، جابه‌جایی افقی و لنگر زیادی در ستون انتهایی (CV) ایجاد می‌کند که باعث می‌شود این ستون سریع‌تر به

دهانه‌های میانی		دهانه‌های کناری		
یک طبقه دو طبقه	یک طبقه	دو طبقه	یک طبقه	یک طبقه
فقط تیر دهانه‌ها تحت اثر آتش				
۳۲۰	۴۷۰	۶۴۰	۵۵۰	۱
۴۴۰	۵۴۰	۶۴۰	۵۸۰	۸
۵۲۰	۶۰۰	۶۴۰	۵۷۰	۱۵
تیر و ستون دهانه‌ها به صورت هم‌زمان تحت اثر آتش				
۳۲۰	۵۰۰	۶۴۰	۶۲۰	۱
۴۴۰	۶۲۰	۶۴۰	۶۵۰	۸
۵۲۰	۶۰۰	۶۴۰	۵۸۰	۱۵
تیر و ستون دهانه‌ها با ۳۰۰ درجه سانتی‌گراد اختلاف فاز تحت اثر آتش				
۳۲۰	۵۲۰	۶۴۰	۶۷۰	۱
۴۴۰	۳۷۰	۶۴۰	۸۴۰	۸
۵۲۰	۶۲۰	۶۴۰	۵۷۰	۱۵

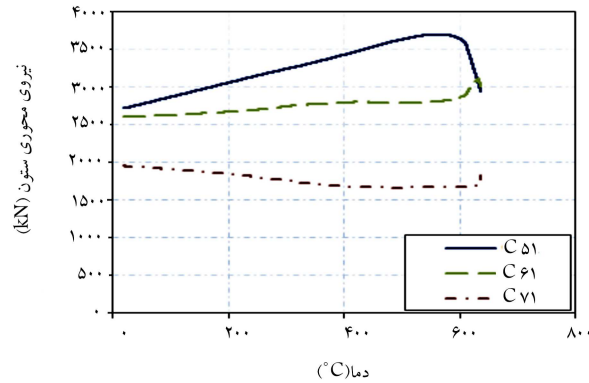
این نمودارها و جدول ۴ تا دمای حدود ۴۰۰ درجه‌ی سانتی‌گراد، تیرها تغییر شکل زیادی ندارند و پس از این دما با کاهش سختی و مقاومت فولاد مطابق شکل ۲، تغییر شکل قائم تیرها به سرعت افزایش یافته است؛ به طوری که تیرها در دمای بین ۵۰۰ تا ۶۵۰ درجه سانتی‌گراد، دچار تغییر شکل زیاد و فروریزش شده‌اند. برای مثال نسبت خیز تیر به طول دهانه در سناریوی اول در دمای ۶۰۰ درجه‌ی سانتی‌گراد در حدود ۱۲۵٪ است. هم‌چنین با توجه به شکل‌های ۸ تا ۱۰، تیرهای طبقات پایین سازه نسبت به طبقات بالایی در دمای پایین‌تری ظرفیت خود را از دست داده‌اند. در توجیه این پدیده باید اشاره کرد که در طبقات پایین سازه که از ستون‌های بزرگتری استفاده شده است، گیرداری بیشتری در مقابل انبساط حرارتی تیر ایجاد شده که در نتیجه‌ی آن نیروی محوری بزرگتری در تیرها ایجاد شده است. با افزایش خیز تیر، لنگر ایجاد شده (حاصل ضرب نیروی محوری در خیز تیر) در تیر هم افزایش یافته است. هم‌چنین با حرارت دادن ستون‌ها در دهانه‌ی تحت اثر آتش، تغییرات محسوس‌ی در فروریزش تیرها ایجاد نشده است که دلیل این رفتار آن است که کاهش سختی و مقاومت تیرها و تشکیل مفاصل پلاستیک در آن‌ها در دماهای بالا و هم‌چنین وجود بار نقلی، منجر به رفتار کابلی در تیر شده و به همین دلیل عملکرد تیر بر خرابی‌ها حاکم شده است.



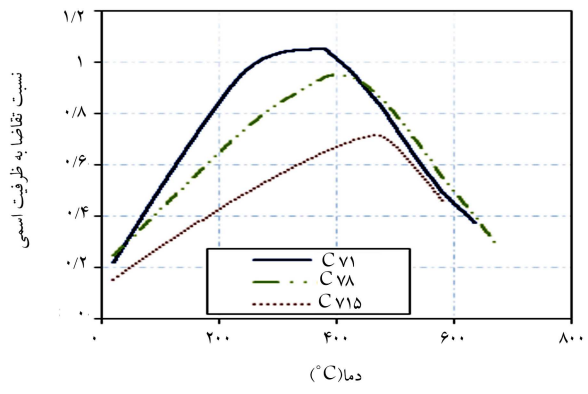
شکل ۱۵. نمودار  $DCR_{nom}$  ستون بحرانی C7 بر حسب دما تحت اثر سناریوهای آتش ۳ و ۶ و ۹.



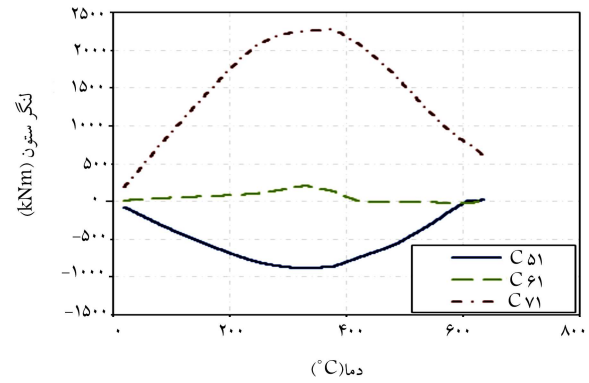
شکل ۱۳. نمودار  $DCR_{nom}$  ستون بحرانی C7 بر حسب دما با سناریوهای آتش ۴ و ۷ و ۱.



شکل ۱۶. نمودار نیروی محوری ستون‌های تحت آتش.



شکل ۱۴. نمودار  $DCR_{nom}$  ستون بحرانی C7 بر حسب دما تحت اثر سناریوهای آتش ۲ و ۵ و ۸.

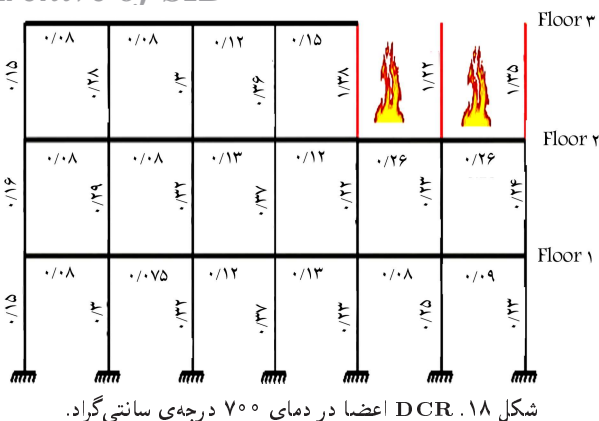


شکل ۱۷. نمودار لنگر ستون‌های تحت آتش.

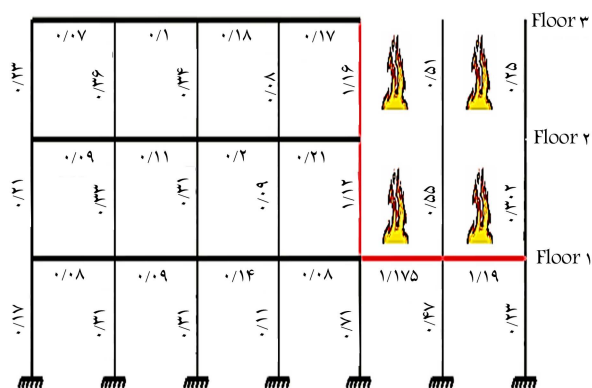
محاسبه شده از رابطه ۲) و در نتیجه آن بارها به ستون‌های C61 و C71 بازتوزیع شده‌اند. سپس نیروی محوری ستون C61 در دمای حدود ۶۰۰ درجه سانتی‌گراد (۳۰۰۰ کیلو نیوتن) از ظرفیت محوری آن در این دما (۲۶۲۰ کیلو نیوتن محاسبه شده از رابطه ۲) بیشتر شده و ظرفیت خود را از دست داده است. در نهایت بارها به ستون خارجی C71 بازتوزیع شده و این ستون به دلیل داشتن مقطع بزرگتر تا دمای حدود ۶۰۰ درجه سانتی‌گراد مقاومت کرده است. هم‌چنین ستون داخلی تحت حرارت پیش از دیگر ستون‌ها کمانش کرده است. مطابق شکل ۱۷، لنگر خمشی اضافی ستون‌های C51 و C71 در دمای کمتری (در حدود ۳۸۰ درجه سانتی‌گراد) به ظرفیت خمشی خود رسیده‌اند. هم‌چنین لنگر خمشی اضافی ستون‌ها ناشی از انبساط حرارتی مقید شده تیرهای تحت حرارت به اندازه‌ی

حد رفتار خطی برسد. مطابق شکل ۱۳، حد رفتار خطی ستون‌ها در دمایی بین ۲۵۰ تا ۴۵۰ درجه سانتی‌گراد رخ داده است که در این دماها تغییرات مقاومت و سختی فولاد اغلب قابل‌ملاحظه نیست. مشابه سایر سناریوها با حرارت دادن هم‌زمان دو طبقه نیز ستون‌های طبقات پایینی بحرانی‌ترند که دلیل آن بیشتر بودن بارهای نقلی در طبقات پایین‌تر است. مطابق شکل‌های ۱۳ و ۱۴، دمای حد رفتار خطی ستون‌ها در حالتی که تیر و ستون دهانه به صورت هم‌زمان تحت حرارت باشند، تفاوتی با حالتی که فقط تیر در دهانه‌ی آتش‌سوزی تحت حرارت باشد، نداشته است؛ زیرا در دماهای اولیه پدیده‌ی انبساط حرارتی غالب است و کاهش سختی و مقاومت فولاد وجود ندارد. اما با افزایش دما در ستون‌ها به دلیل کاهش سختی و مقاومت فولاد از ظرفیت آن‌ها کاسته شده است. هم‌چنین مطابق شکل ۱۵، ۲۰۰ درجه سانتی‌گراد اختلاف فاز حرارتی میان حرارت دادن تیرها و ستون‌ها، در دمای حد رفتار خطی ستون‌ها تأثیری نگذاشته و فقط منجر به افزایش دمای نهایی فروریزش ستون‌ها شده است.

هم‌چنین در سناریوهایی که دهانه‌های میانی تحت اثر آتش‌اند، ستون‌ها عمدتاً در دمای پایین‌تری نسبت به سناریوهایی که دهانه‌های کناری تحت اثر آتش‌اند، فروریزش کرده‌اند؛ زیرا سهم بار ستون‌های میانی از بار نقلی بیشتر است. برای نمونه، نیروهای محوری و لنگرهای خمشی اضافی ستون‌های تحت حرارت تحت سناریوی ۲ آتش به ترتیب در شکل‌های ۱۶ و ۱۷ نشان داده شده‌اند. مطابق شکل ۱۶، نیروهای محوری ستون‌های میانی تحت حرارت (C51) در دمای حدود ۵۵۰ درجه سانتی‌گراد به ظرفیت فشاری خود رسیده است (حدود ۳۵۶۰ کیلو نیوتن



شکل ۱۸. DCR اعضا در دمای ۷۰۰ درجه‌ی سانتی‌گراد.



شکل ۱۹. DCR اعضا در دمای ۵۷۵ درجه‌ی سانتی‌گراد.

### ۳.۲.۵. فروریزش کف دهانه‌ی کناری طبقات بالایی قاب

با فروریزش کف دهانه‌ی کناری طبقه‌ی پانزدهم بر روی کف کناری طبقه‌ی چهاردهم و ستون‌های دهانه‌ی تحت اثر آتش، تا دمای ۸۲۰ درجه‌ی سانتی‌گراد تمام اعضا سالم مانده و مقاومت خود را حفظ کرده‌اند. هم‌چنین با فروریزش کف دهانه‌ی کناری طبقات چهاردهم و پانزدهم بر روی کف کناری طبقه‌ی سیزدهم، تیر کناری طبقه‌ی سیزدهم مقاومت کرده و دچار فروریزش نشده است. هم‌چنین ستون‌ها تا دمای ۵۰۰ درجه‌ی سانتی‌گراد، مقاومت کرده‌اند. اما ستون‌های C۵۱۴، C۵۱۵ و C۶۱۴ در دمای نهایی ۷۷۲ درجه‌ی سانتی‌گراد کمانش کرده و ظرفیت خود را از دست داده‌اند. حال با فروریزش کف‌های دهانه‌های کناری طبقات سیزدهم و چهاردهم و پانزدهم، کف‌های کناری طبقه‌ی دوازدهم مقاومت خود را از دست داده‌اند. اما ستون‌ها تا ۵۰۰ درجه‌ی سانتی‌گراد مقاومت کرده و فقط ستون‌های C۵۱۴ و C۶۱۴ در دمای نهایی ۷۶۸ درجه‌ی سانتی‌گراد دچار کمانش شده‌اند. حال تمام کف‌های دهانه‌های کناری قاب دچار فروریزش شده‌اند. تمام ستون‌ها تا دمای ۵۰۰ درجه‌ی سانتی‌گراد سالم مانده‌اند. اما با افزایش دما در دمای نهایی ۸۲۰ درجه‌ی سانتی‌گراد، ستون C۵۱۴ مقاومت خود را از دست داده و کمانش کرده است. در این سناریو به دلیل حذف شدن تمام کف‌ها و بار ثقلی آن‌ها در دهانه‌ی کناری، ستون‌های متصل به این کف‌ها، بار ثقلی خود را از دست داده‌اند و فقط تحت بارهای متمرکز ناشی از دال دوطرفه‌اند و در دمای بالاتری نسبت به سناریوی مشابه در طبقات پایینی سازه، ظرفیت خود را از دست داده‌اند. در نتیجه با فروریزش کف‌ها در طبقات پایینی سازه نسبت به طبقات بالایی آن شرایط بحرانی‌تری ایجاد شده است.

بزرگ هستند که باعث فروریزش ستون‌ها در دمای پایین‌تر، پیش از کاهش چشم‌گیر مشخصات مکانیکی فولاد شده است.

### ۲.۵. نتایج سناریوهای فروریزش کف‌ها

در سناریوهای فروریزش کف‌ها نیز برای محاسبه‌ی نسبت تقاضا به ظرفیت تیرها و ستون‌ها از روابط زیر استفاده شده است. رابطه‌ی DCR تیرها: [۳۲]

$$DCR = \frac{P_u(T)}{AF_{cr}(T)} + \left( \frac{M_u(T)}{M_n(T)} \right) \quad (4)$$

رابطه‌ی DCR ستون‌ها: [۳۲]

$$DCR = \frac{P_u(T)}{AF_{cr}(T)} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_u(T)}{M_n(T)} \right) \quad (5)$$

در این روابط  $P_u(T)$  و  $M_u(T)$  به ترتیب مقادیر نیروی محوری و لنگر اعضا در دمای  $T$  بر حسب درجه‌ی سانتی‌گراد هستند. هم‌چنین  $AF_{cr}(T)$  و  $M_n(T)$  به ترتیب مقاومت فشاری و خمشی کاهش یافته‌ی المان‌ها تحت اثر آتش‌اند که از روابط بخش آتش (پیوست ۴ آیین‌نامه AISC) در دمای  $T$  بر حسب درجه سانتی‌گراد محاسبه شده‌اند. [۳۲]

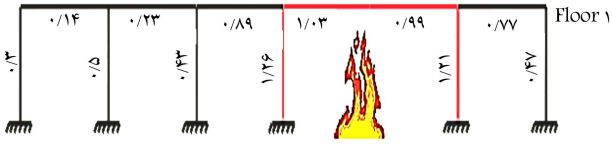
### ۱.۲.۵. فروریزش کف دهانه‌ی کناری طبقات پایینی قاب

مطابق شکل ۱۸، با فروریزش کف‌های کناری طبقه‌ی سوم بر روی کف طبقه‌ی دوم و ستون‌های دهانه‌ی تحت آتش، تیر طبقه‌ی دوم مقاومت کرده است و ستون‌های تحت حرارت طبقه‌ی سوم تا دمای ۵۰۰ درجه سانتی‌گراد سالم مانده‌اند. اما در دمای نهایی تحلیل (۷۰۰ درجه‌ی سانتی‌گراد)، هر سه ستون تحت حرارت مقاومت خود را از دست داده و دچار کمانش شده‌اند (به دلیل کاهش مشخصات مکانیکی فولاد و افزایش نسبت لاغری ستون) و با کمانش این ستون‌ها بار محوری به ستون‌های مجاور آن‌ها منتقل شده است. هم‌چنین مطابق شکل ۱۹، با فروریزش کف‌های کناری طبقات دوم و سوم بر روی کف کناری طبقه‌ی اول، کف‌های کناری طبقه‌ی اول ظرفیت خود را از دست داده‌اند. هم‌چنین ستون‌های C۵۲ و C۵۳ در دمای ۵۰۰ درجه‌ی سانتی‌گراد مقاومت خود را از دست داده و کمانش کرده‌اند. هم‌چنین با فروریزش هر سه کف کناری طبقات اول تا سوم، ستون‌های C۵۲ و C۵۳ از دمای ۵۰۰ درجه‌ی سانتی‌گراد کمانش کرده‌اند، اما ستون‌های C۶۲، C۶۳، C۷۲ به دلیل ریزش کف‌های طبقات اول تا سوم، بار ثقلی کف‌ها را از دست داده‌اند و در نتیجه دچار کمانش شده‌اند. اما با افزایش دما از ۵۰۰ به ۵۷۵ درجه‌ی سانتی‌گراد، مقدار DCR این ستون‌ها افزایش یافته است.

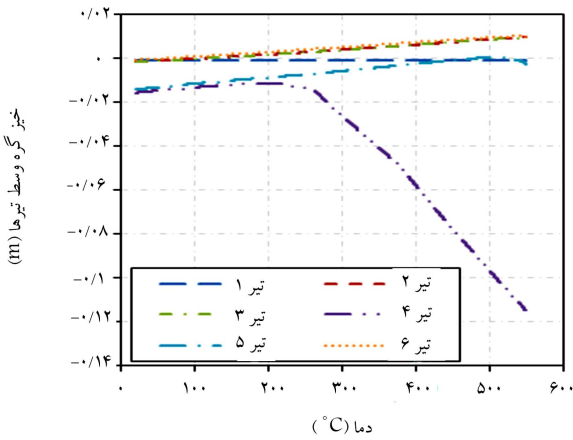
### ۲.۲.۵. فروریزش کف دهانه‌ی کناری طبقات میانی قاب

در تمام سناریوهای فروریزش کف‌های دهانه‌ی کناری طبقات میانی این قاب، ستون‌ها تا دمای ۵۰۰ درجه‌ی سانتی‌گراد سالم مانده‌اند. اما با افزایش دما در دمای نهایی تحلیل‌ها، تعدادی از ستون‌های تحت حرارت مقاومت خود را از دست داده‌اند. هم‌چنین با فروریزش دو کف، کف زیرین مقاومت خود را از دست نداده است. اما با فروریزش پنج کف، کف طبقه چهارم مقاومت خود را از دست داده و به صورت دومینویی تمام کف‌های آن دهانه تا پایین سازه دچار فروریزش شده‌اند. هم‌چنین فروریزش کف‌های طبقات پایینی، شرایط بحرانی‌تری برای سازه ایجاد کرده و المان‌ها در دمای پایین‌تری مقاومت خود را از دست داده‌اند.

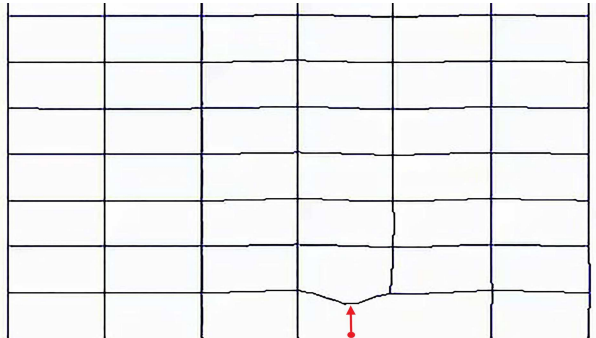




شکل ۲۲. DCR اعضا در دمای ۵۲۸ درجه سانتی گراد.



شکل ۲۳. نمودار خیز تیرهای طبقه اول.



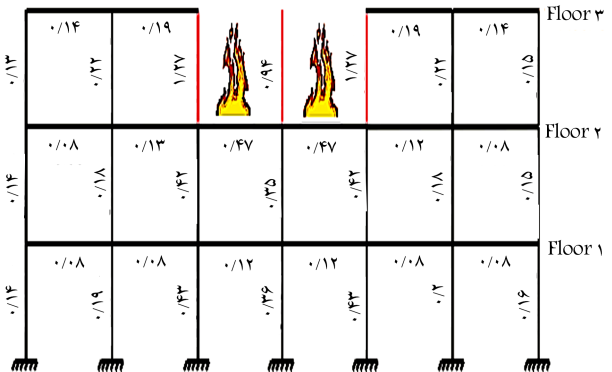
شکل ۲۴. تغییر شکل قاب در دمای ۵۲۸ درجه سانتی گراد (مقیاس: ۱:۱۵).

۱.۳.۵ حذف ستون میانی طبقه اول قاب

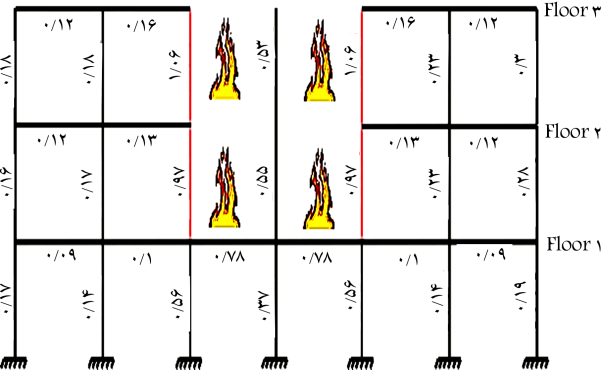
مطابق شکل ۲۲، با حذف ستون C5 طبقه اول قاب، اعضای این سازه تحمل بار ثقلی وارد شده را داشته‌اند و تیرها و ستون‌های تحت حرارت در دمای ۵۲۸ درجه سانتی گراد مقاومت خود را از دست داده‌اند. هم‌چنین مطابق شکل ۲۳ و ۲۴، خیز تیرهای حرارت داده نشده مقدار کمی بوده است ولی خیز تیرهای حرارت داده شده از دمای ۲۰۰ درجه سانتی گراد به شدت افزایش پیدا کرده است؛ در حالی که در سناریوهای فروریزش کف‌ها خیز تیرها عموماً از دمای ۵۰۰ درجه سانتی گراد، افزایش شدیدی یافته است.

۲.۳.۵ حذف ستون میانی طبقه هفتم قاب

مطابق شکل ۲۵، با افزایش دما در دهانه‌ی آتش‌سوزی، جابه‌جایی محل ستون حذف‌شده در راستای قائم، لنگر زیادی در تیرها و ستون‌های آن دهانه وارد کرده و مقادیر DCR اعضا به شدت افزایش یافته است. هم‌چنین مطابق شکل ۲۶، خیز تیرهای طبقه میانی در دمای حدود ۴۰۰ درجه سانتی گراد شروع به افزایش ناگهانی کرده است؛ در حالی که برای تیرهای طبقه اول این دما ۲۰۰ درجه سانتی گراد بوده است و دلیل آن کم‌تر بودن بارهای ثقلی در طبقات بالایی است.



شکل ۲۰. DCR اعضا در دمای ۶۰۸ درجه سانتی گراد.



شکل ۲۱. DCR اعضا در دمای ۵۷۷ درجه سانتی گراد.

۴.۲.۵ فروریزش کف دهانه‌ی میانی طبقات پایینی قاب

مطابق شکل ۲۰، با فروریزش کف میانی طبقه سوم بر روی کف طبقه دوم و ستون‌های دهانه‌ی تحت آتش، تیر طبقه دوم مقاومت کرده است و ستون‌های تحت حرارت طبقه سوم تا دمای ۵۰۰ درجه سانتی گراد سالم مانده‌اند. اما در دمای نهایی ۶۰۸ درجه سانتی گراد، ستون‌های C32، C52 و C53 مقاومت خود را از دست داده و کمانش کرده‌اند.

هم‌چنین مطابق شکل ۲۱، با فروریزش کف‌های میانی طبقات دوم و سوم بر روی کف‌های میانی طبقه اول، این کف‌ها ظرفیت خود را از دست داده‌اند و هم‌چنین ستون‌های C33 و C53 در دمای ۵۰۰ درجه سانتی گراد مقاومت خود را از دست داده‌اند. اما ستون‌های تحت حرارت C32، C33، C52 و C53 در دمای نهایی ۵۷۷ درجه سانتی گراد، ظرفیت خود را از دست داده و دچار کمانش شده‌اند. هم‌چنین با فروریزش هر سه کف میانی طبقات اول تا سوم، ستون‌های تحت حرارت C32، C33، C52 و C53 از دمای ۵۰۰ درجه سانتی گراد کمانش کرده و مقاومت خود را از دست داده‌اند. مقایسه‌ی سناریوهای فروریزش کف‌های میانی و کناری نشان داده است که فروریزش کف‌های میانی به دلیل بیشتر بودن اثرات بارهای ثقلی بحرانی‌تر بوده‌اند و ستون‌های حرارت دیده در این سناریوها در دمای کمتری ظرفیت خود را از دست داده‌اند.

۳.۵ نتایج سناریوهای حذف ستون‌ها

در این بخش نیز برای محاسبه‌ی نسبت تقاضا به ظرفیت (DCR) تیرها و ستون‌ها به ترتیب از روابط ۴ و ۵ استفاده شده است.

## Archive of SID

• افزایش دما از همان ابتدا باعث افزایش  $DCR_{nom}$  در تیرها شد که بیشترین افزایش  $DCR_{nom}$  در تیرها در دمای حدود  $350^{\circ}$  تا  $400^{\circ}$  درجه سانتی‌گراد رخ داد.

• افزایش دما از همان ابتدا باعث افزایش  $DCR_{nom}$  ستون‌ها شد که باعث شد ستون‌ها سریع‌تر به حد رفتار خطی برسند. دمای حد رفتار خطی ستون‌ها در سناریوهای مختلف آتش‌سوزی، تغییرات قابل توجهی نداشت. این دما برای ستون‌های طبقات اول، هشتم، و پانزدهم بین  $250^{\circ}$  تا  $450^{\circ}$  درجه سانتی‌گراد به دست آمد.

• با فروریزش کف یک طبقه، تیرها و ستون‌های قاب تا دمای  $500^{\circ}$  درجه سانتی‌گراد مقاومت کردند. اما برای فروریزش کف‌های کناری در دمای حدود  $700^{\circ}$  تا  $750^{\circ}$  درجه سانتی‌گراد و برای فروریزش کف‌های میانی در دمای حدود  $600^{\circ}$  درجه سانتی‌گراد، اغلب مقاومت خود را از دست دادند و دچار خرابی شدند.

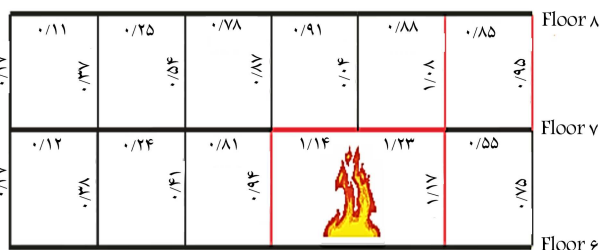
• تیرها و ستون‌های قاب با فروریزش کف‌های دو طبقه کناری، در دمای حدود  $650^{\circ}$  درجه سانتی‌گراد و با فروریزش کف‌های میانی در دمای حدود  $575^{\circ}$  درجه سانتی‌گراد، مقاومت خود را از دست دادند و دچار خرابی شدند.

• مطابق نتایج سناریوهای آتش‌سوزی و فروریزش کف‌ها، آتش‌سوزی و فروریزش کف‌ها در دهانه‌های میانی نسبت به دهانه‌های کناری شرایط بحرانی‌تری داشتند.

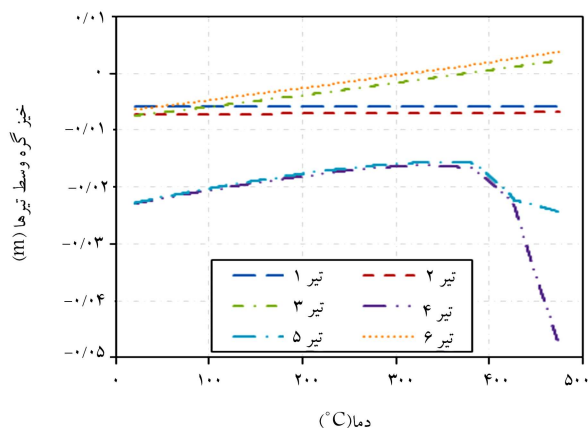
• با حذف ستون سازه، جابه‌جایی قائم محل ستون حذف شده با افزایش دما در دهانه‌های تحت اثر آتش‌سوزی افزایش یافت و لنگر زیادی در تیرها و ستون‌های آن دهانه‌ها وارد شد که در نتیجه آن نسبت تقاضا به ظرفیت (DCR) تیرها و ستون‌ها به شدت افزایش یافت (تا حدود  $10^{\circ}$  برابر مقدار اولیه‌شان).

• در سناریوهای حذف ستون‌ها، تیرها در طبقات پایینی در دمای پایین‌تری (حدود  $200^{\circ}$  درجه سانتی‌گراد) نسبت به طبقات بالایی (حدود  $400^{\circ}$  درجه سانتی‌گراد) دچار فروریزش شدند.

• در سناریوهای فروریزش کف‌ها، سازه تا دمای حدود  $500^{\circ}$  تا  $650^{\circ}$  درجه سانتی‌گراد مقاومت کرد. اما در سناریوهای حذف ستون‌ها، سازه در دمای حدود  $200^{\circ}$  تا  $400^{\circ}$  درجه سانتی‌گراد مقاومت خود را از دست داد. بنابراین، حذف ستون‌ها نسبت به فروریزش کف‌ها شرایط بسیار بحرانی‌تری در سازه ایجاد می‌کند.



شکل ۲۵. DCR اعضا در دمای  $455^{\circ}$  درجه سانتی‌گراد.



شکل ۲۶. نمودار خیز تیرهای طبقه هفتم.

## ۶. نتیجه‌گیری

در این مقاله، ابتدا ساختمانی ۱۵ طبقه با سیستم قاب خمشی فولادی طراحی شد و سپس در بحرانی‌ترین قاب آن، برای ۳۶ سناریوی آتش‌سوزی و هم‌چنین سناریوهای خرابی پیش‌رونده ناشی از فروریزش کف‌ها و حذف ستون‌ها تحلیل حرارتی انجام شد، که با توجه به نمودارها و جداول به دست آمده نتایج زیر حاصل شد.

• تیرها تا دمای حدود  $400^{\circ}$  درجه سانتی‌گراد، تغییر شکل زیادی نداشتند و پس از این دما با کاهش سختی و مقاومت فولاد، تغییر شکل قائم تیرها به سرعت افزایش یافت؛ به طوری که در دمای بین  $500^{\circ}$  تا  $650^{\circ}$  درجه سانتی‌گراد تغییر شکل زیادی یافتند و خراب شدند.

## منابع (References)

1. Gazant Z.P.A. and Zhou, Y. "Why did the world trade center collapse?-Simple analysis", *Journal of Engineering Mechanics*, **128**, pp. 2-6 (2002).
2. Kotsovinos P. and Usmani, A. "The world trade center 9/11 disaster and progressive collapse of tall buildings", *Fire Technology*, **49**, pp. 741-765 (2013).
3. Usmani A., Chung, Y. and Torero, J.L. "How did the WTC towers collapse: a new theory", *Fire Safety Jour-*

*nal*, **38**, pp. 501-533 (2003).

4. Engelhardt M.D., Meacham, B., Kodur, V. "Observations from the fire and collapse of the faculty of architecture building, delft university of technology", in *Structures Congress 2013: Bridging Your Passion with Your Profession*, pp. 1138-1149 (2013).
5. Usmani A., Drysdale, D., Rotter, J. and et al. "Behaviour of steel framed structures under fire conditions", University of Edinburgh, Edinburgh (2000).
6. Ali H. M., Senseny, P.E., Alpert, R.L. "Lateral displacement and collapse of single-story steel frames in uncon-

- trolled fires”, *Engineering Structures*, **26**, pp. 593-607 (2004).
7. Sun, R., Huang, Z. and Burgess, I.W. “Progressive collapse analysis of steel structures under fire conditions”, *Engineering Structures*, **34**, pp. 400-413 (2012).
  8. Nielsen, J.J. “Probabilistic analysis of the robustness of earthquake resistant steel structures”, Master Thesis, Faculty of Engineering, Science and Medicine, Aalborg University (2009).
  9. Roben, C., Gillie, M. and Torero, J. “Structural behaviour during a vertically travelling fire”, *Journal of Constructional Steel Research*, **66**, pp. 191-197 (2010).
  10. Yehia, S. and Kashwani, G. “Performance of structures exposed to extreme high temperature-An overview”, *Open Journal of Civil Engineering*, **3**, p. 154 (2013).
  11. Behnam, B. and Ronagh, H.R. “Behavior of moment-resisting tall steel structures exposed to a vertically traveling post-earthquake fire”, *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, **23**, pp. 1083-1096 (2014).
  12. DoD, “Design of buildings to resist progressive collapse”, ed. Unified Facilities Criteria (UFC) 4-023-03, 14 July 2009, Including Change 1-27 January 2010, US Department of Defense (DoD) (2010).
  13. GSA, “Progressive collapse analysis and design guidelines for new federal office buildings and major modernization projects”, ed. US General Services Administration (GSA) (2003).
  14. Stevens, D., Crowder, B., Sunshine, D. and et al. “DoD research and criteria for the design of buildings to resist progressive collapse”, *Journal of Structural Engineering*, **137**, pp. 870-880, (2011).
  15. Neal, M.C., Garlock, M.E. Quiel, S.E. and et al. “Effects of fire on a tall steel building designed to resist progressive collapse”, in Structures Congress, pp. 246-256 (2012).
  16. Quiel, S.E. and Marjanishvili, S.M. “Fire resistance of a damaged steel building frame designed to resist progressive collapse”, *Journal of Performance of Constructed Facilities*, **26**, pp. 402-409 (2011).
  17. Williams, D. and Williamson, E.B. “Approximate analysis methods for modeling structural collapse”, in Structures Congress 2008: Crossing Borders, pp. 1-5 (2008).
  18. Hadjioannou, M., Donahue, S., Williamson, M. and et al. “Experimental evaluation of floor slab contribution in mitigating progressive collapse of steel structures”, *WIT Transactions on The Built Environment*, **134**, pp. 615-626 (2013).
  19. Hadjioannou, M., Donahue, E., Williamson, E.B. and et al. “Large-scale experimental tests of composite steel floor systems subjected to column loss scenarios”, *Journal of Structural Engineering*, **144**, p. 04017184 (2017).
  20. Zolghadr Jahromi, H., Izzuddin, B.A. Nethercot, D.A. and et al. “Robustness assessment of building structures under explosion”, *Buildings*, **2**, pp. 497-518 (2012).
  21. Agarwal, A. and Varma, A.H. “Fire induced progressive collapse of steel building structures: The role of interior gravity columns”, *Engineering Structures*, **58**, pp. 129-140 (2014).
  22. Mahale, H.D. and Kandekar, S. “Behaviour of steel structure under the effect of fire loading”, *International Journal of Engineering Research and Applications*, **6**, pp. 42-46 (2016).
  23. Hantouche, E.G., Abboud, N.H., Morovat, M.A. and et al. “Analysis of steel bolted double angle connections at elevated temperatures”, *Fire Safety Journal*, **83**, pp. 79-89 (2016).
  24. Chidambaram C. Shah, J. Kumar, A.S. and et al. “A study on progressive collapse behavior of steel structures subjected to fire loads”, *Indian Journal of Science and Technology*, **9**, pp. 1-7 (2016).
  25. Jiang J. and Li, G.-Q. “Disproportionate collapse of 3D steel-framed structures exposed to various compartment fires”, *Journal of Constructional Steel Research*, **138**, pp. 594-607 (2017).
  26. Iranian National Building Code, part 6, Design Loads for Buildings. Tehran (Iran), ed: Ministry of Housing and Urban Development (2014).
  27. BHRC, Iranian Code of Practice for Seismic Resistance Design of Buildings: Standard no. 2800 (4th edition), ed: Building and Housing Research Center (2014).
  28. ETABS16 2.0, “Extended three dimensional (3D) analysis and design of building system”, Berkeley, California, USA (2016).
  29. MHUD, “Iranian National Building Code, part 10, steel structure design Tehran (Iran), (4th edition)”, ed: Ministry of Housing and Urban Development (2014).
  30. E.C.f. Standardization, Eurocode 4: Design of Composite Steel and Concrete Structures: CEN, (1994).
  31. ISO, I. “834: Fire resistance tests-elements of building construction”, International Organization for Standardization, Geneva, Switzerland, (1999).
  32. Committee, A. “Specification for structural steel buildings (ANSI/AISC) (360-16)”, American Institute of Steel Construction, Chicago-Illinois (2016).
  33. Vlassis A., Izzuddin, B. Elghazouli, A. and et al. “Progressive collapse of multi-storey buildings due to failed floor impact”, *Engineering Structures*, **31**, pp. 1522-1534 (2009).
  34. Kim, J. and Kim, T. “Assessment of progressive collapse-resisting capacity of steel moment frames”, *Journal of Constructional Steel Research*, **65**, pp. 169-179 (2009).