

بررسی رفتار قاب خمشی فولادی با اتصالات های صلب کوتاه مرتبه به هنگام زلزله در دو حالت آسیب دیده در آتش پیش از زلزله و آتش سوزی پس از زلزله

محمدرضا درودی* (دانشجوی کارشناسی ارشد)

فریبرز ناطقی الهی (استاد)

امیرحسین حسینی (دانشجوی دکتری)

پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله

مهندسی عمران شریف، پاییز ۱۴۰۱ (۳-۳-۲۰۲۲)، پژوهشی
دوری ۲-۳۸، شماره ۳/۲، ص. ۱۰-۳

بارگذاری آتش سوزی و زلزله به‌عنوان دو تهدید جدی در ساختمان‌ها هستند، که ایمنی جانی ساکنان را تهدید می‌کنند. مطالعات زیادی راجع به تأثیر بارهای لرزه‌یی در سازه‌ها انجام شده است، اما مطالعات کمی در مورد تأثیر هم‌زمان تهدیدهای مذکور به‌خصوص آتش سوزی قبل از رخداد زلزله انجام شده است. از طرفی، ساختمان‌های زیادی وجود دارند که بعد از رخداد آتش سوزی همچنان بدون مقاوم‌سازی خاصی استفاده می‌شوند و مانند سازه‌های سالم تحت اثر زلزله‌های آتی قرار می‌گیرند. در پژوهش حاضر، رفتار قاب خمشی فولادی در دو حالت آسیب‌دیده در آتش سوزی پیش از زلزله و آتش سوزی پس از زلزله بررسی شده است. سازه مطابق با ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ طراحی و ۱۰ سناریوی آتش سوزی برای تحلیل حرارتی در نظر گرفته شده است. نتایج پژوهش نشان دادند که در حالت آتش سوزی پیش از زلزله، در صورتی که سازه پیشینه‌ی دمایی، که طبق منحنی EuroCode در سناریوهای مختلف آتش سوزی تجربه کرده است، در محدوده‌ی ۶۰۰-۷۰۰ درجه سانتی‌گراد باشد، پس از بارگذاری لرزه‌یی پایدار خواهد بود. در حالت آتش سوزی پس از زلزله، پیشینه‌ی دمای پایداری، طبق منحنی ISO ۸۳۴ پس از بارگذاری لرزه‌یی در سناریوهای مختلف آتش سوزی، در محدوده‌ی ۶۰۰-۸۰۰ درجه سانتی‌گراد قرار دارد. در حالت اول، با افزایش دما از ۶۰۰ درجه سانتی‌گراد با کاهش سختی و مقاومت فولاد، و در حالت دوم در دمایی بین ۶۵۰-۸۰۰، خیز تیرها به سرعت به سمت پایین افزایش یافته‌اند.

واژگان کلیدی: سیستم قاب خمشی فولادی، زلزله، سناریوهای آتش سوزی، پایداری.

mr.dorudi@iiees.ac.ir
nateghi@iiees.ac.ir
amirhosein.hasani88@gmail.com

۱. مقدمه

در ۶ ماهه‌ی نخست سال ۱۳۹۸، مرگ‌های ناشی از سوختگی در ایران غریب به ۱۰۰۰ نفر بوده است که بخش بزرگی از آتش‌سوزی‌های صورت گرفته مربوط به منازل مسکونی بوده است.

ضوابط ارائه شده در آیین‌نامه‌ها برای طراحی سازه در برابر آتش، بر روی عضو انجام می‌شود؛ حال آنکه در سازه‌ی واقعی به دلیل بازتوزیع بار، اندرکنش اعضا با یکدیگر و نحوه‌ی اتصال اعضا، شرایط متفاوت است و نتایج آزمایش‌های تمام‌مقیاس آتش سوزی، که بر روی یک ساختمان ۸ طبقه‌ی فولادی کامپوزیت در آزمایشگاه مطالعاتی کاردینگتون در بریتانیا (۱۹۹۶) انجام شده است، نشان می‌دهد زمانی که اعضاء مذکور، سازه را تشکیل می‌دهند، عملکرد بهتری از خود نشان می‌دهند. با

زلزله‌های نورتریج^۱ آمریکا (۱۹۹۴) و کوبه‌ی^۲ ژاپن (۱۹۹۵)، باعث شکست در خطوط انتقال گاز شهری، آسیب به شبکه‌ی برق‌رسانی و به دنبال آن وقوع آتش‌سوزی‌های گسترده و انفجارهای مهیبی در سطح شهر و نیز کشته، زخمی و بی‌خانمان شدن هزاران نفر شده‌اند. آتش سوزی در ساختمان، پیش از وقوع زلزله نیز می‌تواند به صورت سهوی یا عمدی، از جمله اشکال در تأسیسات مکانیکی و برقی، نگهداری نادرست از مواد قابل اشتعال، آشوب‌های اجتماعی و ... رخ دهد.

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۰/۰۹/۲۱، اصلاحیه ۱۴۰۱/۰۴/۲۷، پذیرش ۱۴۰۱/۰۵/۲۰

DOI:10.24200/J30.2022.59237.3036

وجود اینکه در انتهای آزمایش اخیر، فقط ۳٪ از مقاومت اعضا باقی مانده است، اما سازه هنوز دچار فروریزش نشده است.^[۱]

حسام^۳ و همکارانش (۲۰۰۴)، در مطالعه‌ی بر روی مدل‌های عددی و آزمایشگاهی بر روی قاب‌های فولادی یک طبقه و چنددهانه که در معرض آتش پس از زلزله قرار گرفته بودند، المان‌های محافظت نشده را در تحلیل خود در نظر گرفتند. با این حال، هر دهانه توسط پوشش‌های ضدحریق برای کاهش خسارت در آتش‌سوزی محافظت شد. پوشش‌های ضدحریق مذکور برای کنترل آتش در داخل محفظه و برای جلوگیری از گسترش به سایر بخش‌ها اختصاص یافت و نشان داد که نوع خرابی، فروریزش به سمت داخل یا بیرون، و مقاومت مدل‌ها تا حد زیادی وابسته به سناریوهای آتش‌سوزی و بارهای ثقلی هستند.^[۲] دلاکورت^۴ و همکارانش (۲۰۰۵)، در مطالعه‌ی سازه‌های فولادی قاب خمشی در برابر آتش‌سوزی پس از زلزله، به بررسی تأثیر زلزله به صورت تغییرشکل‌های ماندگار در قاب‌ها پرداخته‌اند. آسیب مکانیکی نیز به صورت کاهش مدول کشسانی و تنش تسلیم برخی از قسمت‌های سازه در نظر گرفته شده و تأثیر آتش به صورت تحلیل ترمومکانیک در مدل‌سازی اعمال شده است. نتایج به دست آمده نشان داده است که فلسفه‌ی طراحی لرزه‌ی سازه‌های فولادی قاب خمشی، تأثیر چشمگیری در عملکرد سازه به هنگام آتش‌سوزی پس از زلزله داشته است.^[۳] زهاریا و پینتا^۵ (۲۰۰۹) در مطالعات بیشتر بر روی قاب‌های فولادی، دو قاب فولادی مختلف طراحی شده برای دوره‌های بازگشت ۲۴۷۵ و ۴۷۵ ساله را بررسی و سپس پاسخ لرزه‌ی هر سازه با تحلیل بارافزون که توسط فاجر^۶ (۱۹۹۶) طراحی شده بود، را ارزیابی کرده‌اند. اگرچه قاب طراحی شده برای دوره‌ی بازگشت ۲۴۷۵ ساله در تحلیل پش‌آور کشسان باقی مانده بود، اما قاب ضعیف‌تر طراحی شده برای دوره‌ی بازگشت ۴۷۵ ساله، در یفت میان‌طبقه‌ی قابل ملاحظه‌ی را متحمل شده است. سپس آن‌ها تحلیل آتش‌سوزی را بر روی هر دو قاب انجام دادند، که تأیید می‌کرد مقاومت در برابر آتش سازه‌هایی که تغییرشکل ماندگار تحت زلزله داشتند، از سازه‌هایی که تغییرشکل قبلی پیش از اعمال آتش نداشته‌اند، کمتر بوده است.^[۴] بهنام و رونق (۲۰۱۴)، رفتار سازه‌های بلندمرتبه‌ی قاب خمشی فولادی در معرض یک آتش‌سوزی بعد از زلزله را، که به سمت بالا گسترش می‌یابد، بررسی کردند و دریافتند 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. همچنین ملاحظه کردند که قاب‌های در معرض آتش‌سوزی با ۵ دقیقه تأخیر، در فاز گرم‌شدن منحنی آتش، گسیخته و خراب شدند، ولی در قاب‌های با ۲۵ دقیقه تأخیر در فاز سردشدن منحنی آتش، دچار فروریزش شدند.^[۵]

کاظمی و همامی (۱۳۹۴)، نیز در طراحی براساس عملکرد ساختمان‌های قاب خمشی فولادی با در نظر گرفتن آتش‌سوزی پس از زلزله، دو قاب ۳ و ۹ طبقه را در نرم‌افزار OpenSees مدل‌سازی کردند و تحت اثر سناریوهای مختلف آتش قرار دادند. آن‌ها دریافتند که با قرار گرفتن سازه در معرض آتش و در نتیجه کاهش سختی و مدول کشسانی فولاد، زمینه‌ی بازتوزیع گشتاور خمشی در سازه فراهم می‌شود که نتیجه‌ی آن افزایش تعداد مفاصل خمیری و در نهایت ناپایداری سازه است. همچنین متوجه شدند که در اثر آتش‌سوزی در طبقات پایین‌تر و در نتیجه‌ی آن کاهش سختی، طبقات مذکور به سازه اجازه‌ی تغییرمکان بیشتری را می‌دهند. بنابراین در حالت کلی، میزان خسارت هنگامی که آتش در طبقات پایین‌تر قرار دارد، بیشتر از هنگامی است که موقعیت قرارگیری آتش در طبقات بالاتر باشد.^[۶] در سال ۲۰۱۱، پاکینوتی^۷ و همکارانش، عملکرد اتصال‌های کامپوزیت فولاد - بتن را هنگامی که تنش‌های لرزه‌ی و به دنبال آن بارهای آتش ایجاد شدند، را بررسی کردند و با استفاده از

تحلیل‌های عددی و آزمون‌های تجربی نشان دادند که اتصال‌های کامپوزیتی طراحی شده برای آتش یا زلزله به طور جداگانه نمی‌توانند کمینه‌ی مقاومت مورد نیاز تحت آتش‌سوزی پس از زلزله را برآورده سازند. آن‌ها سپس پیشنهاد دادند که کمینه‌ی مقاومت ۱۵ دقیقه‌ی باید در مورد آتش‌سوزی پس از زلزله ارائه شود و بر این اساس یک روش طراحی پیشنهاد دادند.^[۷]

مرادی^۸ و همکاران (۲۰۲۰)، نیز در مقایسه‌ی دوام قاب‌های بتنی و فولادی تحت سناریوهای آتش‌سوزی و آتش‌سوزی بعد از زلزله، ابتدا قاب‌ها را تحت بارگذاری حرارتی قرار دادند و هدایت گرمایی قاب‌ها را مقایسه کردند. سپس قاب‌ها را تحت بارگذاری آتش‌سوزی و آتش‌سوزی بعد از زلزله قرار دادند و نتایج مطالعات ایشان نشان داد که در قاب‌های بتنی به دلیل کاهش مقاومت و ایجاد ترک‌ها به دلیل بار لرزه‌ی، دوام قاب‌ها در آتش‌سوزی بعد از زلزله کاهش قابل توجهی داشته است، اما در قاب‌های فولادی، تأثیر اشاره‌شده قابل توجه نبوده است.^[۸] سواندا^۹ و همکاران (۲۰۱۸)، در بررسی تأثیر زلزله در رفتار قاب‌های کامپوزیت فولادی در هنگام آتش‌سوزی نتیجه گرفتند که زلزله باعث کاهش مقاومت قاب‌های کامپوزیت در برابر آتش‌سوزی می‌شود.^[۹] عبدالله‌زاده و شالیکار (۲۰۱۷)، نیز با استفاده از تحلیل دینامیکی برای قاب‌هایی که قبلاً تحت آتش دچار ریزش پیش‌رونده شده بودند، اثر مقاومت‌سازی قاب خمشی فولادی با مهاربندهای X و واگرایی V را بررسی کردند و دریافتند که قاب خمشی بدون مهاربندی، فاقد مکانیزمی مؤثر برای انتقال بار از اعضا شکست‌خورده به اعضا مجاور و فروریختن کامل قاب به دلیل عمل چرخشی تحت بارگذاری آتش در دهانه‌ی مرکزی آن است. در حالی که با ترکیب سیستم مهاربندی خرابی و سیستم مهاربندی عمودی، می‌توان مسیرهای جدیدی برای توزیع مجدد نیروهایی که توسط ستون‌های شکست‌خورده در قاب شکل می‌گیرد، ایجاد کرد.^[۱۰]

همچنین خوانساری^{۱۰} و همکاران (۲۰۱۸)، یک مدل سه‌بعدی نیمه‌مقیاس را آزمایش کرده‌اند، که شامل قاب‌های خمشی مجهز به اتصال‌های صفحه‌ی انتهایی در یک جهت و قاب‌های مهاربندی شده در سمت دیگر بوده است که در معرض آتش‌سوزی استاندارد ISO۸۳۴ قرار گرفته است. پیشینه‌ی دمای به دست آمده، ۱۰۵۵ درجه سانتی‌گراد بود و نتایج نشان داد که سازه برای مدت زمان قابل توجهی قبل از ریزش، دماهای بالا را تحمل می‌کند. علاوه بر این، برای صفحات انتهایی ضخیم که ایشان مطالعه کرده‌اند، فروپاشی با شکست پیچ آغاز شده است، که باعث ایجاد ایده‌ی استفاده از پیچ‌های قوی‌تر و صفحات انتهایی ضعیف‌تر برای به تأخیر انداختن فروپاشی کلی سازه شده است.^[۱۱]

با توجه به مطالعات پیشین، راجع به آتش‌سوزی و زلزله مشاهده شد که در خصوص سازه‌های فولادی که پیش از زلزله، آتش‌سوزی را تجربه کرده‌اند و هم اکنون برای بارهای ثقلی، قابلیت بهره‌برداری را دارند، مطالعه‌ی صورت نگرفته و مطالعات اندکی در این زمینه بر روی اعضا بتنی صورت گرفته است. از طرفی، در پژوهش‌های پیشین، رفتار کلی سازه تحت سناریوهای محدود آتش‌سوزی بررسی و کمتر به سیستم سازه‌ی قاب‌های خمشی با دهانه‌ها و ارتفاع طبقات متفاوت توجه شده است. همچنین در آیین‌نامه‌های داخلی نیز بیشتر سازه‌ها برای بارهای ثقلی و لرزه‌ی طراحی شده و آثار آتش‌سوزی در طراحی‌ها لحاظ نشده است. با توجه به خلأ مطالعاتی در این زمینه، پژوهش حاضر با هدف ارزیابی سازه‌های فولادی به هنگام زلزله در دو شرایط آسیب‌دیده در آتش پیش از زلزله و آتش‌سوزی پس از زلزله انجام شده است. به همین منظور، یک ساختمان ۴ طبقه فولادی با آیین‌نامه‌های داخلی، طراحی و رفتار آن تحت سناریوهای مختلف آتش و خرابی در اجزاء سازه بررسی شده است.

۲. طراحی اولیه و مدل سازی در OpenSees

سازه در امتداد شرق - غرب برای تحلیل های آتش سوزی و لرزه ای به صورت دوتایی در نرم افزار OpenSees مدل سازی شده است. بارگذاری ثقلی و جانبی برای قاب مذکور مطابق با توزیع بار در نرم افزار ETABS انجام شده است. آثار مرتبه دوم بارهای ثقلی ($P - \Delta$) نیز در تحلیل لحاظ شده است.

مصالح استفاده شده در مدل سازی ذکر شده، فولاد حرارتی (Thermal Steel) بوده است، که مقاومت و مدول کشسانی آن با افزایش دما کاهش می یابد.^[۱۲] برای تعریف مقاطع تیرها و ستونها از فایبرهای حرارتی (Fiber Thermal) و برای تعریف المان های تیرستون حرارتی (DispBeam Thermal Column) استفاده شده است. همچنین برای بالا بردن دقت تحلیل ها، هر یک از المان های تیر و ستون به ترتیب به ۶ و ۸ المان کوچک تر تقسیم شده اند. همچنین در مدل های اخیر، اتصال های تیرها به ستونها مدل سازی نشده و فرض شده است که تیرها و ستونها با گره صلب به یکدیگر متصل شده اند. در تحلیل ها، توزیع دما و درجه حرارت در طول المان ها و در امتداد مقطع عرضی و فایبرهای تیرها و ستونها یکسان و ثابت در نظر گرفته شده است. تحلیل های حرارتی به صورت غیرخطی و از نوع نیرو - کنترل با استفاده از منحنی آتش پارامتری EuroCode^[۱۵] برای حالت آتش سوزی پیش از زلزله و منحنی آتش ISO۸۳۴^[۱۶] برای حالت آتش سوزی پس از زلزله انجام شده است. منحنی پارامتری EuroCode مطابق با رابطه های ۱ الی ۱۰، از دو فاز گرم و سرد شدن تشکیل شده است.

۱. فاز گرم شدن

$$\theta_g = 1325(1 - 0.324e^{-0.2t^*} - 0.204e^{-1.7t^*} + 0.472e^{-1.9t^*}) + 20 \quad (1)$$

که در آن، t^* به صورت رابطه ی ۲ تعریف می شود:

$$t^* = t \cdot \Gamma \quad (2)$$

که در آن، Γ به صورت رابطه ی ۳ محاسبه می شود:

$$\Gamma = \left(\frac{O}{b}\right)^2 + \left(\frac{0.4}{1160}\right)^2 \quad (3)$$

که در آن، O و b مطابق روابط ۴ و ۵ تعریف می شوند:

$$O = \frac{A_v}{A_t} \sqrt{h_{eq}} \quad (4)$$

$$b = \sqrt{\rho c \lambda} \quad (5)$$

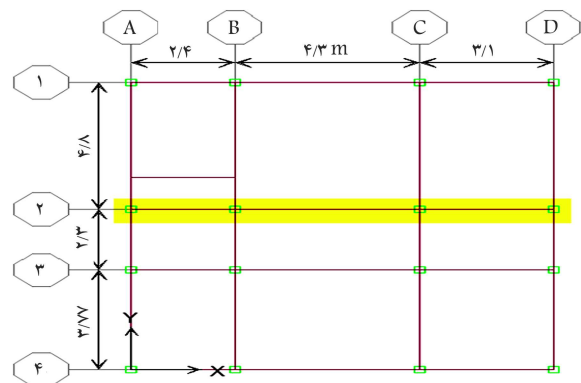
همچنین h_{eq} مطابق رابطه ی ۶ محاسبه می شود:

$$h_{eq} = \frac{h_w L_w + h_d L_d}{L_w + L_d} \quad (6)$$

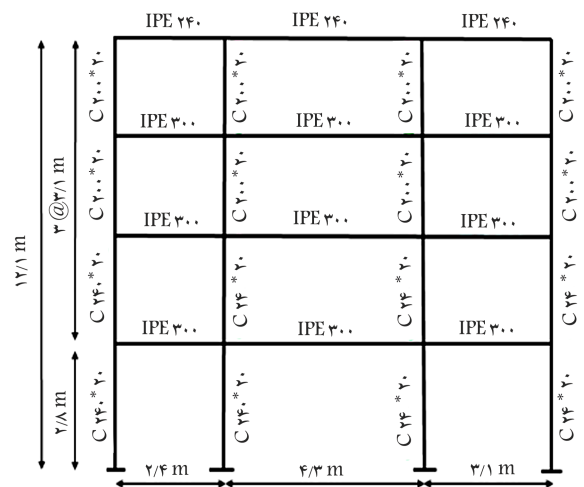
که در آن ها، O ضریب بازشو برابر با $4/108$ ، b اینرسی گرمایی مرز بخش برابر با 714 به دست آمده است. همچنین، A_v برابر با $7/9$ مترمربع مساحت کل بازشوهای قائم بر روی تمامی دیوارها، A_t مساحت کل محیط تحت حریق 4 مترمربع، h_{eq} میانگین وزنی ارتفاع بازشوهای دیوار برابر با $2/0.8$ چگالی مصالح اتاقک حریق 600 کیلوگرم بر مترمکعب، c گرمای ویژه 1700 و λ رسانایی حرارتی مصالح اتاقک حریق برابر با 0.5 و L_w و L_d به ترتیب طول بازشوی پنجره و در هستند که برابر با $1/5$ و 1 فرض شده اند.

مدل استفاده شده در نوشتار حاضر، برای تحلیل های آتش سوزی و لرزه ای، یک قاب میانمی ساختمان ۴ طبقه فولادی با سیستم سازه ای قاب خمشی معمولی و با ابعاد پلان $10/87 \times 9/8$ مترمربع و ارتفاع طبقات $3/1$ متر بوده است که براساس ویرایش سوم مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران و استاندارد 2800 به روش استاتیکی معادل طراحی شده است (ابعاد پلان در شکل ۱ و مقاطع اعضاء قاب در شکل ۲ مشاهده می شود). کاربری سازه، مسکونی بوده و بارهای زنده و مرده ی طبقات، با در نظر گرفتن سربار معادل تیغه ها به ترتیب 200 و 735 کیلوگرم بر مترمربع و بارهای زنده و مرده ی بام به ترتیب 150 و 615 کیلوگرم بر مترمربع در نظر گرفته شده اند.^[۱۲]

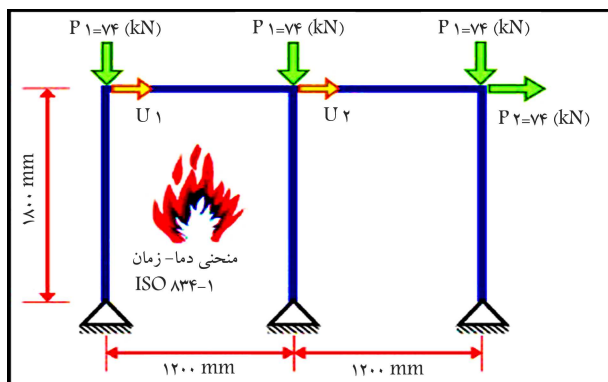
ساختمان در شهر تهران با خطر لرزه ای نسبی خیلی زیاد و بر روی خاک نوع II قرار گرفته و در نرم افزار ۴، ۷، ۹ ETABS به صورت سه بعدی مدل سازی شده و پس از اعمال بارگذاری ثقلی و جانبی براساس ویرایش سوم مبحث دهم مقررات ملی ساختمان طراحی و مقاطع اعضاء به دست آمده است. مقاطع تیرها به صورت I شکل و مقاطع ستونها به صورت قوطی های مربعی شکل در نظر گرفته شده اند. پای ستونها در تراز پایه، گیردار فرض شده و از اندرکنش خاک - فونداسیون - سازه چشم پوشی شده است. پس از طراحی سازه و نهایی شدن مقاطع آن، قاب میانمی



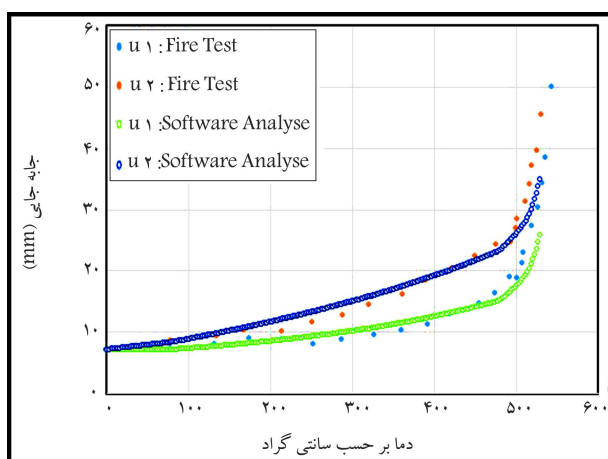
شکل ۱. پلان ساختمان ۴ طبقه فولادی به همراه قاب مدل سازی شده در نرم افزار OpenSees.



شکل ۲. ابعاد و مقاطع قاب بررسی شده با سیستم قاب خمشی.



شکل ۴. قاب مدل‌سازی شده در نوشتار (ZSR Frame). [۱۵ و ۱۶]



شکل ۵. نمودار مقایسه‌ی نتایج آزمایشگاهی نوشتار با نتایج حاصل از نرم‌افزار OpenSees.

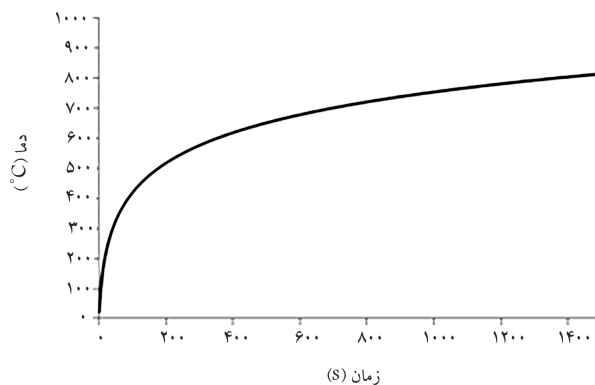
تیر- ستون حرارتی (DispBeam-ColumnThermal) تقسیم شده‌اند. همچنین نیروهای متمرکز P_1 برابر ۷۴ کیلو نیوتن و P_2 برابر ۲/۸۵ کیلو نیوتن در گره‌ی اتصال تیرها به ستون‌ها (مطابق شکل ۴) اعمال شده‌اند. سپس تیر و ستون‌های دهانه‌ی سمت چپ قاب تحت اثر منحنی آتش استاندارد ISO 834 قرار گرفته و تحلیل حرارتی غیرخطی انجام شده است. اتصال تیر به ستون در قاب مورد نظر گیردار بوده است.

با رسم نمودار جابه‌جایی‌های U_1 و U_2 به دست آمده از تحلیل‌های نرم‌افزار بر حسب دما و مقایسه‌ی آن‌ها با نمودارهای حاصل از مدل‌سازی آزمایشگاهی مشاهده می‌شود (شکل ۵)، و نتایج حاصل از نرم‌افزار OpenSees اختلاف کمی با نتایج آزمایشگاهی داشته است که بیانگر دقت نرم‌افزار اخیر در انجام تحلیل‌های حرارتی است.

با توجه به آنکه تحلیل حرارتی نرم‌افزار تا دمای ۵۳۰ درجه سانتی‌گراد ادامه یافته است، ظرفیت محوری کاهش یافته‌ی ستون‌های تحت حرارت قاب ZSR را مطابق روابط بخش آتش ۱۶-۳۶۰ AISC در دمای ۵۳۰ درجه سانتی‌گراد محاسبه کرده و مقادیر آن با مقادیر نیروی محوری حاصل از نرم‌افزار برای هر یک از ستون‌ها در دمای مذکور مقایسه شده است (جدول ۲). با توجه به مقادیر اندک درصد اختلاف‌های به دست آمده در جدول اخیر نتیجه گرفته می‌شود که بخش تحلیل حرارتی نرم‌افزار OpenSees تطابق خوبی با روابط بخش آتش آیین‌نامه‌ی ۱۶-۳۶۰ AISC داشته و با انجام تحلیل‌های

جدول ۱. مقادیر t_{lim} (از جدول ۲-۱-۱۹۹۱-EN, E5). [۱۴]

نرخ رشد آتش	کاربری	$t_{lim}(min)$
آرام	حمل و نقل (اماکن عمومی)	۲۵
متوسط	مسکونی، بیمارستان (اتاق)، هتل (اتاق)، اداره، کلاس مدرسه	۲۰
سریع	کتابخانه، مرکز خرید، تئاتر (سینما)	۱۵



شکل ۳. منحنی بار آتش براساس آیین‌نامه‌ی ISO 834.

۲. فاز سرد شدن

$$\theta_g = \theta_{max} - 625(t^* - t_{max,x}^*) \quad t_{max}^* \leq 0.5h \quad (7)$$

$$\theta_g = \theta_{max} - 250(3 - t_{max}^*)(t^* - t_{max,x}^*) \quad 0.5h < t_{max}^* < 2h \quad (8)$$

$$\theta_g = \theta_{max} - 250(t^* - t_{max,x}^*) \quad t_{max}^* > 2h \quad (9)$$

که در آن‌ها، θ_{max} بیشینه‌ی دمایی است که در طول فاز گرم شدن به دست می‌آید و $t_{max} (= t_{max}^* \cdot \Gamma)$ به صورت رابطه‌ی ۱۰ تعریف می‌شود:

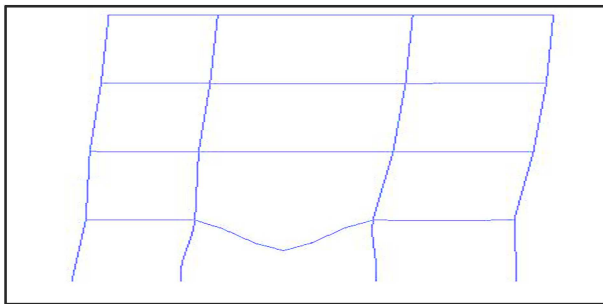
$$t_{max} = \max \left[\frac{0.2 \times 10^{-2} q_{t,d}}{\Gamma}; t_{lim} \right] \quad (10)$$

که در آن، t_{lim} به نرخ رشد آتش بستگی دارد. مقادیر t_{lim} در جدول ۱ ارائه شده است. منحنی ISO 834 مطابق با رابطه‌ی ۱۱ به صورت یک تابع لگاریتمی با زمان افزایش می‌یابد، که در آن، t بر حسب دقیقه و T بر حسب درجه‌ی سانتی‌گراد هستند. منحنی بار آتش نیز در شکل ۳ مشاهده می‌شود.

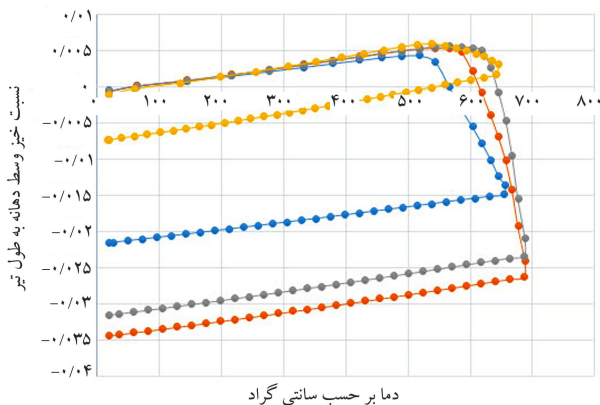
$$T = T_0 + 345 \log_{10}^{(t+1)} \quad (11)$$

۳. راستی‌آزمایی تحلیل‌های حرارتی

در راستی‌آزمایی انجام شده، از مدل آزمایشگاهی موجود در نوشتار رابرت واسچامن^{۱۱} (۱۹۸۶)،^[۱۷] استفاده شده است. مدل مذکور، شامل یک قاب یک طبقه‌ی دو دهانه به نام ZSR بوده است که مشخصات آن در شکل ۴ مشاهده می‌شود. تمامی مقاطع تیرها و ستون‌ها به صورت فایبرهای حرارتی^{۱۲} و با ابعاد IPE ۸۰ و مصالح مصرفی آن‌ها برای جنس فولاد حرارتی از نوع Seel ۱ Thermal بوده است. همچنین برای افزایش دقت تحلیل‌ها، هر یک از المان‌های تیر و ستون به ۴ المان کوچک‌تر از نوع



شکل ۶. تغییر شکل سازه پس از بارگذاری‌های ثقلی، حرارتی و لرزه‌یی در سناریو آتش ۱.



شکل ۷. نمودار نسبت خیز وسط دهانه به طول تیر برای تیرهای دهانه میانی در سناریوهای آتش ۱ و ۳ و ۵ و ۷ (اعداد منفی بیانگر خیز تیر به سمت پایین است).

۵. نتایج تحلیل

برای بررسی نتایج تحلیل نرم افزار OpenSees، خروجی‌های خیز تیرها و تغییر مکان جانبی نسبی قاب مطالعه شده‌اند.

۱.۵. حالت آتش سوزی پیش از زلزله

۱.۱.۵. نمودار خیز تیرها با تغییرات دما

در شکل ۶، تغییر شکل سازه تحت اثر سناریوی آتش ۱ و بارگذاری جانبی مشاهده می‌شود. نتایج نشان می‌دهند که ابتدا در اثر افزایش دما، تیر تمایل به انبساط حرارتی و افزایش طول داشته است، اما سختی ستون‌های اطراف آن، جلوی این انبساط حرارتی را گرفته و باعث ایجاد نیروی محوری زیادی در تیر شده است. اما با افزایش بیشتر دما و کاهش مقاومت و مدول کشسانی فولاد، مقاومت تیر کاهش و خیز آن افزایش یافته است. همچنین به عنوان نمونه، نمودارهای خیز تیرها تحت سناریوهای آتش سوزی ۱ الی ۸ در شکل‌های ۷ و ۸ مشاهده می‌شوند. 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 محدوده مجاز هستند. همچنین با توجه به این نمودارها در می‌بایم که ابتدا در اثر افزایش دما، و انبساط طولی تیر تحت حرارت و ممانعت از این انبساط توسط ستون نیروی محوری زیادی در تیر ایجاد می‌شود. این نیروی فشاری باعث تغییر شکل تیر به سمت بالا می‌شود. با افزایش بیشتر دما و کاهش سختی و مقاومت فولاد، خیز تیر به سمت پایین تغییر جهت می‌دهد.

جدول ۲. مقایسه‌ی مقادیر ظرفیت محوری کاهش یافته‌ی ستون‌ها با مقادیر نیروی محوری به دست آمده از نرم افزار OpenSees.

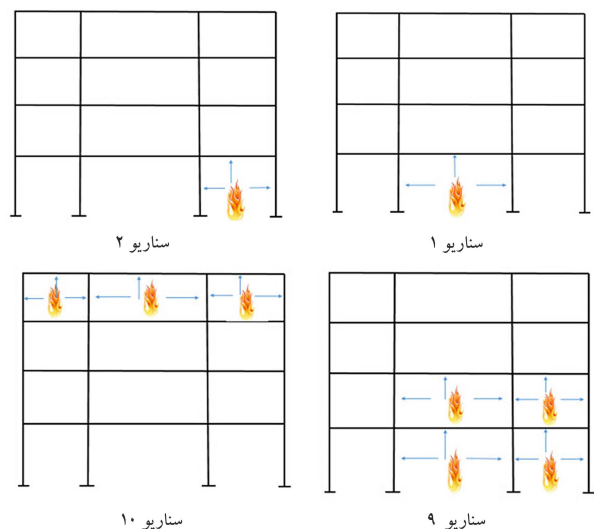
توضیحات	ستون	
	وسط	اول از سمت چپ
ظرفیت محوری کاهش یافته‌ی ستون در دمای $53^{\circ}C$ از روابط بخش آتش ۱۶- AISC 360	۷۲۱۴۳/۴ N	۷۰۵۸۱ N
نیروی محوری ستون در دمای $53^{\circ}C$ (خروجی نرم افزار OpenSees)	۷۹۱۵۷/۹ N	۷۴۵۳۹/۳ N
درصد اختلاف نیروی محوری ستون با ظرفیت محوری کاهش یافته‌ی آن در دمای $53^{\circ}C$	٪۹/۷	٪۵/۶

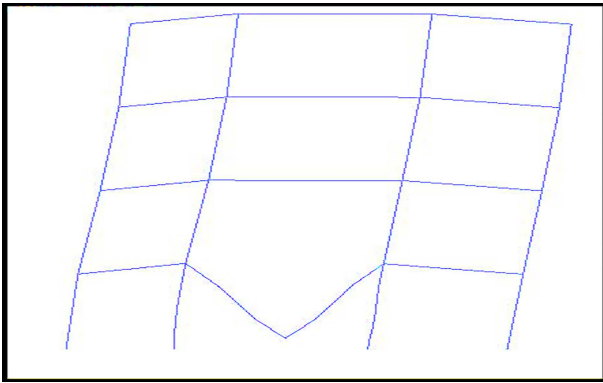
حرارتی با نرم افزار OpenSees، نتایج خوب و قابل استنادی به دست آمده است.

۴. سناریوهای آتش تحلیل‌های حرارتی

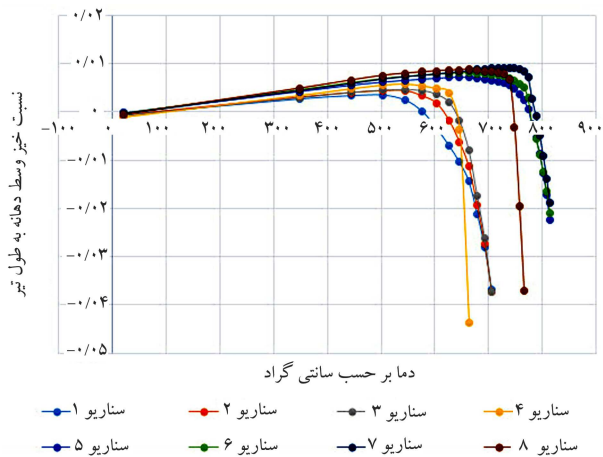
در بخش حاضر، ۱۰ سناریوی آتش سوزی (نحوه‌ی اعمال آتش به دهانه‌های مورد نظر) به این صورت در نظر گرفته شده است.

- سناریو ۱: تیر و ستون‌های دهانه‌ی میانی طبقه‌ی اول،
- سناریو ۲: تیر و ستون‌های دهانه‌ی سمت راست طبقه‌ی اول،
- سناریو ۳: تیر و ستون‌های دهانه‌ی میانی طبقه‌ی دوم،
- سناریو ۴: تیر و ستون‌های دهانه‌ی سمت راست طبقه‌ی دوم،
- سناریو ۵: تیر و ستون‌های دهانه‌ی میانی طبقه‌ی سوم،
- سناریو ۶: تیر و ستون‌های دهانه‌ی سمت راست طبقه‌ی سوم،
- سناریو ۷: تیر و ستون‌های دهانه‌ی میانی طبقه‌ی چهارم،
- سناریو ۸: تیر و ستون‌های دهانه‌ی سمت راست طبقه‌ی چهارم،
- سناریو ۹: تیر و ستون‌های دهانه‌ی میانی و سمت راست طبقه‌ی اول و دوم،
- سناریو ۱۰: کلیه‌ی تیر و ستون‌های طبقه‌ی چهارم.





شکل ۱۰. تغییر شکل سازه پس از بارگذاری‌های ثقلی، لرزه‌یی، و حرارتی در سناریو آتش ۱.



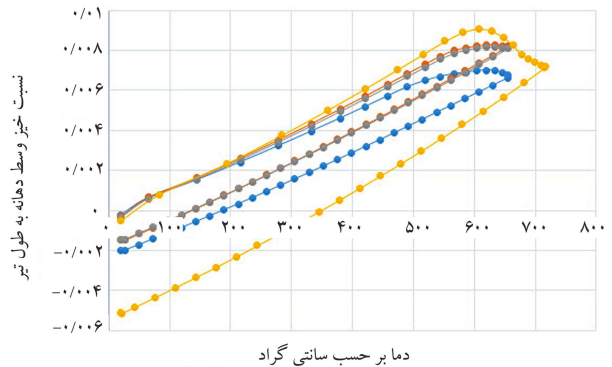
شکل ۱۱. مقایسه‌ی نمودار نسبت خیز وسط دهانه به طول تیر برای تیرهای سناریوهای (۱-۳-۵-۷) با (۲-۴-۶-۸).

است، که مربوط به آتش‌سوزی دهانه‌ی میانی قاب است. لذا در بیشتر سناریوها، سازه پس از آتش‌سوزی به خوبی بار جانبی را تحمل و سطح عملکرد ایمنی جانبی را تأمین می‌کند.

۲.۵. حالت آتش‌سوزی پس از زلزله

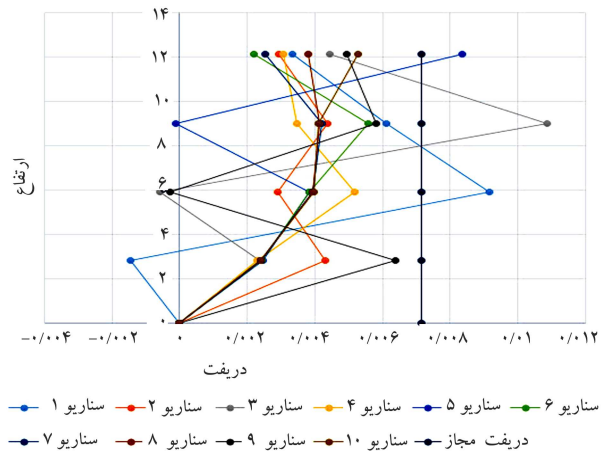
۲.۵.۱. نمودار خیز تیرها با تغییرات دما

در شکل ۱۰، تغییر شکل سازه پس از بارگذاری جانبی و به دنبال آن، سناریوی آتش ۱ مشاهده می‌شود. در سناریو ۱، تیر و ستون‌های دهانه‌ی میانی قاب در طبقه‌ی اول تحت اثر آتش و سایر اعضا در دمای محیط قرار گرفته‌اند. نتایج نشان می‌دهند تیرهایی که تحت حرارت نبوده‌اند، با افزایش دما و انبساط اعضا تحت حرارت، دچار خیز مثبت شده و با کاهش دما و رسیدن به دمای محیط، به خیز اولیه به هنگام بارگذاری ثقلی رسیده‌اند. برای تیر تحت حرارت شرایط متفاوت است؛ در ابتدا، با افزایش دما و انبساط طولی تیر، نیروی محوری - فشاری باعث ایجاد خیز مثبت شده است، اما با رسیدن دما به مقدار ۵۵۰ درجه‌ی سانتی‌گراد، به دلیل کاهش سختی و مقاومت فولاد و وجود بار ثقلی، خیز تیر به سمت پایین حرکت کرده و با شدت زیادی تا دمای ۷۰۰ درجه سانتی‌گراد ادامه پیدا کرده است. همچنین نمودارهای خیز تیرها با تغییرات دما برای سناریوهای آتش ۱ الی ۸ در شکل ۱۱ مشاهده می‌شود، که در آن‌ها، خیز وسط تیرها به



شکل ۸. نمودار نسبت خیز وسط دهانه به طول تیر برای تیرهای دهانه‌ی سمت راست در سناریوهای آتش ۲، ۴، ۶ و ۸ (اعداد منفی بیانگر خیز تیر به سمت پایین است).

شکل ۹. نمودار تغییر مکان جانبی نسبی قاب برای سناریوهای آتش ۱ الی ۱۰.



شکل ۹. نمودار تغییر مکان جانبی نسبی قاب برای سناریوهای آتش ۱ الی ۱۰.

با مقایسه سناریوهای آتش (۱-۳-۵-۷) و (۲-۴-۶-۸) مشاهده می‌شود که در تیرهای با دهانه‌های بلند، خیز به مراتب بیشتر از دهانه‌های کوچک است؛ دلیل این امر سختی خمشی کمتر تیرهای با طول بلند نسبت به تیرهای با دهانه کوچک است. در تمام سناریوها تأثیر بارگذاری لرزه‌یی بر خیز تیرها، بسیار ناچیز است. (تأثیر کمتر از ۲ درصد)

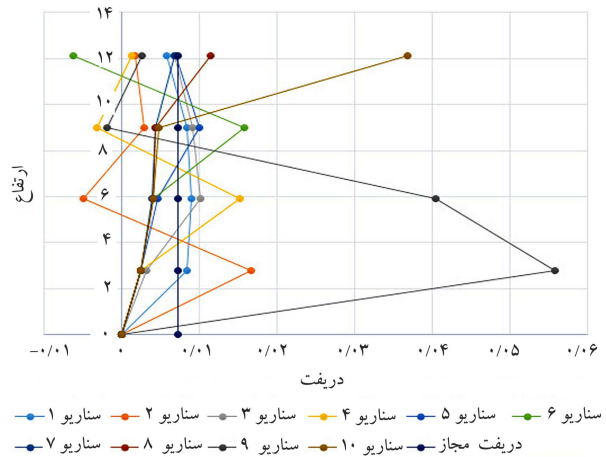
۲.۵.۱.۵. نمودار تغییر مکان جانبی نسبی قاب

نتایج تغییر مکان جانبی نسبی در تمام سناریوها در شکل ۹ مشاهده می‌شود که مطابق با نمودارهای تغییر مکان جانبی نسبی در سناریوهای (۱-۳-۵-۷) مشاهده می‌شود که در طبقاتی که دهانه‌های میانی تحت آتش قرار گرفته‌اند، تغییر مکان جانبی نسبی طبقه کاهش و در طبقه‌ی بالای آن تغییر مکان جانبی نسبی به شدت افزایش داشته است؛ علت این موضوع رفتار کابلی تیرهای تحت حرارت به دلیل کاهش سختی و مقاومت و تشکیل مفاصل خمیری در آن‌ها در دماهای بالا و همچنین وجود بار ثقلی است، که باعث جابه‌جایی بالای ستون‌های طبقه به سمت داخل قاب می‌شود. این مفاصل خمیری تشکیل شده منجر به کاهش سختی طبقه و افزایش شدید تغییر مکان جانبی نسبی در طبقه‌ی بالایی آن می‌شود. فقط در ۳ سناریو مقدار تغییر مکان جانبی نسبی، از مقدار مجاز استاندارد ۲۸۰٪ تجاوز کرده

درجه سانتی‌گراد است، اما مقدار تغییر مکان جانبی نسبی از مقدار مجاز بیشتر است.

۶. نتیجه‌گیری

در نوشتار حاضر، ابتدا یک ساختمان ۴ طبقه با سیستم سازه‌ی قاب خمشی معمولی براساس ویرایش سوم مبحث مقررات ملی ساختمان ایران و استاندارد ۲۸۰۰ برای بارهای ثقلی و جانبی به روش استاتیکی معادل طراحی و سپس یکی از قاب‌های سازه، در راستای شرق - غرب پلان در نرم‌افزار OpenSees مدل شده است. پس از مدل‌سازی، قاب در دو حالت آسیب‌دیده در آتش پیش از زلزله و آتش‌سوزی پس از زلزله بررسی شده است. در هر ۱۰ حالت سناریو، آتش در دهانه‌ها و طبقات مختلف اعمال شده و نتایج تحلیل‌های ثقلی، لرزه‌یی و حرارتی به دست آمده‌اند. نتایج پژوهش حاضر نشان می‌دهد که در حالت آتش‌سوزی پیش از زلزله، در صورتی که سازه بیشینه‌ی دمایی که طبق منحنی EuroCode ۱ در سناریوهای مختلف آتش‌سوزی تجربه کرده است، در محدوده‌ی ۶۰۰-۷۰۰ درجه سانتی‌گراد باشد، پس از بارگذاری لرزه‌یی پایدار خواهد بود. در اغلب سناریوها، تغییر مکان جانبی نسبی سازه پس از بارگذاری لرزه‌یی در محدوده‌ی مجاز قرار دارد، لذا سازه پس از آتش‌سوزی و تجربه‌ی دمایی در محدوده‌ی ۶۰۰-۷۰۰ درجه سانتی‌گراد، توانسته است بخشی از سختی و مقاومت از دست رفته‌ی خود را برای مقابله با بارهای جانبی در دمای محیط باز یابد. نمودارهای نسبت خیز تیرها به طول آن‌ها بر حسب دما نشان می‌دهند از دمایی حدود ۶۰۰ درجه سانتی‌گراد با کاهش سختی و مقاومت فولاد، خیز تیرها به سمت پایین به سرعت افزایش یافته است. افزایش اخیر خیز در دهانه‌های بلند به دلیل سختی خمشی کمتر نسبت به دهانه‌های کوچک شدیدتر بوده است. در حالت آتش‌سوزی پس از زلزله، نتایج پژوهش حاکی از آن است که بیشینه‌ی دمای پایداری، طبق منحنی ISO ۸۳۴ پس از بارگذاری لرزه‌یی در سناریوهای مختلف آتش‌سوزی در محدوده‌ی ۶۰۰-۸۰۰ درجه سانتی‌گراد قرار داشته است؛ لذا نرخ مقاومت در برابر آتش در سناریوهای مختلف ۹ الی ۲۵ دقیقه بوده است. در بیشتر سناریوها، تغییر مکان جانبی نسبی سازه پس از بارگذاری حرارتی از محدوده‌ی مجاز تجاوز کرده است. با توجه به تغییر مکان جانبی سازه پس از بارگذاری لرزه‌یی و وجود بارهای ثقلی، پس از آتش‌سوزی و کاهش سختی و مقاومت اعضاء تحت حرارت، سازه دچار تغییر مکان جانبی نسبی زیادی به خصوص در طبقات تحت آتش شده است. نمودارهای نسبت خیز تیرها به طول آن‌ها بر حسب دما نشان می‌دهند از دمایی حدود ۶۰۰-۷۵۰ درجه سانتی‌گراد با کاهش سختی و مقاومت فولاد، خیز تیرها به سمت پایین به سرعت افزایش یافته است. در دهانه‌های بلند به دلیل سختی خمشی کمتر، افزایش خیز نسبت به دهانه‌های کوچک، بیشتر و در دمای پایین‌تری رخ داده است.



شکل ۱۲. نمودار تغییر مکان جانبی نسبی قاب برای سناریوهای آتش ۱ الی ۱۰.

طول تیرها مقیاس شده‌اند. مشاهده می‌شود که در تمام سناریوها، ابتدا در اثر افزایش دما، تیر تحت حرارت تمایل به انبساط طولی داشته است، اما به دلیل اتصال‌های گیردار تیر به ستون قاب مذکور، جلوی این افزایش طول گرفته شده و نیروی محوری فشاری زیادی در تیر ایجاد شده است، که باعث خیز تیر به سمت بالا شده است. با افزایش بیشتر دما و کاهش سختی و مقاومت فولاد و وجود بار ثقلی، خیز تیر به سمت پایین افزایش یافته است، تا جایی که ظرفیت باربری خود را از دست داده است. از مقایسه‌ی سناریوهای آتش (۷-۵-۳-۱) و (۸-۶-۴-۲) نتیجه گرفته می‌شود که در تیرهای با دهانه‌های بلند، خیز به مراتب بیشتر از دهانه‌های کوچک است و در دمای کمتری که تقریباً ۶۰۰ درجه سانتی‌گراد است، حرکت به سمت پایین شروع شده است؛ در حالی که دمای اخیر برای دهانه‌ی کوچک‌تر، تقریباً ۷۵۰ درجه سانتی‌گراد بوده است. علت پدیده‌ی اخیر، سختی خمشی بالای تیرهای با دهانه‌ی کوتاه نسبت به تیرهای با دهانه‌ی بلند است.

۲.۲.۵. نمودار تغییر مکان جانبی نسبی قاب

نتایج تغییر مکان جانبی نسبی قاب برای سناریوهای آتش ۱ الی ۱۰ در شکل ۱۲ مشاهده می‌شود. نتایج نشان می‌دهند که در سناریوهای (۷-۵-۳-۱)، در طبقاتی که دهانه‌های میانی تحت آتش قرار گرفته‌اند، سختی طبقه کاهش و تغییر مکان جانبی نسبی به شدت افزایش داشته است. همچنین در سناریوهای (۸-۶-۴-۲) نیز به دلیل فشار ناشی از انبساط طولی تیر و تشکیل مفصل خمیری پای ستون بیرونی دهانه‌ی سمت راست، افزایش تغییر مکان جانبی نسبی طبقه مشاهده می‌شود. در ۹ سناریو، مقدار تغییر مکان جانبی نسبی از مقدار مجاز استاندارد ۲۸۰۰ تجاوز کرده است؛ لذا نتایج نشان می‌دهند که در شرایط آتش‌سوزی پس از زلزله، با توجه به اینکه دمای پایداری در سناریوهای مختلف آتش ۶۶۳-۸۱۵

پانویس‌ها

1. Northridge

2. Kube
3. Hosam
4. Della Corte
5. Zaharia & Pineta

6. Fagfar
7. Pucinotti
8. Moradi
9. Suwondo
10. Khonsari
11. Rubert & Schaumann
12. Fiber Thermal

منابع (References)

1. Usmani, A.S., Drysdale, D.D. and et al. Lamont, S. "Behaviour of steel framed structures under fire conditions", Main Report, University of Edinburgh, Edinburgh (2000).
2. Ali, H.M., Senseny, P.E. and Alpert, R.L. "Lateral displacement and collapse of single-story steel frames in uncontrolled fire", *Engineering Structures*, **26**(5), pp. 593-607 (2004).
3. Della Corte, G., Faggiano, G. and Mazzolani, F. "On the structural effects of fire following earthquake", *COST C12 Final Conference Proceedings*, Innsbruck, Austria (2005).
4. Zaharia, R. and Pintea, D. "Fire after earthquake analysis of steel moment resisting frames", *International Journal of Steel Structures*, **9**, pp. 275-284 (Dec 2009).
5. 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**(14), pp. 1083-1096 (2014).
6. Kazemi, S. and Homami, P. "Design based on the performance of steel moment frame buildings with regard to post-earthquake fire", M.Sc. Thesis, Faculty of Engineering, Kharazmi University (Feb., 2016).
7. Pucinotti, R., Bursi, O.S. and Demonceau, J.F. "Post-earthquake fire and seismic performance of welded steel-concrete composite beam-to-column joints", *Journal of Constructional Steel Research*, **67**(9), pp. 1358-1375 (2011).
8. Moradi, M., Tavakoli, H.R. and Abdollahzadeh, Gh. "Comparison of steel and reinforced concrete frames' durability under fire and post-earthquake fire Scenario", *Civil Engineering Infrastructures Journal*, **54**(1), pp. 145-168 (2021).
9. Suwondo, M., Gillie, M. and Cunningham, L. B. "Effect of earthquake damage on the behaviour of composite steel frames in fire", *Advances in Structural Engineering*, **21**(16), pp. 2589-2604 (2018).
10. Abdollahzadeh, G.R. and Shalikh, R. "Retrofitting of steel moment-resisting frames under fire loading against progressive collapse", *International Journal of Steel Structures*, **17**(4), pp. 1597-1611 (2017).
11. Khonsari, S.V., Vosough Grayli, P., Ghorbani, A. and et al. "Behaviour of end-plate connections in 3D frames under fire conditions: Experimental study", *International Journal of Steel Structures*, **18**(3), pp. 734-749 (2018).
12. Iranian Building Codes And Standards, "Iranian code of practice For Seismic Resistant Design Of Buildings", Standard No. 2800, 3th Edition (2005).
13. Iranian National Building Code, Part 10th, "Design and Construction of steel buildings", (2005).
14. Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M.H. and et al. "OpenSees version 2.4.5 user manual", Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), University of California, Berkeley (2009).
15. Eurocode 3, "Design of steel structures, part 1-2: General rules, structural fire design", EN 1993-1-2 European Committee for Standardization, CEN (2005).
16. ISO 834-2, "Fire-resistance tests-elements of building construction" (2019).
17. Rubert, A. and Schaumann, P. "Structural steel and plane frame assemblies under fire action", *Fire Safety Journal*, **10**, pp. 173-184 (1986).