

# بررسی رفتار قاب خمشی فولادی میان مرتبه با دهانه‌های بلند در برابر آتش و خرابی پیش‌رونده

مهسا چابکی<sup>۱</sup>، علی اکبر آقاچوک<sup>۲\*</sup>

۱. کارشناسی ارشد مهندسی سازه، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس

۲. استاد، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس

a\_gha@modares.ac.ir

تاریخ پذیرش: ۹۸/۷/۳۰

تاریخ دریافت: ۹۷/۷/۲۱

## چکیده

در این پژوهش ابتدا یک ساختمان نمونه ۱۵ طبقه با سیستم سازه‌ای قاب خمشی فولادی با دهانه‌های بلند و با ارتفاع طبقات ۳/۲ متر و ابعاد پلان ۳۱/۹ × ۲۹/۴ متر مربع با استفاده از مقررات ملی ساختمان ایران برای بارهای ثقلی و جانبی مرسوم طراحی می‌شود. در ادامه بحرانی‌ترین قاب این سیستم به صورت دو بعدی در نرم‌افزار *OpenSees* مدل‌سازی شده و سپس سناریوهای مختلف آتش‌سوزی، خرابی پیش‌رونده ناشی از فروریزش تیرهای اصلی و حذف ستون‌ها بر این قاب اعمال می‌شود. برای انجام تحلیل‌های حرارتی از منحنی آتش استاندارد و تحلیل‌های غیرخطی استفاده می‌شود. نتایج نهایی پژوهش حاکی از آن است که تیرها تحت اثر آتش‌سوزی تا دمای حدود ۴۰۰ درجه سانتی‌گراد، تغییرشکل زیادی نداشته‌اند. اما پس از این دما با کاهش سختی و مقاومت فولاد، تغییرشکل تیرها به سرعت افزایش یافته است، به طوری که در دمای حدود ۵۰۰ تا ۶۰۰ درجه سانتی‌گراد، دچار تغییرشکل زیادی شده و خراب شده‌اند. نسبت تقاضا به ظرفیت اسمی تیرها ( $DCR_{nom}$ ) از همان لحظات ابتدایی آتش‌سوزی افزایش یافته که بیشترین افزایش آن در دمای حدود ۳۵۰ تا ۴۰۰ درجه سانتی‌گراد اتفاق افتاده است. همچنین با فروریزش تیر اصلی یک طبقه، ستون‌ها در دهانه آتش‌سوزی تا دمای ۵۰۰ درجه سانتی‌گراد مقاومت کرده‌اند. اما در دماهای بالاتر، در محدوده ۶۰۰ تا ۸۰۰ درجه سانتی‌گراد، این ستون‌ها مقاومت خود را از دست داده‌اند. در سناریوهای حذف ستون در طبقات اول و هفتم، تیرها به ترتیب تحت اثر بارهای ثقلی و در دمای ۴۰۰ درجه سانتی‌گراد مقاومت خود را از دست داده که نشان‌دهنده آن است که خرابی ستون‌ها نسبت به تیرهای اصلی شرایط بحرانی‌تری ایجاد کرده است.

**واژگان کلیدی:** قاب خمشی با دهانه‌های بلند، نرم‌افزار *OpenSees*، تحلیل حرارتی غیرخطی، سناریوهای آتش، خرابی پیش‌رونده

## ۱. مقدمه

هر ساله ساختمان‌های زیادی در سراسر دنیا دچار آتش‌سوزی می‌شوند که بیشتر آن‌ها خسارت‌های جبران‌ناپذیری وارد می‌کنند. همچنین در ایران اغلب سازه‌ها برای بارهای ناشی از آتش طراحی نمی‌شوند و اگر در زمان بهره‌برداری در معرض چنین بارهایی قرار گیرند، خسارت‌های شدید مالی و جانی بسیاری را در پی خواهند داشت. مسئله‌ی آتش‌سوزی در ساختمان‌های فولادی شرایط بحرانی‌تری داشته که این ناشی از کاهش مقاومت و مدول الاستیسیته‌ی فولاد در اثر افزایش درجه حرارت و دما است. از جمله حوادث مهم در این زمینه، آتش‌سوزی برج‌های تجارت جهانی [1-3] و نیز حادثه آتش‌سوزی ساختمان پلاسکو در ایران [4, 5] هستند که حادثه اخیر منجر به مرگ جمعی از آتش‌نشانان، تخریب کامل و فروریزش کلی ساختمان شد.

در زمینه سابقه پژوهش روی اثر آتش بر سازه‌ها می‌توان به آزمایشات تمام مقیاس آتش‌سوزی در اواخر دهه ۱۹۹۰ که در آزمایشگاه کاردینگتون انجام شده است، اشاره کرد. این آزمایش‌ها روی یک ساختمان ۸ طبقه فولادی مرکب با ۶ سناریوی آتش‌سوزی انجام شده و مرجع بسیاری از پژوهش‌های عددی پژوهش‌گران قرار گرفته است [6]. این آزمایش‌ها نشان دادند که سازه‌های فولادی با کف بتنی رفتار پایدارتری در برابر سناریوهای آتش‌سوزی به دلیل نامعینی بیشتر، از خود نشان می‌دهند و دال‌های مرکب نقش مهمی در بازتوزیع نیروها از اعضای آسیب دیده به اعضای سالم دارند. عثمانی<sup>۱</sup> و همکارانش در سال ۲۰۰۰ به منظور ارائه روابط کاربردی طراحی سازه‌های فولادی مختلط تحت اثر آتش به مدلسازی نرم‌افزاری این آزمایش‌های تمام مقیاس پرداختند [7]. لمونت<sup>۲</sup> و همکاران در سال ۲۰۰۱ نیز به بررسی رفتار سازه‌های فولادی مرکب پرداختند. آن‌ها در رساله خود بیان کردند که

اعضایی که به دلیل آتش‌سوزی مقاومت و باربری خود را از دست می‌دهند، نیروهایشان را به اعضای مجاور منتقل می‌کنند و در نتیجه آن خرابی موضعی یا کلی سازه به تاخیر می‌افتد. همچنین آن‌ها دریافتند که سازه‌های قابی کامپوزیت که درجه نامعینی بالایی دارند، مقاومت زیادی از خود نشان می‌دهند. همچنین در حالتی که تیرهای کناری در برابر حرارت محافظت نشده‌اند، دال تغییر شکل زیادی را متحمل می‌شود [8]. والد<sup>۳</sup> و همکارانش در سال ۲۰۰۴ تغییرات زمانی دما در ستون‌های فولادی تحت تاثیر آتش‌سوزی عادی (واقعی) را بررسی کردند و توانستند منحنی تغییرات دما در برابر زمان را برای نقاط مختلف یک ستون با پوشش ضد آتش را ارائه نمایند [9]. رحمان و همکارانش در سال ۲۰۰۴ اثر بارگذاری آتش را روی قاب و اتصالات فولادی بررسی کردند و دریافتند که تیرها، ستون‌ها و اتصالات هنگامی که در معرض آتش قرار گیرند، یکپارچگی و پایداری خود را از دست می‌دهند [10]. فلینت<sup>۴</sup> و همکارانش در سال ۲۰۰۶ تاثیر حرارت در ساختمان‌های با دهانه بلند از نوع خرپای فولادی مرکب را بررسی کردند. آن‌ها نتیجه گرفتند که خرابی در سقف‌های خرپایی مرکب به طور ناگهانی رخ نداده و ابتدا اعضای فولادی خرپا دچار کم‌انرژی می‌شوند [11]. روبن<sup>۵</sup> و همکارانش در سال ۲۰۱۰ به بررسی رفتار سازه‌های فولادی در برابر آتش‌سوزی‌های متحرک قائم پرداختند. آن‌ها دریافتند که تاخیر زمانی در حرکت آتش به طبقات بالاتر، روی پاسخ کلی سازه و رفتار سازه‌های بلند مرتبه تاثیر بسزایی خواهد داشت. همچنین دریافتند که رفتار کلی سازه بستگی زیادی به سختی تیرها دارد [12]. کوئیل<sup>۶</sup> و همکارانش در سال ۲۰۱۱ و همچنین نیل<sup>۷</sup> و همکارانش در سال ۲۰۱۲ به بررسی اثر آتش روی ساختمان‌های بلند مرتبه فولادی طراحی شده در برابر فروریزش پیش‌رونده پرداختند. در این پژوهش‌ها فرض شد که ضربه شدید یا انفجار باعث حذف ستون شده و در دو دهانه مجاور نیز باعث آتش‌سوزی می‌شود

6. Quiel

7. Neal

1. Usmani

2. Lamont

3. Wald

4. Flint

5. Roben

که در آیین‌نامه‌های *GSA2003* و *DOD2010* [13, 14]، اشاره‌ای به آن نشده است. آن‌ها دریافتند با این که سازه لازمه طراحی در برابر خرابی پیش‌رونده را ارضا می‌کند، اگر آتش‌سوزی رخ دهد و حفاظت المان‌ها در برابر آتش برداشته شده و یا آسیب ببینند، آتش‌سوزی می‌تواند به سرعت منجر به خرابی و فروریزش ساختمان شود [15, 16]. سان و همکارانش در سال ۲۰۱۲ خرابی پیش‌رونده سازه‌های فولادی را تحت اثر آتش بررسی کردند. نتایج نشان داد که در نسبت تنش‌های کوچکتر در اعضا در اثر بارهای ثقلی و همچنین بزرگتر بودن سطح مقطع تیرها و مهاربندی، قاب در دمای بالاتری دچار فروریزش کلی خواهد شد [17]. بهنام و رونق نیز در سال ۲۰۱۴ به بررسی رفتار سازه‌های بلند مرتبه قاب خمشی فولادی در معرض یک آتش‌سوزی بعد از زلزله که به سمت بالا گسترش می‌یابد، پرداختند. آن‌ها به این نتیجه رسیدند که قاب‌های تحت حرارت با ۵ دقیقه زمان تاخیر انتقال و گسترش به دیگر طبقات، نسبت به قاب‌های با زمان تاخیر ۲۵ دقیقه، مقاومت کمتری دارند [18]. آگاروال و وارما در سال ۲۰۱۴ به بررسی نقش ستون‌های ثقلی داخلی در خرابی پیش‌رونده ساختمان‌های فولادی تحت اثر آتش پرداختند. آن‌ها دریافتند که ستون‌های ثقلی بر پایداری کلی سازه‌ای ساختمان حاکم بوده و بالاترین نسبت تنش را دارند [19]. محاله و کنده‌کار در سال ۲۰۱۶ رفتار سازه‌ی فولادی تحت اثر بارگذاری آتش را مورد بررسی قرار دادند. آن‌ها دریافتند که در دمای حدود ۶۰۰ درجه سانتی‌گراد، خیز تیرها به دلیل افت شدید مشخصات مصالح حدود ۱۰ برابر خیز و تغییر شکل آن‌ها در دمای محیط است [20]. جیان و لی در سال ۲۰۱۷ خرابی پیش‌رونده ساختمان فولادی به همراه دال بتنی را در یک مدل سه بعدی و همچنین بحرانی‌ترین قاب آن را به صورت دو بعدی تحت اثر آتش بررسی کردند. آن‌ها دریافتند که مدل‌های دو بعدی نتایج محافظه‌کارانه‌تری نسبت به مدل‌های سه بعدی بدست می‌دهند [21].

پدیده خرابی پیش‌رونده در سازه‌ها بیشتر ناشی از بارهای انفجار، ضربه و آتش‌سوزی است. اغلب مطالعات گذشته، رفتار کلی سازه‌های فولادی با سیستم قاب خمشی را در برابر بارهای انفجار، ضربه و آتش‌سوزی بررسی نموده‌اند. همچنین پژوهش‌ها در زمینه آتش‌سوزی در سازه‌های فولادی، روی رفتار اجزای سازه‌ای، دال و انواع اتصالات متمرکز بوده است. از طرفی در پژوهش‌های پیشین، رفتار کلی سازه‌ها تحت سناریوهای محدود آتش‌سوزی بررسی شده است و در این بررسی‌ها سیستم سازه‌ای قاب خمشی با دهانه‌های بلند و اثر طول دهانه‌های بلند کمتر مورد توجه قرار گرفته است. این نوع سیستم سازه‌ای مقاومت افزون کمتری نسبت به قاب‌های خمشی متعارف دارند که در فروریزش آن‌ها موثر است. همچنین در آیین‌نامه‌های داخلی نیز بیشتر سازه‌ها برای بارهای ثقلی و لرزه‌ای طراحی شده و آثار آتش‌سوزی در طراحی‌ها لحاظ نمی‌شود. به همین خاطر، هدف از این پژوهش بررسی رفتار کلی و فروریزش قاب‌های خمشی فولادی میان مرتبه با دهانه‌های بلند در برابر آتش‌سوزی تحت اثر سناریوهای مختلف است. از طرفی خرابی پیش‌رونده ناشی از فروریزش تیرهای اصلی و حذف ستون‌ها نیز بررسی شده است که در پژوهش‌های گذشته کمتر مورد توجه و بررسی قرار گرفته‌اند. به همین منظور، یک ساختمان نمونه ۱۵ طبقه با پلان مشخص با استفاده از آیین‌نامه‌های داخلی، طراحی و رفتار آن تحت 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 سازه فولادی پانزده طبقه با ارتفاع طبقات ۳/۲ متر با ابعاد پلان ۳۱/۹ × ۲۹/۴ متر مربع دارای سیستم سازه‌ای قاب خمشی با دهانه‌های بلند است (سیستم سازه‌ای و ابعاد پلان ساختمان، مشابه ساختمان پلاسکو در نظر گرفته شده‌اند شکل ۱).

لرزه‌ای نسبی خیلی زیاد و خاک نوع II قرار دارد [23]. همچنین برای ستون‌ها از مقاطع قوطی شکل مربعی و برای تیرها از مقاطع I شکل استفاده شده است. نوع و ابعاد مقاطع تیرها و ستون‌های طبقات در جدول (۱) و مشخصات مصالح استفاده شده در جدول (۲) آورده شده‌اند.

این سازه در نرم‌افزار ETABS 16.2.0 به صورت سه بعدی مدل‌سازی شده است [24] و پس از اعمال بارگذاری‌های ثقلی و جانبی، سازه براساس مبحث دهم مقررات ملی ساختمان به روش LRFD طراحی شده و همچنین ضوابط شکل‌پذیری ویژه مبحث دهم مقررات ملی ساختمان در آن رعایت شده است [25]. 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 به صورت دو بعدی [2] در نرم‌افزار OpenSees برای انجام تحلیل‌های حرارتی مدل‌سازی شده است. در این تحلیل با توجه به آن که طول دهانه تیرها در امتداد شمال جنوب بیشتر است و ضمناً قاب‌های میانی دارای درجه نامعینی کمتری هستند، بنابراین قاب‌های E و H که مشابه هستند، بحرانی‌ترین بوده و برای انجام تحلیل‌ها مدل‌سازی می‌شوند.

جدول ۱. مشخصات مقاطع

| Column section |             | Beam section           |
|----------------|-------------|------------------------|
| B*t (cm)       |             | $h_w*t_w*b_f*t_f$ (cm) |
| C1 : 35*2.0    | C4 : 50*3.0 | B1: PG 55*1.8*25*2.5   |
| C2 : 40*2.5    | C5 : 60*3.5 | B2: PG 54*2.0*25*2.8   |
| C3 : 45*3.0    | C6 : 30*5.0 | B3: PG 50*1.02*20*1.6  |

B = width     $h_w$  = web height,  $t_w$  = web thickness  
 t = thickness     $b_f$  = flange width,  $t_f$  = flange thickness

Table 1. Section properties

جدول ۲. مشخصات مصالح مدل‌ها

| material | $\nu$ | E (kN/m <sup>2</sup> ) | F <sub>y</sub> (kN/m <sup>2</sup> ) |
|----------|-------|------------------------|-------------------------------------|
| ST37     | 0.3   | $2.1 \times 10^8$      | $2.4 \times 10^5$                   |

Table 2. Material properties of models

همچنین سیستم کف‌ها از نوع دال دو طرفه بوده و در مدل‌سازی دو بعدی، بارهای ثقلی با توجه به سهم بارگیرشان به شاه تیرها منتقل شده‌اند [26]. مصالح استفاده شده در این مدل‌سازی، فولاد

برای بارگذاری ثقلی ساختمان با توجه به مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ویرایش ۱۳۹۲ با در نظر گرفتن کاربری مسکونی [22]، بار مرده طبقات (مسکونی) و پارکینگ (طبقه اول) ۵۱۲ کیلوگرم بر مترمربع و بار مرده‌ی بام ۵۴۴ کیلوگرم بر مترمربع و 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 منطقه‌ای با خطر

شکل ۱. پلان طبقات و نمای ساختمان

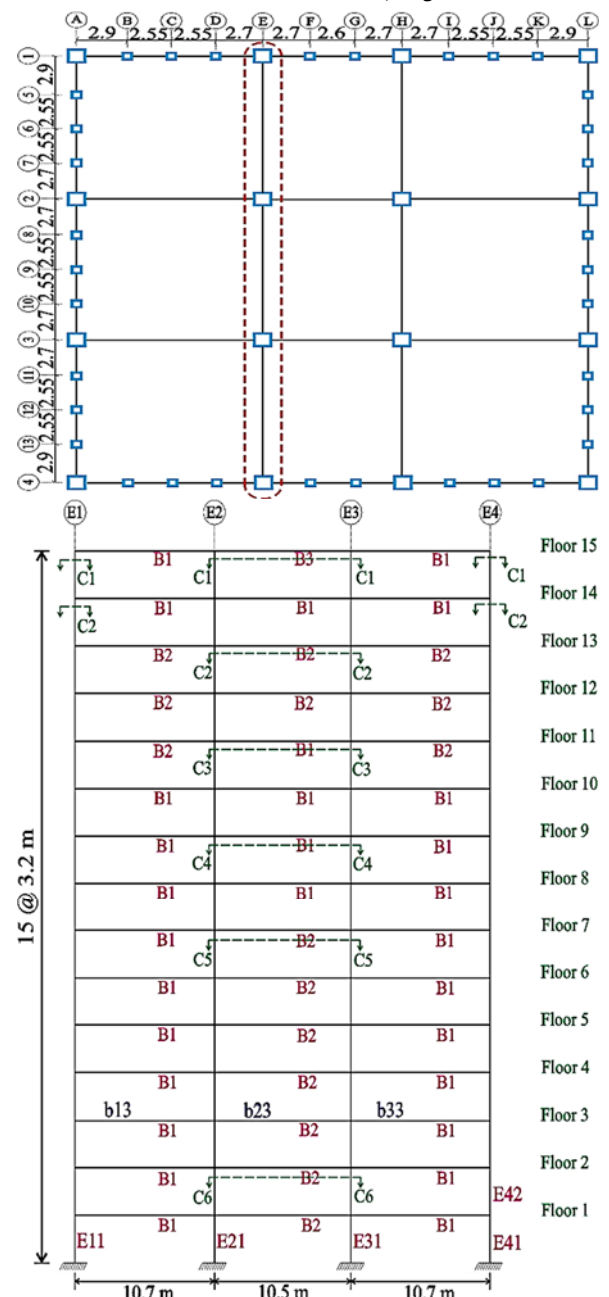


Fig. 1. Floor plan and elevation of structure

همچنین برای بالا بردن دقت تحلیل‌ها، هر یک از المان‌های تیر و ستون به ۴ المان کوچکتر از نوع تیرستون حرارتی (*DispBeamColumnThermal*) تقسیم شده‌اند.

همچنین نیروهای متمرکز P1 برابر ۷۴ کیلونیوتن و P2 برابر ۲/۸۵ کیلونیوتن در گره اتصال تیرها به ستون‌ها مطابق شکل (۲) اعمال شده‌اند. حال تیر و ستون‌های دهانه سمت چپ قاب تحت اثر منحنی آتش استاندارد ISO834 قرار داده شده و تحلیل حرارتی غیرخطی انجام می‌شود.

شکل ۲. قاب ZSR مدل‌سازی شده

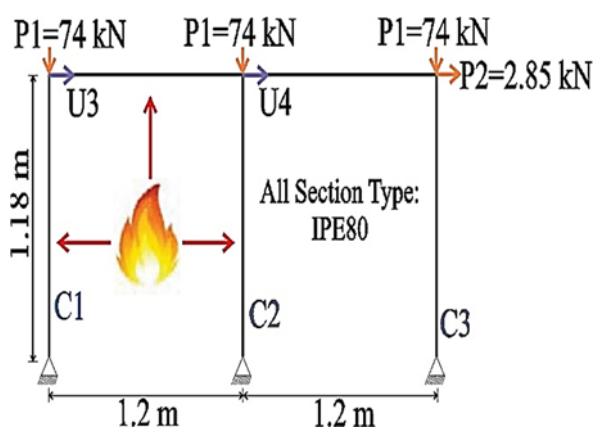


Fig. 2. ZSR frame

ابتدا با رسم نمودار جابه‌جایی‌های U3 و U4 بدست آمده از تحلیل‌های نرم‌افزار بر حسب دما و مقایسه‌ی آن‌ها با نمودارهای حاصل از مدل‌سازی آزمایشگاهی در شکل (۳) مشاهده می‌شود که نتایج حاصل از نرم‌افزار OpenSees اختلاف کمی با نتایج آزمایشگاهی داشته و این نشان‌دهنده دقت این نرم‌افزار در انجام تحلیل‌های حرارتی است. همچنین شکل (۴) نمودار نیروی محوری ستون‌ها را بر حسب دما نشان می‌دهد. مطابق این نمودار، از همان دماهای ابتدایی بازتوزیع نیرویی رخ داده است. همچنین کماتش ستون‌های حرارت دیده میانی و کناری به ترتیب در دماهای ۴۹۰ و ۵۲۵ درجه سانتی‌گراد رخ داده است و سپس نیروی محوری آن‌ها به ستون سالم C3 منتقل شده است.

حرارتی (*Steel01Thermal*) است که مقاومت و مدول الاستیسیته‌ی آن با افزایش دما کاهش می‌یابد [27]. برای تعریف مقاطع تیرها و ستون‌ها از فایبرهای حرارتی (*FiberThermal*) و برای تعریف المان‌ها از المان‌های تیرستون حرارتی (*DispBeamColumnThermal*) استفاده شده است.

همچنین برای بالا بردن دقت تحلیل‌ها، هر یک از المان‌های تیر و ستون به ترتیب به ۱۱ و ۸ المان کوچکتر تقسیم شده‌اند. همچنین در این مدل‌ها، اتصالات تیرها به ستون‌ها مدلسازی نشده و فرض شده است که تیرها و ستون‌ها با گره صلب به یکدیگر متصل شده‌اند. لازم به ذکر است که در نظر گرفتن جزئیات اتصال و صلب و نیمه صلب بودن آن می‌تواند در فروریزش سازه و بازتوزیع نیروها تاثیر بگذارد. این امر نیاز به بررسی جداگانه‌ای دارد که خارج از موضوع این پژوهش است. همچنین در انتقال‌های هندسی تعریف شده، آثار پی‌دل‌تا و جابه‌جایی‌های بزرگ نیز در نظر گرفته شده است (*Corotational Transformation*). در تحلیل‌ها توزیع دما و درجه حرارت در طول المان‌ها و در امتداد مقطع عرضی و فایبرهای تیرها و ستون‌ها یکسان و ثابت در نظر گرفته شده‌اند [28]. تحلیل‌های حرارتی به صورت غیرخطی و از نوع نیرو کنترل با استفاده از منحنی آتش استاندارد ISO834 (استاندارد بین‌المللی ایزو ۸۳۴) [29] انجام شده است. این منحنی مطابق رابطه (۱) به صورت یک تابع لگاریتمی با زمان افزایش می‌یابد که در این رابطه  $t$  بر حسب دقیقه و  $T$  بر حسب درجه سانتی‌گراد است.

$$T = 20 + 345 \times \log(8t + 1) \quad (1)$$

### ۳. درستی آزمایشی تحلیل‌های حرارتی

در این درستی‌آزمایی از مدل موجود در مقاله Rubert & Schaumann استفاده شده است [30]. این مدل شامل یک قاب یک طبقه دو دهانه به نام ZSR است که مشخصات آن در شکل (۲) نشان داده شده است [31]. تمامی مقاطع تیرها و ستون‌ها به صورت فایبرهای حرارتی (*FiberThermal*) و با ابعاد IPE80 بوده و مصالح مصرفی آن‌ها فولاد حرارتی (*Steel01Thermal*) است.

سناریوهای آتش ۱ و ۴ و ۷: به ترتیب تیر دهانه کناری طبقه اول و هشتم و پانزدهم تحت حرارت سناریوهای آتش ۱۰ و ۱۳ و ۱۶: به ترتیب تیر دهانه میانی طبقه اول و هشتم و پانزدهم تحت حرارت سناریوهای آتش ۲ و ۵ و ۸: به ترتیب تیر و ستونهای دهانه کناری طبقه اول و هشتم و پانزدهم همزمان تحت حرارت سناریوهای آتش ۱۱ و ۱۴ و ۱۷: به ترتیب تیر و ستونهای دهانه میانی طبقه اول و هشتم و پانزدهم همزمان تحت حرارت سناریوهای آتش ۳ و ۶ و ۹: به ترتیب تیر و ستونهای دهانه کناری طبقه اول و هشتم و پانزدهم با ۲۰۰ درجه سانتیگراد اختلاف فاز تحت حرارت سناریوهای آتش ۱۳ و ۱۵ و ۱۸: به ترتیب تیر و ستونهای دهانه میانی طبقه اول و هشتم و پانزدهم با ۲۰۰ درجه سانتیگراد اختلاف فاز تحت حرارت همچنین ترکیب بار ثقیلی مورد استفاده در تحلیلهای حرارتی، بار مرده به علاوه ۰/۲۵ بار زنده است [14, 32].

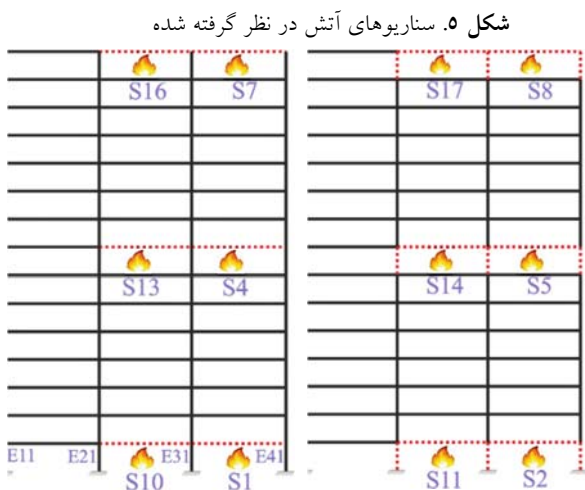


Fig. 5. Considered fire scenarios

## ۲-۴ سناریوهای فروریزش تیرهای اصلی

در برخی از حوادث آتش سوزی ممکن است تیرهای اصلی به دلیل ضعیف تر بودن، سریع تر از ستونها دچار خرابی و فروریزش شوند و بنابراین فروریزش تیرهای اصلی به صورت دومینویی مطرح می شود. این سناریوها شامل فروریزش تیرهای اصلی در دهانه کناری طبقات سوم، نهم و

شکل ۳. نتایج تحلیل ها و مدل آزمایشگاهی قاب ZSR

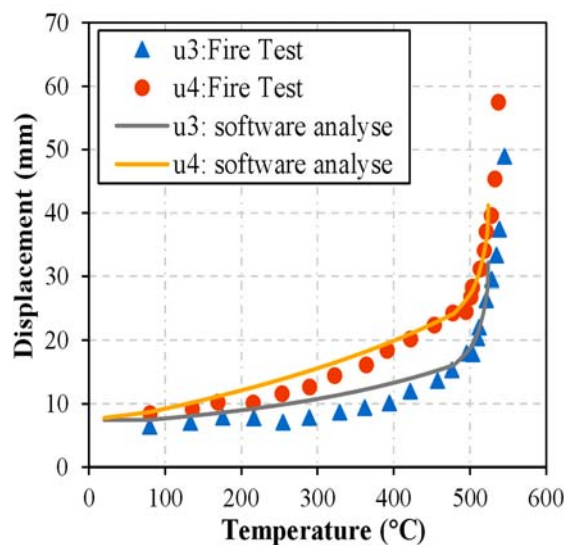


Fig. 3. ZSR frame results from analyses and experimental model

شکل ۴. نمودار نیروی محوری ستونها بر حسب دما

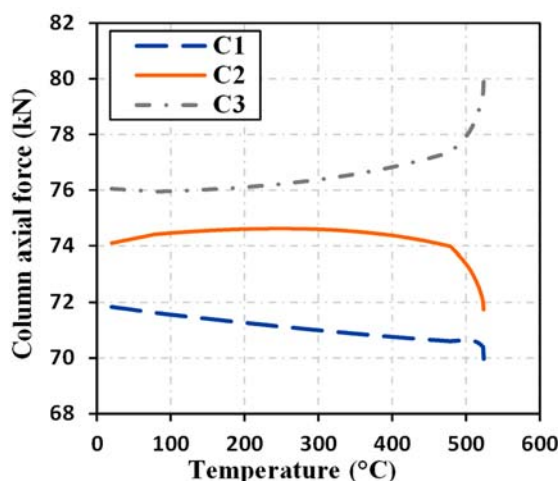


Fig. 4. Columns axial force versus temperature

## ۴. سناریوهای تحلیل های حرارتی

### ۱-۴ سناریوهای آتش

در این بخش ۱۸ سناریوی آتش سوزی در نظر گرفته شده است که به ترتیب زیر می باشند (شکل ۵):

پانزدهم و همچنین در دهانه میانی طبقه سوم هستند که ابتدا تیر اصلی یک طبقه روی طبقه زیرین با ضریب ضربه ۲ فرو می‌ریزد [33]، سپس تیر اصلی دو طبقه با ضریب ضربه ۲ روی تیر اصلی زیرین فرو ریخته و سپس در صورتی که این تیر تحمل این بارهای ثقلی زیاد را نداشته باشد (DCR بزرگتر از یک شود)، تیر ظرفیت خود را از دست داده و روی تیر زیرین خود فرو می‌ریزد و این فروریزش دومینویی تا پایین سازه ادامه می‌یابد (با فروریزش تیرهای اصلی ستون‌های آن دهانه تحت اثر آتش است) [34].

### ۳-۴ سناریوهای حذف ستون‌ها

سناریوهای حذف ستون‌ها شامل حذف ستون میانی طبقه اول و هفتم (E31 و E37) به صورت مجزا و آتش‌سوزی در دو دهانه مجاور آن است، به طوری که مشابه مدلسازی مقاله نیل و همکارانش [15]، ابتدا ستون مورد نظر حذف شده و بارهای ثقلی توزیع شده و سپس آتش‌سوزی به اعضای آن دهانه وارد می‌شود. همچنین در مقاله نیل و همکاران، تنها حذف ستون‌های طبقه اول مورد بررسی قرار گرفته است. اما در این پژوهش حذف ستون در طبقات میانی نیز بررسی شده است.

### ۵. نتایج تحلیل‌ها

در ارائه نتایج تحلیل‌ها، منظور از دمای فروریزش دمایی است که در آن با توجه به ترکیب نیروهای اعمالی و کاهش سختی و مقاومت سازه، تقاضا از ظرفیت فزونی می‌گیرد.

#### ۱-۵ نتایج سناریوهای آتش

برای بررسی نتایج تحلیل‌های نرم‌افزار، خروجی‌های خیز تیرها، نیروی محوری و لنگر تیرها، نیروی محوری و لنگر ستون‌ها مطالعه می‌شوند.

##### ۱-۱-۵ نمودار خیز تیرها با تغییرات دما

شکل (۶)، تغییرشکل بخش تحتانی قاب تحت اثر سناریو آتش ۱ و در دمای ۸۲۰ درجه سانتی‌گراد را نشان

می‌دهد. نتایج نشان می‌دهد که ابتدا در اثر افزایش دما، تیر تمایل به انبساط حرارتی و افزایش طول داشته اما سختی ستون‌های اطراف آن، جلوی این انبساط حرارتی را گرفته و باعث ایجاد نیروی محوری زیادی در تیر می‌شود. اما با افزایش بیشتر دما و کاهش مقاومت و مدول الاستیسیته‌ی فولاد، مقاومت تیر کاهش یافته و خیز آن افزایش می‌یابد تا جایی که تیر ظرفیت باربری خود را از دست می‌دهد.

همچنین به عنوان نمونه، نمودارهای خیز بحرانی‌ترین تیرها تحت سناریوها آتش‌سوزی ۱ تا ۹ در شکل‌های (۷، ۸ و ۹) نشان داده شده‌اند. در این نمودارها خیز وسط تیرها به طول تیرها مقیاس شده‌اند. مطابق این نمودارها، تیرها تحت بار ثقلی و در دمای اولیه تحلیل دارای خیز در محدوده‌ی مجاز هستند. همچنین با توجه به این نمودارها در می‌یابیم که تا دمای حدود ۴۰۰ درجه سانتی‌گراد تیرها تغییرشکل زیادی ندارند و پس از این دما با کاهش سختی و مقاومت فولاد، تغییرشکل قائم تیرها به سرعت افزایش می‌یابد، به طوری که تیرها در دمای بین ۵۰۰ تا ۶۰۰ درجه سانتی‌گراد دچار تغییرشکل زیادی شده و فروریزش می‌کنند. همچنین با توجه به این نمودارها در می‌یابیم که تیرهای طبقات پایین سازه نسبت به طبقات بالایی در دمای پایین‌تری ظرفیت خود را از دست داده‌اند که دلیل آن بزرگتر بودن مقاطع تیرها و ستون‌ها به دلیل بارهای ثقلی بیشتر و تبعات بعدی آن که مقید شدن بیشتر اعضا است، است. 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 نتیجه 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 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

فولاد در دمای محیط است.  $A$  و  $Z$  نیز به ترتیب مساحت و مدول پلاستیک مقاطع تیرها و ستون‌ها می‌باشند.

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

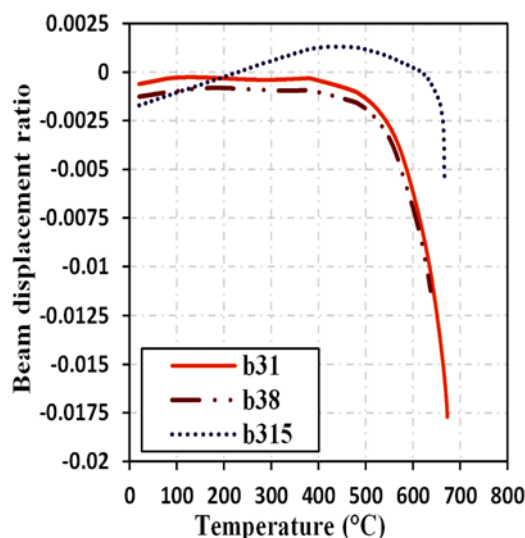


Fig. 8. Heated beam deflection ratio under fire scenarios 2, 5, 8

شکل ۹. نمودار نسبت خیز تیرهای تحت اثر آتش تحت اثر سناریوهای ۳ و ۶ و ۹

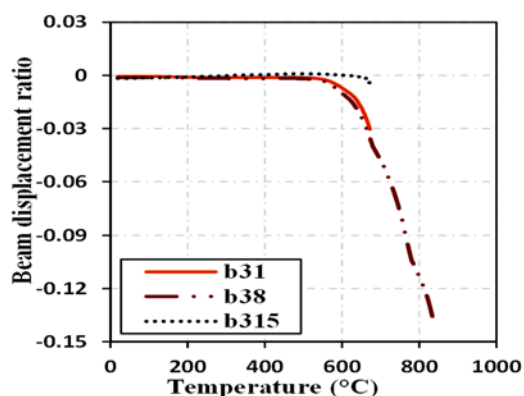


Fig. 9. Heated beam deflection ratio under fire scenarios 3, 6, 9

## ۲-۱-۵ نمودار $DCR_{nom}$ تیرها با تغییرات دما

نسبت تقاضا به ظرفیت اسمی تیرها و ستون‌ها ( $DCR_{nom}$ ) از رابطه زیر محاسبه می‌شود [35]:

$$DCR_{nom} = \frac{P_u}{A F_y} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_u}{Z F_y} \right) \quad (2)$$

در رابطه فوق  $P_u$  و  $M_u$  به ترتیب مقادیر نیروی محوری و لنگر اعضا در دماهای مختلف است. همچنین  $F_y$  استفاده شده در این رابطه در این مرحله از ارزیابی حرارتی، مقاومت تسلیم فولاد در

سختی و مقاومت تیرها و تشکیل مفاصل پلاستیک در آن‌ها در دماهای بالا و همچنین وجود بار ثقیلی، منجر به رفتار کابلی در تیر شده و به همین دلیل عملکرد تیر بر خرابی‌ها حاکم شده است.

شکل ۶. تغییر شکل قاب در دمای حدود ۸۲۰ درجه سانتی‌گراد تحت سناریو ۱ آتش (مقیاس: ۱۵)

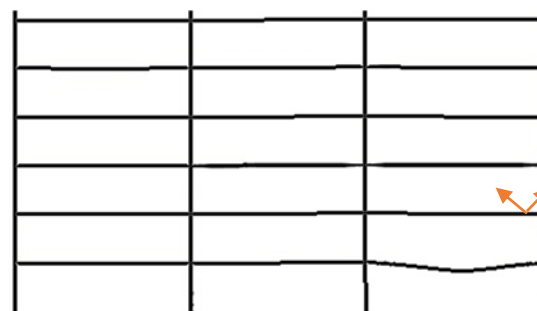


Fig. 6. Frame deformation shape at about 820°C under first fire scenario (scale: 15)

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

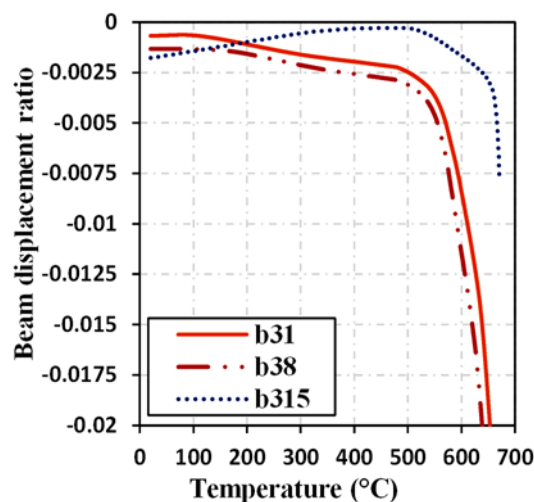


Fig. 7. Heated beam deflection ratio under fire scenarios 1, 4, 7

## ۲-۱-۵ نمودار $DCR_{nom}$ تیرها با تغییرات دما

نسبت تقاضا به ظرفیت اسمی تیرها و ستون‌ها ( $DCR_{nom}$ ) از رابطه زیر محاسبه می‌شود [35]:

$$DCR_{nom} = \frac{P_u}{A F_y} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_u}{Z F_y} \right) \quad (2)$$

در رابطه فوق  $P_u$  و  $M_u$  به ترتیب مقادیر نیروی محوری و لنگر اعضا در دماهای مختلف است. همچنین  $F_y$  استفاده شده در این رابطه در این مرحله از ارزیابی حرارتی، مقاومت تسلیم

دما می باشد که تا آن دما مقادیر  $DCR_{nom}$  به صورت خطی افزایش می یابد) خود می شود. همچنین ستون های میانی جابه جایی افقی کمتری نسبت به ستون های کناری دارند. مطابق شکل (۱۱) با حرارت دادن اعضا در دهانه سوم (سناریو ۸)، به دلیل سختی محوری تیرها، ستون ابتدایی (E1) در دهانه اول به سمت چپ جابه جا می شود. همچنین ستون E415 مقدار ۹/۹۸ سانتی متر به سمت راست و ستون E115 مقدار ۰/۴۳ سانتی متر به سمت چپ جابه جا می شود. همچنین در تمامی سناریوها، ستون های طبقات پایینی به دلیل بیشتر بودن آثار بارهای ثقلی بحرانی تر بوده و در دمای کمتری به حد رفتار خطی خود می رسند. به عنوان نمونه در شکل (۱۲)، مقدار  $DCR_{nom}$  ستون E4 طبقه اول در دمای ۱۵۰ درجه سانتی گراد به حدود ۱/۱ می رسد. به طوری که در طبقه هشتم و پانزدهم، تسلیم ستون E4 در حدود ۲۶۰ درجه سانتی گراد آغاز می شود. همچنین در دماهای ۱۵۰ و ۲۶۰ درجه سانتی گراد، تغییرات مقاومت و سختی فولاد قابل ملاحظه نبوده و دلیل تسریع رسیدن ستون های سازه به حد رفتار خطی خود، لنگر زیادی است که ناشی از جابه جایی افقی، پدیده انبساط حرارتی تیر و سختی ناحیه اتصال تیر به ستون است. همچنین مطابق شکل های (۱۲ و ۱۳)، دمای حد رفتار خطی ستون ها در حالتی که تیر و ستون دهانه به صورت هم زمان تحت حرارت باشند تفاوتی با حالتی که فقط تیر در دهانه آتش سوزی تحت حرارت باشد، ندارند، زیرا در دماهای اولیه پدیده انبساط حرارتی غالب بوده و کاهش سختی و مقاومت فولاد را نداریم. اما با افزایش دما در ستون ها به دلیل کاهش سختی و مقاومت فولاد از ظرفیت آن ها کاسته شده است. به طوری که ستون E4 در سناریوی ۲ در دمای حدود ۳۸۰ درجه سانتی گراد فروریزش می کند (دمای فروریزش، دمای است که در آن نمودار نسبت تقاضا به ظرفیت اسمی ستون نزولی شده و دیگر عضو نمی تواند باری را تحمل کند و ظرفیت باربری خود را از دست می دهد) ولی در سناریوی ۱ در دمای حدود ۵۵۰ درجه سانتی گراد فروریزش می کند. همچنین مطابق شکل های (۱۳ و ۱۴)، ۲۰۰ درجه سانتی گراد اختلاف فاز حرارتی میان حرارت دادن تیرها و ستون ها، در دمای حد رفتار خطی ستون ها تاثیری نگذاشته (به عنوان نمونه برای ستون E41 تحت سناریوهای آتش ۲ و ۳ این دما حدود ۱۷۰ درجه سانتی گراد است) و فقط منجر

دمای محیط است. A و Z نیز به ترتیب مساحت و مدول پلاستیک مقاطع تیرها و ستون ها می باشند.

نمودار نسبت تقاضا به ظرفیت اسمی ( $DCR_{nom}$ ) تیرهای تحت حرارت تحت اثر ۳ سناریو مختلف به عنوان نمونه در شکل (۱۰) نشان داده شده اند. مطابق این نمودارها افزایش دما از همان ابتدا باعث افزایش این نسبت در تیرها می شود. این افزایش  $DCR_{nom}$  در ابتدا بیشتر به دلیل افزایش نیروی محوری در تیر است که این نیروی محوری به دلیل انبساط طولی در تیر ایجاد می شود. همچنین بیشترین افزایش  $DCR_{nom}$  در تیرها در دمای حدود ۳۵۰ تا ۴۰۰ درجه سانتی گراد رخ داده و این نسبت در تیرها افزایش ۱ تا ۳ برابری خواهد داشت (نسبت به مقدار اولیه آن در دمای محیط). مطابق این نمودارها نیز تیرهای طبقات پایینی سازه نسبت به طبقات بالایی آن شرایط بحرانی تری داشته و در دمای پایین تری مقاومت خود را از دست می دهند. همچنین در دهانه های میانی سازه به دلیل گیرداری بیشتر در مقابل انبساط حرارتی نسبت به دهانه کناری، نیروهای داخلی بیشتری ایجاد شده است و تیرهای دهانه های میانی نسبت به دهانه های کناری شرایط بحرانی تری خواهند داشت.

شکل ۱۰. نمودار  $DCR_{nom}$  تیرهای تحت حرارت بر حسب دما تحت

اثر سناریوهای ۱ و ۴ و ۷

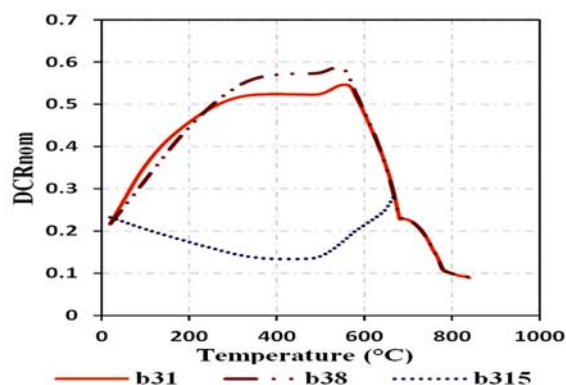


Fig. 10.  $DCR_{nom}$  of heated beams versus temperature in scenarios 1, 4 and 7

### ۳-۱-۵ نمودار $DCR_{nom}$ ستون ها با تغییرات دما

مطابق شکل (۶)، فشار اعمالی ناشی از انبساط حرارتی تیرها، جابه جایی افقی در ستون انتهایی (E4) ایجاد می کند که این جابه جایی افقی، باعث ایجاد لنگر زیادی در ستون انتهایی می شود که منجر به تسریع رسیدن ستون به حد رفتار خطی (Linear Limit)

شکل ۱۳. نمودار  $DCR_{nom}$  ستون بحرانی E4 بر حسب دما تحت اثر سناریوهای آتش ۲ و ۵ و ۸

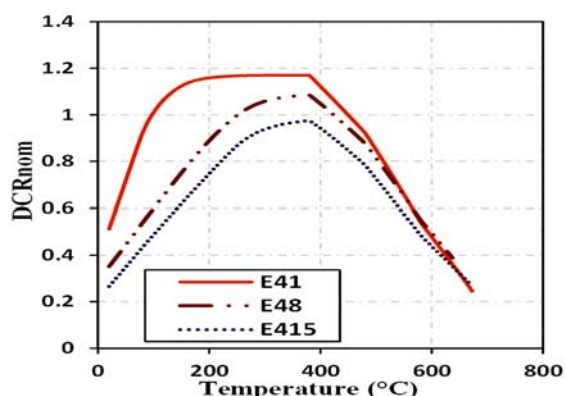


Fig. 13.  $DCR_{nom}$  of critical column E4 versus temperature in scenarios 2, 5 and 8

شکل ۱۴. نمودار  $DCR_{nom}$  ستون بحرانی E4 بر حسب دما تحت اثر سناریوهای آتش ۳ و ۶ و ۹

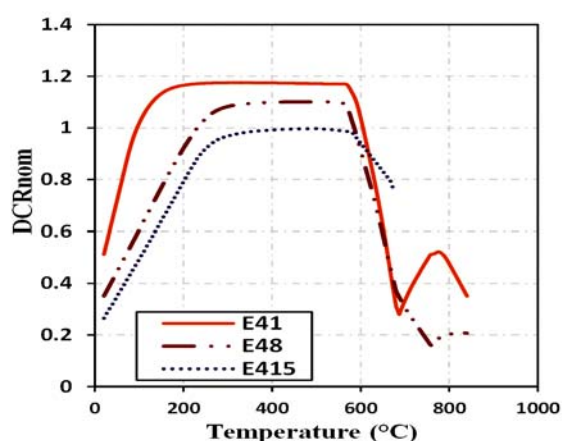


Fig. 14.  $DCR_{nom}$  of critical column E4 versus temperature in scenarios 3, 6 and 9

## ۲-۵ نتایج سناریوهای فروریزش تیرهای اصلی

در سناریوهای فروریزش تیرهای اصلی نیز برای محاسبه نسبت تقاضا به ظرفیت تیرها و ستونها از روابط زیر استفاده شده است.

رابطه  $DCR$  تیرها [35]:

$$DCR = \frac{P_u(T)}{A F_{cr}(T)} + \left( \frac{M_u(T)}{M_n(T)} \right) \quad (3)$$

رابطه  $DCR$  ستونها [35]:

$$DCR = \frac{P_u(T)}{A F_{cr}(T)} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_u(T)}{M_n(T)} \right) \quad (4)$$

به افزایش دمای نهایی فروریزش ستونها شده است (این دما برای ستون E41 تحت سناریوهای آتش ۲ و ۳ به ترتیب برابر ۳۸۰ و ۵۸۰ درجه سانتی گراد است). همچنین در سناریوهایی که دهانه‌ی میانی تحت اثر آتش می‌باشد، مشاهده می‌شود که ستونها در این سناریوها بیشتر در دمای حدود ۴۵۰ درجه سانتی گراد فروریزش می‌کنند که این دما کمتر از دمای بحرانی در سناریوهای آتش‌سوزی در دهانه‌های کناری است که دلیل آن بیشتر بودن سهم بار ستون‌های میانی از بار ثقلی می‌باشد.

شکل ۱۱. نمودار جابجایی افقی ستون‌های E115 و E415

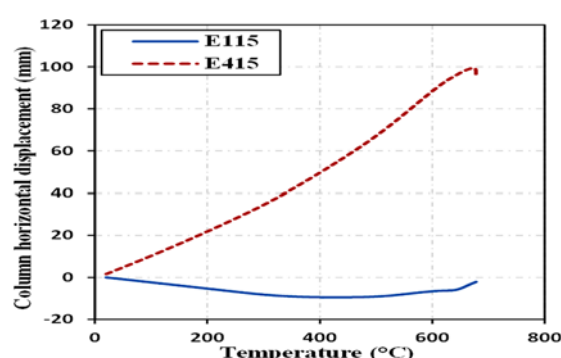


Fig. 11. Horizontal displacement plot of E115 and E415 Columns

شکل ۱۲. نمودار  $DCR_{nom}$  ستون بحرانی E4 بر حسب دما تحت اثر سناریوهای آتش ۱ و ۴ و ۷

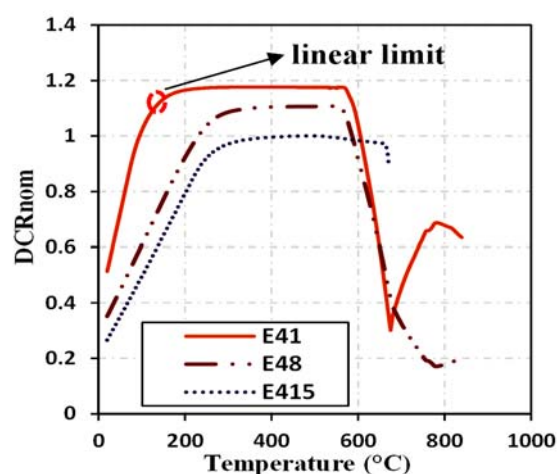


Fig.12.  $DCR_{nom}$  of critical column E4 versus temperature in scenarios 1, 4 and 7

شکل ۱۶. DCR اعضا در دمای ۶۲۰ درجه سانتی گراد

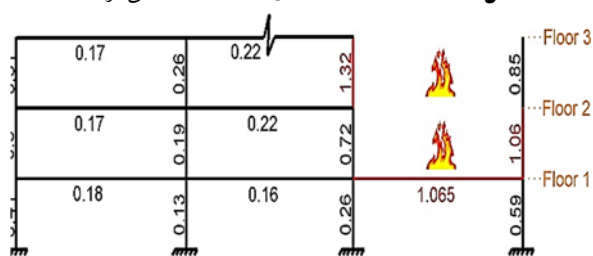


Fig. 16. Elements DCR at 620 °C

شکل ۱۷. DCR اعضا در دمای ۶۰۰ درجه سانتی گراد



Fig. 17. Elements DCR at 600 °C

### ۵-۲-۲ فروریزش تیر دهانه کناری طبقات میانی قاب

نتایج حاصل از این سناریوها مشابه سناریوهای فروریزش تیرها در طبقات پایینی است، به طوری که در تمامی حالتها ستون‌ها تا دمای ۵۰۰ درجه سانتی‌گراد سالم مانده‌اند. اما با افزایش دما در دمای نهایی تحلیل‌ها تعدادی از ستون‌های تحت حرارت، مقاومت خود را از دست می‌دهند و همچنین با فروریزش دو تیر اصلی، تیر زیرین مقاومت خود را از دست داده و به صورت دومینویی تمامی تیرهای آن دهانه تا پایین سازه دچار فروریزش می‌شوند. تنها تفاوت نتایج این سناریوها با فروریزش تیرهای طبقات پایینی آن است که فروریزش تیرهای اصلی در طبقات پایینی شرایط بحرانی‌تری برای سازه ایجاد کرده و المان‌ها در دمای پایین‌تری مقاومت خود را از دست می‌دهند.

### ۵-۲-۳ فروریزش تیر دهانه کناری طبقات بالایی قاب

با فروریزش تیر دهانه کناری طبقه پانزدهم روی تیر کناری طبقه چهاردهم و ستون‌های دهانه تحت اثر آتش تا دمای ۸۲۰ درجه سانتی‌گراد، تمامی اعضا سالم مانده و مقاومت خود را حفظ می‌کنند. اما با فروریزش تیر دهانه

در روابط فوق  $P_u(T)$  و  $M_u(T)$  به ترتیب مقادیر نیروی محوری و لنگر اعضا در دمای  $T$  بر حسب درجه سانتی‌گراد است. همچنین  $A F_{cr}(T)$  و  $M_n(T)$  به ترتیب مقاومت فشاری و خمشی کاهش‌یافته المان‌ها تحت اثر آتش هستند که از روابط بخش آتش (پیوست ۴ آیین‌نامه AISC) در دمای  $T$  بر حسب درجه سانتی‌گراد محاسبه می‌شوند [35].

### ۵-۲-۱ فروریزش تیر دهانه کناری طبقات پایینی قاب

مطابق شکل (۱۵) با فروریزش تیر کناری طبقه سوم روی تیر اصلی طبقه دوم و ستون‌های دهانه تحت آتش، تیر طبقه دوم مقاومت کرده و ستون‌های تحت حرارت طبقه سوم تا دمای ۵۰۰ درجه سانتی‌گراد سالم مانده‌اند. اما در دمای نهایی تحلیل (۶۲۷ درجه سانتی‌گراد) ستون‌های تحت حرارت مقاومت خود را از دست داده و کماتش می‌کنند و با کماتش این ستون‌ها بار محوری به ستون‌های مجاور آن‌ها منتقل می‌شود. همچنین با فروریزش تیرهای کناری طبقات دوم و سوم روی تیر کناری طبقه اول، تیر اصلی کناری طبقه اول ظرفیت خود را از دست می‌دهد و ستون‌ها تا دمای ۵۰۰ درجه سانتی‌گراد سالم می‌مانند. اما مطابق شکل (۱۶)، در دمای ۶۲۰ درجه سانتی‌گراد دو عدد از ستون‌های تحت حرارت (E33 و E42) کماتش می‌کنند. همچنین با فروریزش هر سه تیر کناری طبقات اول تا سوم مطابق شکل (۱۷)، در دمای ۶۰۰ درجه سانتی‌گراد نیز تنها ستون E3 طبقه سوم کماتش کرده و مقاومت خود را از دست می‌دهد، زیرا با ریزش تیرهای طبقات اول تا سوم، ستون‌ها بار ثقیلی این تیرها را از دست داده‌اند.

شکل ۱۵. DCR اعضا در دمای ۶۲۷ درجه سانتی گراد

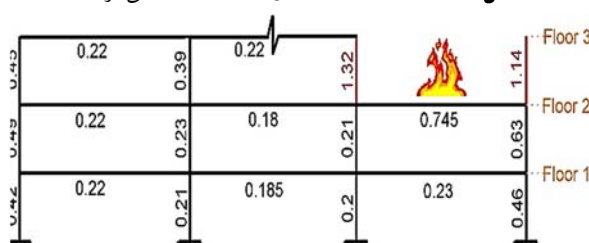


Fig. 15. Elements DCR at 627 °C

شکل ۱۸. DCR اعضا در دمای ۶۰۸ درجه سانتی گراد

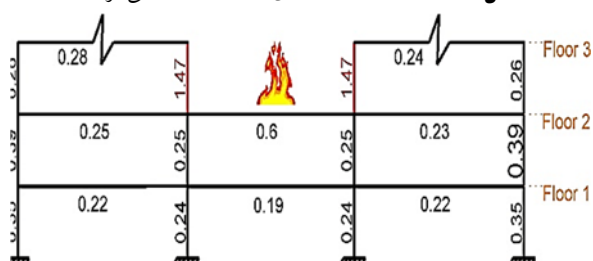


Fig. 18. Elements DCR at 608 °C

شکل ۱۹. DCR اعضا در دمای ۵۷۳ درجه سانتی گراد

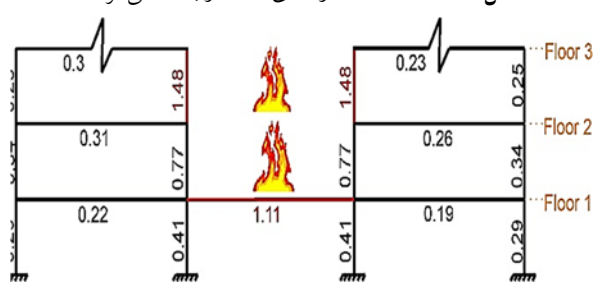


Fig. 19. Elements DCR at 573 °C

شکل ۲۰. DCR اعضا در دمای ۵۹۴ درجه سانتی گراد

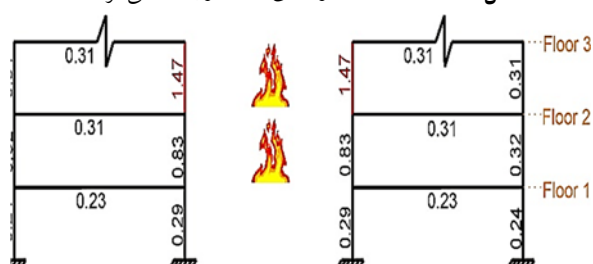


Fig. 20. Elements DCR at 594 °C

### ۳-۵ نتایج سناریوهای حذف ستون‌ها

در این بخش نیز برای محاسبه نسبت تقاضا به ظرفیت (DCR) تیرها و ستون‌ها به ترتیب از روابط (۳ و ۴) استفاده شده است.

#### ۱-۳-۵ حذف ستون میانی طبقه اول قاب

مطابق شکل (۲۱)، با حذف ستون E3 طبقه اول قاب، خیز تیر به طور ناگهانی افزایش پیدا کرده است و سازه به سمت فروریزش پیش‌رونده می‌رود و توانایی افزایش حرارت برای سازه وجود ندارد، زیرا در اثر حذف ستون به دلیل طول زیاد دهانه مطابق شکل (۲۲)، تیرها توانایی تحمل بارهای ثقلی را نیز ندارند.

کناری طبقه چهاردهم و پانزدهم روی تیر کناری طبقه سیزدهم، تیر کناری طبقه سیزدهم مقاومت خود را از دست داده و فرو می‌ریزد. اما ستون‌ها تا دمای ۵۰۰ درجه سانتی‌گراد مقاومت کرده و تنها ستون‌های E3 (ستون‌های تحت حرارت و متصل به تیرهای میانی) طبقات چهاردهم و پانزدهم در دمای نهایی ۷۹۸ درجه سانتی‌گراد کمانش کرده و ظرفیت خود را از دست می‌دهند. حال با فروریزش تیرهای دهانه کناری طبقات اول تا پانزدهم مشاهده می‌شود که تمامی ستون‌ها تا دمای ۵۰۰ درجه سانتی‌گراد سالم مانده‌اند. اما با افزایش دما در دمای نهایی ۷۹۴ درجه سانتی‌گراد، ستون‌های E2 (بدون افزایش دما) و E3 (تحت اثر حرارت و افزایش دما) طبقات چهاردهم و پانزدهم مقاومت خود را از دست داده و کمانش می‌کنند. با مقایسه‌ی سناریوهای فروریزش تیرها در طبقات مختلف سازه درمی‌یابیم که فروریزش تیرها در طبقات پایینی سازه شرایط بحرانی‌تری ایجاد می‌کنند.

### ۴-۲-۵ فروریزش تیر دهانه میانی طبقات پایینی قاب

مطابق شکل (۱۸)، با فروریزش تیر میانی طبقه سوم روی تیر طبقه دوم و ستون‌های دهانه تحت آتش، تیر طبقه دوم مقاومت کرده و ستون‌های تحت حرارت طبقه سوم تا دمای ۵۰۰ درجه سانتی‌گراد سالم مانده‌اند. اما در دمای ۶۰۸ درجه سانتی‌گراد، ستون‌های تحت حرارت مقاومت خود را از دست داده و کمانش می‌کنند. همچنین مطابق شکل (۱۹)، با فروریزش تیرهای میانی طبقات دوم و سوم روی تیر میانی طبقه اول، این تیر ظرفیت خود را از دست داده و ستون‌ها تا دمای ۵۰۰ درجه سانتی‌گراد سالم می‌مانند. اما در دمای نهایی ۵۷۳ درجه سانتی‌گراد، ستون‌های تحت حرارت طبقه سوم کمانش می‌کنند. همچنین با فروریزش هر سه تیر میانی طبقات اول تا سوم مطابق شکل (۲۰)، در دمای ۵۹۴ درجه سانتی‌گراد نیز تنها ستون‌های تحت حرارت طبقه سوم کمانش کرده و مقاومت خود را از دست می‌دهند.

شکل ۲۴. خیز تیرهای طبقه هفتم بر حسب دما

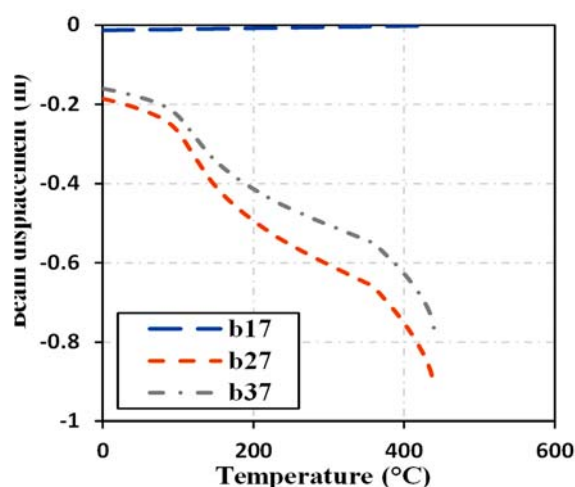


Fig. 24. Beams deflection of 7th story versus temperature

## ۶. نتیجه گیری

در این مقاله، ابتدا ساختمانی ۱۵ طبقه با سیستم قاب خمشی با دهانه‌های بلند طراحی شده و سپس در بحرانی‌ترین قاب آن تحت اثر ۱۸ سناریوی آتش‌سوزی و همچنین سناریوهای خرابی پیش‌رونده ناشی از فروریزش تیرها و حذف ستون‌ها تحلیل حرارتی غیرخطی انجام شده است که با توجه به نمودارها و جداول بدست آمده، نتایج زیر حاصل شده‌اند.

- تیرها تا دمای حدود ۴۰۰ درجه سانتی‌گراد، تغییرشکل زیادی نداشته و پس از این دما با کاهش سختی و مقاومت فولاد، تغییرشکل قائم تیرها به سرعت افزایش یافت، به طوری که در دمای بین ۵۰۰ تا ۶۰۰ درجه سانتی‌گراد دچار تغییرشکل زیادی شده و خراب شدند.
- حرارت دادن هم‌زمان تیرها و ستون‌ها و ۲۰۰ درجه سانتی‌گراد اختلاف فاز حرارتی تیرها و ستون‌ها، تغییرات محسوسی در فروریزش تیرها و دمای حد رفتار خطی ستون‌ها ایجاد نکرده و فقط منجر به افزایش دمای نهایی فروریزش ستون‌ها شد.
- افزایش دما از همان ابتدا باعث افزایش  $DCR_{nom}$  در تیرها شده که بیشترین افزایش  $DCR_{nom}$  در تیرها در دمای حدود ۳۵۰ تا ۴۰۰ درجه سانتی‌گراد رخ داده و این

شکل ۲۱. تغییرشکل قاب ناشی از حذف ستون تحت اثر بارهای ثقلی (مقیاس : ۱۵)

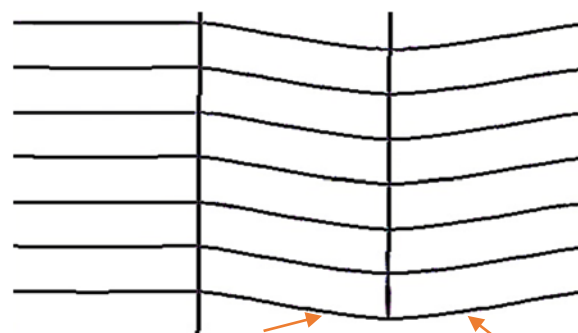


Fig. 21. Frame deformation shape due to column removal under gravity loads (scale: 15)

شکل ۲۲. DCR اعضا ناشی از حذف ستون تحت اثر بارهای ثقلی



Fig. 22. Elements DCR due to column removal under gravity loads

## ۲-۳-۵ حذف ستون میانی طبقه هفتم قاب

مطابق شکل (۲۳)، با افزایش دما در دهانه‌ی آتش‌سوزی، جابه‌جایی محل ستون حذف شده در راستای قائم، لنگر زیادی در تیرها و ستون‌های آن دهانه وارد می‌کند و مقادیر DCR اعضا به شدت افزایش می‌یابد.

شکل ۲۳. DCR اعضا در دمای ۴۴۰ درجه سانتی‌گراد

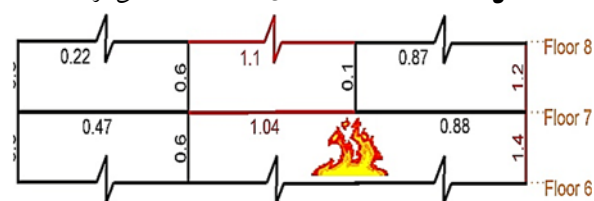


Fig. 23. Elements DCR at 440 °C

همچنین نمودار خیز تیرها در شکل (۲۴)، نشان می‌دهد که خیز تیرهای طبقات میانی در دمای حدود ۱۰۰ درجه سانتی‌گراد شروع به افزایش ناگهانی می‌کنند. در حالی که تیرهای طبقه اول تحمل بارهای ثقلی را نداشته و تحت اثر بارهای ثقلی فروریزش می‌کند که دلیل آن کمتر بودن بارهای ثقلی در طبقات فوقانی است.

- در سناریوهای فروریزش تیرها، سازه تا دمای حدود ۶۰۰ تا ۷۵۰ درجه سانتی‌گراد مقاومت کرد. اما در سناریوهای حذف ستون‌ها، سازه در دماهای بسیار پایین‌تری مقاومت خود را از دست داد. بنابراین حذف ستون‌ها نسبت به فروریزش تیرها شرایط بسیار بحرانی‌تری در سازه ایجاد کرد.

## ۷. مراجع

- [1] Bažant, Zdeněk P, and Yong Zhou. 2002. 'Why did the world trade center collapse?—Simple analysis', *Journal of Engineering Mechanics*, 128: 2-6.
- [2] Kotsovinos, Panagiotis, and Asif Usmani. 2013. 'The World Trade Center 9/11 disaster and progressive collapse of tall buildings', *Fire technology*, 49: 741-65.
- [3] Usmani, AS, YC Chung, and Jose L Torero. 2003. 'How did the WTC towers collapse: a new theory', *Fire Safety Journal*, 38: 501-33.
- [4] Behnam, Behrouz. 2018. 'Fire Structural Response of the Plasco Building: A Preliminary Investigation Report', *International Journal of Civil Engineering*: 1-18.
- [5] Shakib, Hamzeh, M Pirizadeh, S Dardaei, and M Zakersalehi. 2018. 'Technical and administrative assessment of Plasco building incident', *International Journal of Civil Engineering*, 16: 1227-39.
- [6] Lennon, T. 2016. "BRE Cardington Steel Framed Building Fire Tests, The Building Research Establishment, UK." In.
- [7] Usmani, A, D Drysdale, J Rotter, A Sanad, M Gillie, and S Lamont. 2000. 'Behaviour of steel framed structures under fire conditions', University of Edinburgh, Edinburgh.
- [8] Lamont, Susan. 2001. 'The behaviour of multi-storey composite steel framed structures in response to compartment fires'.
- [9] Wald, F, P Studecká, and L Kroupa. 2004. 'Temperature of steel columns under natural fire', *Acta Polytechnica*, 44.
- [10] Rahman, A, R Hawileh, and M Mahamid. 2004. 'The effect of fire loading on a steel frame and connection', *WIT Transactions on The Built Environment*, 76.
- [11] Flint, Graeme, Asif Usmani, Susan Lamont, Jose Torero, and Barbara Lane. 2006. 'Effect of fire on composite long span truss floor systems', *Journal of Constructional Steel Research*, 62: 303-15.
- [12] Röben, C, M Gillie, and J Torero. 2010. 'Structural behaviour during a vertically travelling fire', *Journal of constructional steel research*, 66: 191-97.

- نسبت در تیرها، افزایش ۱ تا ۳ برابری داشت (نسبت به مقدار اولیه آن در دمای محیط).
- افزایش دما از همان ابتدا باعث افزایش  $DCR_{nom}$  ستون‌ها شده که باعث شد ستون‌ها سریع‌تر به حد رفتار خطی برسند. دمای حد رفتار خطی ستون‌ها در سناریوهای مختلف آتش‌سوزی، تغییرات قابل توجهی نداشتند. این دما برای ستون‌های طبقات اول، هشتم و پانزدهم بین ۱۵۰ تا ۳۰۰ درجه سانتی‌گراد بدست آمد.
- در تمامی سناریوها، ستون‌های طبقات پایینی به دلیل بیشتر بودن آثار بارهای ثقلی و انبساط حرارتی مقید شده سریع‌تر به حد رفتار خطی خود رسیدند. از طرفی ستون‌های دهانه‌های میانی در دمای حدود ۴۵۰ درجه سانتی‌گراد مقاومت خود را از دست دادند که نسبت به ستون‌های دهانه کناری کمتر می‌باشد.
- با فروریزش تیر یک طبقه، تیرها و ستون‌های قاب تا دمای ۵۰۰ درجه سانتی‌گراد مقاومت کردند. اما در دماهای بالاتر، به دلیل کاهش مقاومت و مدول الاستیسیته‌ی فولاد و افزایش نسبت لاغری ستون‌ها، ستون‌هایی که تحت حرارت بودند، اغلب مقاومت خود را از دست داده و نیروی خود را به ستون‌های سالم منتقل کردند. برای فروریزش تیرهای اصلی کناری طبقات پایینی قاب در دمای حدود ۶۲۰ درجه سانتی‌گراد و برای فروریزش تیرهای میانی طبقات پایینی قاب در دمای حدود ۵۹۰ درجه سانتی‌گراد، اغلب مقاومت خود را از دست داده و دچار خرابی شدند.
- با حذف ستون سازه، جابه‌جایی قائم محل ستون محذوف با افزایش دما در دهانه‌های تحت اثر آتش‌سوزی افزایش یافته و لنگر زیادی به تیرها و ستون‌های آن دهانه‌ها وارد شد. به طوری که در سناریوهای حذف ستون‌ها، تیرها در طبقات پایینی تحت اثر بارهای ثقلی و در طبقات بالایی در دمای حدود ۴۵۰ درجه سانتی‌گراد دچار فروریزش شدند.

- steel-frame building to horizontal and vertical travelling fires in multiple floors', *Fire Safety Journal*, 91: 542-52.
- [27] Standardization, European Committee for. 1994. Eurocode 4: design of composite steel and concrete structures (CEN).
- [28] Jiang, Jian, and Asif Usmani. 2013. 'Modeling of steel frame structures in fire using OpenSees', *Computers & Structures*, 118: 90-99.
- [29] ISO-834. 1999. '834: Fire resistance tests-elements of building construction', International Organization for Standardization, Geneva, Switzerland.
- [30] Rubert, Achim, and Peter Schaumann. 1986. 'Structural steel and plane frame assemblies under fire action', *Fire Safety Journal*, 10: 173-84.
- [31] Memari, Mehrdad, and Hussam Mahmoud. 2014. 'Performance of steel moment resisting frames with RBS connections under fire loading', *Engineering Structures*, 75: 126-38.
- [32] Kim, Jinkoo, and Taewan Kim. 2009. 'Assessment of progressive collapse-resisting capacity of steel moment frames', *Journal of Constructional Steel Research*, 65: 169-79.
- [33] Vlassis, AG, BA Izzuddin, AY Elghazouli, and DA Nethercot. 2009. 'Progressive collapse of multi-storey buildings due to failed floor.
- [34] Kim, Jinkoo, and Young-Ho Lee. 2010. 'Progressive collapse resisting capacity of tube-type structures', *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 19: 761-77.
- [35] Committee, AISC. 2016. 'Specification for structural steel buildings (ANSI/AISC 360-16)', American Institute of Steel Construction, Chicago-Illinois.
- [13] DoD. 2010. "Design of Buildings to Resist Progressive Collapse." In. Unified Facilities Criteria (UFC) 4-023-03, 14 July 2009, including Change 1-27 January 2010, US Department of Defense (DoD).
- [14] GSA. 2003. "Progressive Collapse Analysis and Design Guidelines for New Federal Office Buildings and Major Modernization Projects." In. US General Services Administration (GSA).
- [15] Neal, Morgan C, Maria EM Garlock, Spencer E Quiel, and Shalva Marjanishvili. 2012. "Effects of fire on a tall steel building designed to resist progressive collapse." In Structures Congress 2012, 246-56.
- [16] Quiel, Spencer E, and Shalva M Marjanishvili. 2011. 'Fire resistance of a damaged steel building frame designed to resist progressive collapse', *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 26: 402-09.
- [17] Sun, Ruirui, Zhaohui Huang, and Ian W Burgess. 2012. 'Progressive collapse analysis of steel structures under fire conditions', *Engineering Structures*, 34: 400-13.
- [18] Behnam, Behrouz, and Hamid R Ronagh. 2014. 'Behavior of moment-resisting tall steel structures exposed to a vertically traveling post-earthquake fire', *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 23: 1083-96.
- [19] Agarwal, Anil, and Amit H Varma. 2014. 'Fire induced progressive collapse of steel building structures: The role of interior gravity columns', *Engineering Structures*, 58: 129-40.
- [20] Mahale, Harshad D, and SB Kandekar. 2016. 'Behaviour of steel structure under the effect of fire loading', *International Journal of Engineering Research and Applications*, 6: 42-46.
- [21] Jiang, Jian, and Guo-Qiang Li. 2017. 'Disproportionate collapse of 3D steel-framed structures exposed to various compartment fires', *Journal of Constructional Steel Research*, 138: 594-607.
- [22] "Iranian National Building Code, part 6, Design Loads for Buildings. Tehran (Iran)." In. 2014. Ministry of Housing and Urban Development (In Persian).
- [23] BHRC. 2014. "Iranian code of practice for seismic resistance design of buildings: Standard no. 2800 (4th edition)." In.: Building and Housing Research Center (In Persian).
- [24] ETABS16.2.0. 'Extended Three Dimensional(3D) Analysis and design of Building System', Berkeley, California, USA.
- [25] MHUD. 2014. "Iranian National Building Code, part 10, steel structure design. Tehran (Iran)." In.: Ministry of Housing and Urban Development (In Persian).
- [26] Rackauskaite, Egle, Panagiotis Kotsovinos, and Guillermo Rein. 2017. 'Structural response of a

## Investigation of the behavior of mid – rise steel moment resisting frame with long spans exposed to fire and progressive collapse

Mahsa Chaboki<sup>1</sup>, Ali Akbar Aghakouchak<sup>2\*</sup>

1.M.Sc. of Structural Engineering, Faculty of Civil and Environmental Engineering, Tarbiat Modares university, Tehran, Iran

2.Professor of Structural Engineering, Faculty of Civil and Environmental Engineering, Tarbiat Modares university, Tehran, Iran

a\_gha@modares.ac.ir

### Abstract

This paper investigates the behavior of a steel moment frame system with long spans subjected to compartment fires and progressive collapse scenarios due to floor drop and column removal. In this study, initially, a typical 15 – story building having moment frame system with long spans and story height 3.2 (m) is designed using relevant chapters of national building code of Iran for conventional gravity and lateral loads. The structure is designed based on the load and resistance factor method. The thermal analysis is carried out on a 2D internal frame because internal frames are more vulnerable to progressive collapse due to sustaining larger gravity loads compared to exterior frames. In order to perform thermal analyses, the most critical frame of this structure is modelled in finite element software OpenSees. The nonlinear behavior of the frame is studied at elevated temperatures under different fire and progressive collapse scenarios due to floor drop and column removal. In this analyses, the structure is subjected to both gravity and thermal loading simultaneously. Also for performing thermal analyses, standard fire curve (ISO 834) is used.

Results of this study indicate that under compartment fire, beams do not deform significantly until approximately 400°C, but after that, vertical displacements of beams increase significantly due to degrading mechanical properties of steel. So beams deform and collapse at about 500°C to 600°C. Also heating the beams of structure, initially causes the axial force in the beams due to thermal expansion restraint. So Demand to Capacity Ratios of beams increase in the early stages of fire and the maximum value of  $DCR_{nom}$  occurs at about 350°C to 400°C. In all scenarios, columns in lower stories are more critical because they carry more gravity loads. They fail at low temperatures, in which changes in strength and stiffness of steel are not remarkable. The reason is the great additional bending moment, which is produced due to the horizontal displacement and beam thermal expansion. Also Columns in middle span scenarios generally fail at 450 °C, which is less than the critical temperature for end bay scenarios.

In the case of one story floor drop scenarios, columns survive up to 500°C. But at higher temperatures (about 600°C to 800°C), these heated columns lose their strength and buckle due to the reduction of steel properties. The middle bay floor drop produces more onerous situation compared to end bay floor drop. Also when lower floors drop, the failure of columns occurs earlier compared to when upper floor drop. In the case of column removal scenarios, the most significant effect is the increased length of beams and fire occurrence in these bays which may cause the heated beams lose their strength at lower temperatures. In these scenarios in first and 7<sup>th</sup> story, where beams have lost their strength under effect of gravity loads at about 400°C, more damage is observed compared to floor drop scenarios. Also when fire in the upper floors are considered, the building can survive longer because the beam, in which the span has been doubled due to column removal, is transferring less gravity load compared to lower stories.

**Keywords:** Moment frame system with long spans, OpenSees software, Nonlinear thermal analysis, Fire scenarios, Progressive collapse.