

بررسی رفتار قاب‌های مهاربندی همگرای ویژه فولادی تحت بار آتش پس از زلزله*

مقاله علمی - پژوهشی

محمد مقیمان^(۳)عباس کرم‌الدین^(۲)محمد رسول کفاش^(۱)

چکیده وقوع آتش‌سوزی در اثر زمین‌لرزه یک مسئله مهم برای ساختمان‌ها در مناطق با لرزه‌خیزی متوسط تا زیاد است. در این مقاله به منظور ارائه بینش از اثرات آتش‌سوزی پس از زلزله در سازه‌های فولادی با استفاده از شبیه‌سازی اجزای محدود، رفتار قاب‌های مهاربندی همگرای ویژه فولادی در معرض این بارگذاری مورد بررسی قرار می‌گیرد. شبیه‌سازی سازه تحت بار زلزله با استفاده از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی انجام شده و با قرار دادن وضعیت سازه پس از زلزله به‌عنوان شرایط اولیه، تحلیل حرارتی-مکانیکی با اعمال منحنی دما-زمان بر روی اجزای در معرض آتش انجام شده است. نتایج تحلیل‌ها نشان داد که زمان مقاومت سازه در برابر حریق صرف‌نظر از مشخصه رکورد زلزله و سناریوهای آتش‌سوزی برای قاب‌های مهاربندی ویژه بسیار کوتاه بوده و اثرات ناشی زلزله قبلی بر روی آن ناچیز بوده است.

واژه‌های کلیدی آتش‌سوزی پس از زلزله، تحلیل‌های متوالی، مقاومت آتش، قاب‌های مهاربندی، رفتار کلی.

Investigation of the Behavior of Special Steel Concentrically Braced Frames Under Post Earthquake Fire Loading

M. Kaffash

A. Karamodin

M. Moghiman

Abstract The occurrence of fire following earthquake is an important issue for buildings in moderate to high seismic areas. In this paper, in order to provide an insight into the effects of post-earthquake fire in steel structures, using finite element simulation, the behavior of the special steel concentrically braced frames exposed to this loading is examined. Simulation of the structure under earthquake load was performed using nonlinear time histories analysis. By placing the post-earthquake structure as the initial condition, mechanical thermal analysis was carried out by applying the temperature-time curve on exposed elements. The results of the analysis showed that the resistance time of the fire structure, regardless of the characteristics of the earthquake record and the fire scenarios for the special steel concentrically braced frames, was very short and the effects of the previous earthquake on it were negligible.

Key Words Post-Earthquake Fire, Sequential Analysis, Fire Resistance, Braced Frames, Overall Behavior.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۸/۲/۱۹ و تاریخ پذیرش آن ۹۸/۱۰/۱۸ می‌باشد.

(۱) دانشجوی دکتری سازه، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد.

(۲) نویسنده مسئول: دانشیار گروه عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد.

(۳) استاد، گروه مکانیک، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد

مقدمه

پاسخ سازه‌های ساختمانی فولادی در اثر خطر ترکیبی آتش‌سوزی و زلزله، در سال‌های اخیر پس از وقایع تاریخی آتش‌سوزی پس از زلزله که عمدتاً در مناطق بزرگ شهری رخ داده است، مورد توجه ویژه قرار گرفته است. بررسی سوابق تاریخی نشان می‌دهد که آسیب‌های ناشی از آتش‌سوزی بعد از زلزله می‌تواند بسیار قابل توجه باشد که اغلب بیش از آسیب‌های ناشی از زلزله است [1]. با وجود این پتانسیل به‌عنوان یک منبع آسیب گسترده، سناریوی آتش‌سوزی پس از زلزله در روش‌های طراحی لرزه‌ای فعلی به‌عنوان یک مورد ترکیب بارگذاری در نظر گرفته نشده است [2]. فلسفه‌های طراحی لرزه‌ای اکثر آیین‌نامه‌های فعلی میزان مشخصی از خسارت اعضای سازه، اتصالات و سیستم حفاظت آتش را تحت زلزله‌های قوی مجاز می‌شمارد چنانکه برخی از اجزای سازه را در معرض آتش‌سوزی پس از زلزله آسیب‌پذیر می‌کند.

تا به امروز، تنها مطالعات محدود در مورد پاسخ سازه‌های فولادی، در هر دو در مقیاس کلی و خرد، تحت سناریوهای آتش‌سوزی پس از زلزله انجام شده است. دلاکورت و همکاران [3] مدل‌های عددی را برای بررسی عملکرد قاب‌های مقاوم خمشی فولادی تحت آتش پس از زلزله توسعه دادند. اثر زلزله بر روی ساختمان‌ها با اعمال تغییر شکل باقی‌مانده در قاب‌ها نشان داده شد. علاوه بر این، آسیب‌های مکانیکی با کاهش مدول الاستیسیته و مقاومت در برخی از قسمت‌های قاب معرفی شده است. اثر آتش با استفاده از آنالیز حرارتی-مکانیکی شبیه‌سازی شد. مشاهده شد که فلسفه طراحی لرزه‌ای می‌تواند به‌طور قابل‌توجهی بر عملکرد قاب‌های خمشی فولادی در اثر آتش‌سوزی پس از زلزله تأثیر بگذارد.

فاجیانو و همکاران [4] تحلیل استاتیک غیرخطی و تحلیلی حرارتی مکانیکی را برای ارزیابی عملکرد

قاب‌های پورتال فولادی تحت بارهای جانبی و آتش پس از زلزله به ترتیب پیاده‌سازی کردند. نتایج نشان داد که مقاومت آتش و مکانیزم فروپاشی قاب‌های پورتال تحت آتش‌سوزی پس از زلزله اساساً زمانی که قاب‌ها از سطح عملکرد لرزه‌ای بهره‌برداری فراتر نرود، همانند مقاومت قاب‌ها تحت تنها بار آتش هستند. کاهش اندک در مقاومت آتش در قاب‌های پورتال هنگامی که عملکرد قاب‌ها در سطح ایمنی جانی و آستانه فروپاشی بود، مشاهده شد. بر اساس روش FEMA356، فاجیانو و همکاران [5] یک روش برای ارزیابی عملکرد ساختمان‌هایی که در معرض آتش پس از زلزله قرار دارند، توسعه داده است که پیشنهاددهنده سطوح عملکرد آتش برای شرایط مختلف آتش‌سوزی است. چنانکه دربرگیرنده سطح بهره‌برداری آتش، سطح استفاده بلادرنگ آتش، سطح ایمنی جانی آتش، سطح آستانه فروریزش آتش است. این مطالعه شناسایی وضعیت آسیب لرزه‌ای و تعیین ظرفیت حمل باقی‌مانده سازه‌های آسیب‌دیده لرزه‌ای که در معرض آتش‌سوزی قرار دارند را شامل می‌شود. در این مطالعه در یک تحلیل تلفیقی، تغییر شکل باقی‌مانده و تخریب ویژگی‌های مکانیکی اعمال شده است.

مطالعه بیشتر بر روی قاب‌های فولادی توسط زاهاریا و پنتیا [6] انجام شد. آن‌ها دو قاب فولادی مختلف را که برای دو دوره بازگشت ۲۴۷۵ سال و ۴۷۵ سال زلزله طراحی شده بودند، مورد بررسی قرار دادند و زمان مقاومت در برابر آتش‌سوزی پس از زلزله را برای قاب خمشی فولادی بدون پوشش ضد حریق برای هر دو سناریوی آتش استاندارد و آتش‌سوزی معمولی ارزیابی نمودند. پاسخ لرزه‌ای هر سازه به‌وسیله یک تحلیل بار افزون مورد ارزیابی قرار گرفت. درحالی‌که قاب طراحی شده برای دوره بازگشت ۲۴۷۵ سال در تحلیل بار افزون الاستیک باقی‌مانده بود، قاب ضعیف طراحی شده برای دوره بازگشت ۴۷۵ ساله، تغییر

تاریخچه زمانی غیرخطی و تحلیلی غیرکوپل مکانیکی حرارتی به ترتیب برای شبیه‌سازی حرکات زلزله و آتش‌سوزی بعد از زلزله پیاده‌سازی می‌شوند. فرض شده است که قاب‌هایی که در نظر گرفته شده، فاقد حفاظت آتش هستند و آتش به همه اجزای ناحیه در معرض آتش تحت این فرض که تقاضای بزرگ در زلزله باعث ازکارافتادن حفاظت آتش شده است، اعمال می‌شود. این تجزیه و تحلیل ارائه یک نمایش واقعی از خصوصیات لرزه‌ای و آتش‌سوزی را انتظار می‌دهد. ساختمان‌های نمونه انتخابی در این پژوهش در مطالعات متعددی برای ارزیابی پاسخ لرزه‌ای و تخریب پیش‌رونده مورد استفاده قرار گرفته‌اند؛ بنابراین، ارزیابی واکنش آن‌ها در برابر آتش‌سوزی پس از یک زلزله، دانش ارزشمندی را فراهم می‌کند که می‌تواند رویکردهای طراحی مبتنی بر عملکرد سازه‌های فولادی در معرض خطر آتش‌سوزی پس از زلزله را بهبود بخشد.

شبیه‌سازی عددی

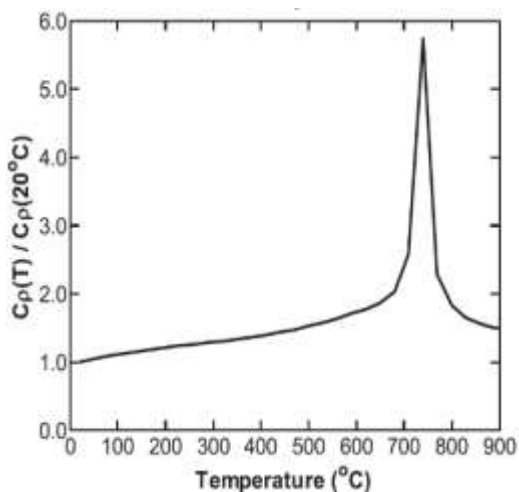
برای شبیه‌سازی سناریوهای آتش‌سوزی پس از زلزله در سازه نیاز به استفاده از تحلیل‌های چندمرحله‌ای و متوالی است. در این تحقیق این مراحل تحلیل به روش اجزای محدود در نرم‌افزار آباکوس [10] با مراحل تحلیل جداگانه زیر مطابق شکل (۱) انجام شده است [11]. اولین مرحله تجزیه و تحلیل، یک تحلیل غیرخطی استاتیکی است که سازه تحت بار ثقلی قرار می‌گیرد. گام دوم، یک تحلیل دینامیکی ضمنی غیرخطی است که در آن تاریخچه شتاب زلزله به سازه به منظور شبیه‌سازی رویداد زلزله اعمال شده است. مرحله سوم و آخرین مرحله نیز یک تحلیل دینامیکی ضمنی غیرخطی است که در آن اثرات گذرای افزایش دمای اعضای سازه‌ای در معرض حریق، بسته به سناریوهای احتمالی آتش‌سوزی، در نظر گرفته شده است.

مکان‌های نسبی طبقات قابل توجهی باقی گذاشت. سپس آن‌ها یک تحلیل آتش بر روی هر دو قاب انجام دادند که تأیید کرد که مقاومت نسبی سازه‌ها، با توجه به وضعیت تغییر شکل آن‌ها تحت زلزله به‌طور قابل توجهی پایین‌تر از سازه‌هایی است که هیچ تغییری قبل از قرار گرفتن در معرض آتش نداشته‌اند.

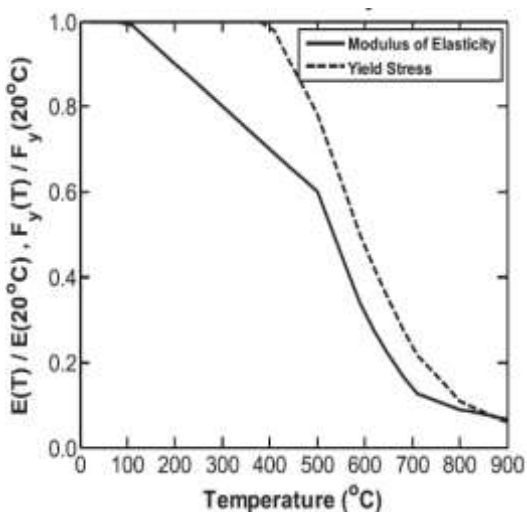
معماری و همکاران [7] اثرات رفتار موضعی مقاطع کاهش‌یافته تیرها در اتصالات را تحت اثر آتش‌سوزی پس از زمین‌لرزه بر پاسخ کلی یک قاب خمشی فولادی ۹ طبقه با استفاده از آنالیز المان محدود غیرخطی مورد مطالعه قراردادند. اثرات $P-\Delta$ و همچنین اثرات آسیب‌ها پس از زلزله با توجه به مدل‌سازی خسارت مواد و هندسی در نظر گرفته شد. همچنین فرض شد که همه اعضا پوشش محافظتی آتش خود را پس از زلزله حفظ و تنها در محل اتصالات کاهش‌یافته از دست داده‌اند. همچنین برای آنالیز لرزه‌ای از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی تحت رکوردهای میدان دور و میدان نزدیک در سطوح مختلف خطر لرزه‌ای استفاده شد. در مطالعه‌ای دیگر بهنام و رونق [8] سازه‌های قاب خمشی بلندمرتبه را مورد بررسی قراردادند که حرکت بار آتش پس از زلزله به صورت عمودی و افقی را مورد بررسی قرار می‌دهد. تحقیقات آن‌ها پاسخ‌های سازه‌ای متفاوت را تحت الگوهای مختلف آتش، نشان دادند. همچنین جیلینک و همکاران [9] پاسخ سازه‌های قاب خمشی مقاوم لرزه‌ای طراحی شده با آیین‌نامه استاندارد اروپا را در معرض بار آتش پس از زلزله با استفاده از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی مورد ارزیابی قراردادند. آن‌ها نتیجه گرفتند از آنجایی که تغییرات دائمی پس از زلزله کوچک است، اثرات هندسی که بر پاسخ مقاومت آتش پس از زلزله‌ها می‌گذارد ناچیز است و نه پیشرفت شکست‌ها و نه زمان فروپاشی اثر قابل ملاحظه‌ای ندارند.

در این مقاله، کارایی قاب‌های مهاربندی همگرای ویژه که تحت سناریوهای آتش‌سوزی بعد از زلزله قرار دارند مورد بررسی قرار می‌گیرد. تحلیل دینامیکی

گرفته می‌شود. این مشخصات به‌ویژه برای مقاومت جاری‌شدگی، حد تناسب و مقاومت نهایی بر اساس استاندارد اروپا (EURO Code (EC)) محاسبه می‌شود [13].

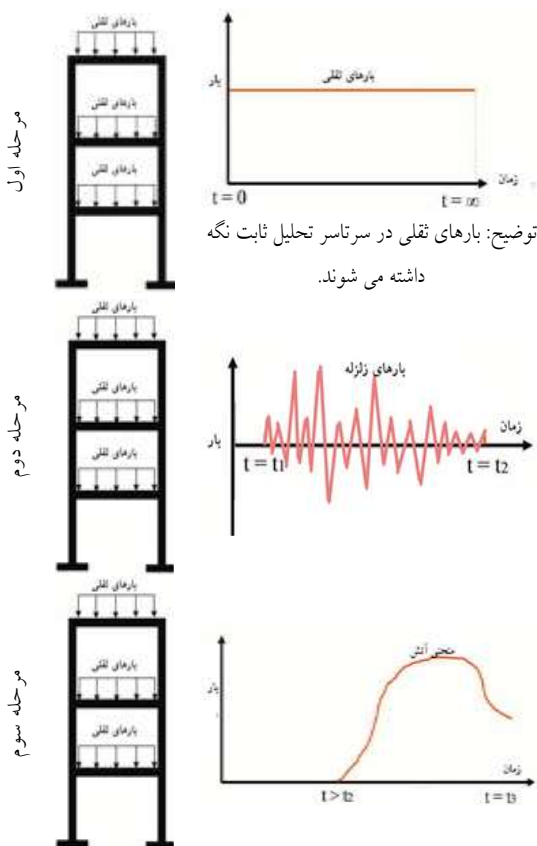


(الف)



(ب)

شکل «۲»: مشخصات مکانیکی فولاد سازه‌ای الف) تغییرات ضریب انبساط حرارتی با دما. ب) تغییرات مدول الاستیسیته و تنش جاری‌شدگی با دما [13]



شکل «۱»: فلوچارت مراحل تحلیل متوالی

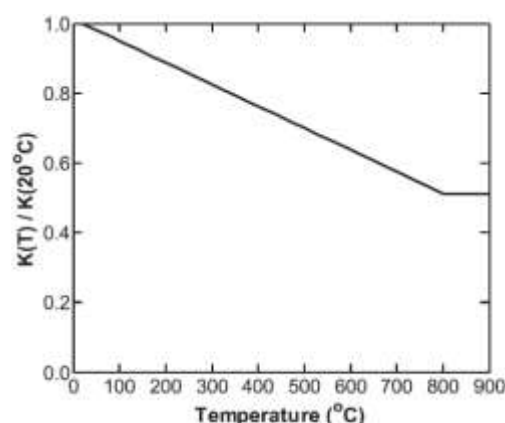
آیین‌نامه ASCE7-10 ترکیب بار ثقلی هم‌زمان با زلزله و آتش‌سوزی را به‌صورت جداگانه ارائه نموده است [12] چنانکه پیشنهاد می‌کند که ترکیب بار ثقلی به‌صورت رابطه (۱) برای شرایط زلزله در نظر گرفته شود. در این پژوهش بار ثقلی با استفاده از ترکیب بارگذاری برای حالت رخداد زلزله در نظر گرفته شده است.

$$w = DL + 0.25LL \tag{1}$$

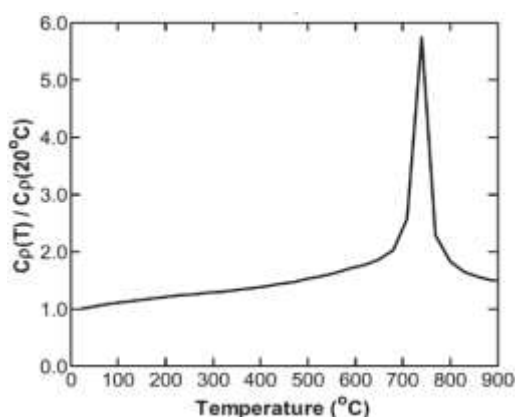
به‌منظور مدل‌سازی رفتار مواد از مدل الاستوپلاستیک کامل برای فولاد در دمای استاندارد استفاده شده است. همچنین تغییرات مشخصات مکانیکی فولاد سازه در اثر افزایش دما همچون تنزل سختی و مقاومت در شکل (۲) و تغییرات مشخصات حرارتی فولاد سازه‌ای در اثر افزایش دما مطابق شکل (۳) در نظر

FEMA P695 به منظور کاهش پراکندگی نتایج، این شتاب‌نگاشت‌ها ابتدا نسبت به سرعت حداکثر شتاب‌نگاشت (PGV) هم‌پایه شده‌اند و سپس مجموعه رکوردها برای مطابقت با شتاب طیفی متوسط زلزله‌های حداکثر (MCE) برای رده طراحی (Design category) مربوطه برای میرایی ۵٪ در دوره تناوب سازه مقیاس شده‌اند. تمام رکوردها، بر پایه تصحیح خطی و فیلتر نوع Butterworth برای فرکانس‌های بین ۰/۱ و ۲۵ هرتز پردازش شده و در مدت‌زمان مؤثرشان به صورت تاریخیچه جابجایی در پایه سازه نمونه اعمال شده است. در این پژوهش برای به دست آوردن زمان مؤثر رکورد از پرکاربردترین روش با استفاده از مفهوم توزیع تجمعی انرژی زلزله با استفاده از نرم‌افزار SeismoSignal استفاده شده است. اعمال بارگذاری زلزله به پای ستون‌ها می‌توانست به صورت شتاب و یا سرعت نیز وارد شود. علت اعمال این تحریک پس از اصلاحات لازم بر روی رکورد به صورت جابجایی، خطاهای عددی در انتگرال‌گیری است که معمولاً به صورت تجمعی بوده و جابجایی‌ای را به مدل اعمال خواهد کرد به طور قابل‌ملاحظه‌ای با جابجایی موردنظر تفاوت دارد. از آنجاکه ستون‌های طبقه همکف قرار است به فونداسیون چسبیده شوند، یعنی تمام درجه آزادی محدود شوند، در گام تحلیل تاریخیچه زمانی، حرکت افقی باید مجاز باشد تا حرکت لرزه‌ای قابل‌اعمال باشد. با این حال، در مرحله سوم تحلیل بار آتش، این درجه آزادی دوباره محدود می‌شود.

در این مطالعه فرض شده است که آتش پس از بین رفتن آثار دینامیکی زلزله بر روی سازه اعمال می‌شود. از آنجایی که قاب ارتعاش آزاد را پس از زلزله تجربه می‌کند، زمان هر شتاب‌نگاشت با ۲۰ ثانیه شتاب صفر افزایش می‌یابد به طوری که قاب می‌تواند تثبیت شود و تجزیه و تحلیل آتش می‌تواند بر روی یک سازه پایدار با تغییر شکل‌های باقی‌مانده به علت زلزله انجام شود. اشاره می‌شود که ارتعاشات باقی‌مانده در انتهای ۲۰ ثانیه اضافی،



(الف)



(ب)

شکل ۱۳: مشخصات حرارتی فولاد سازه‌ای: الف) تغییرات رسانش حرارتی با دما. ب) تغییرات گرمای ویژه با دما [13]

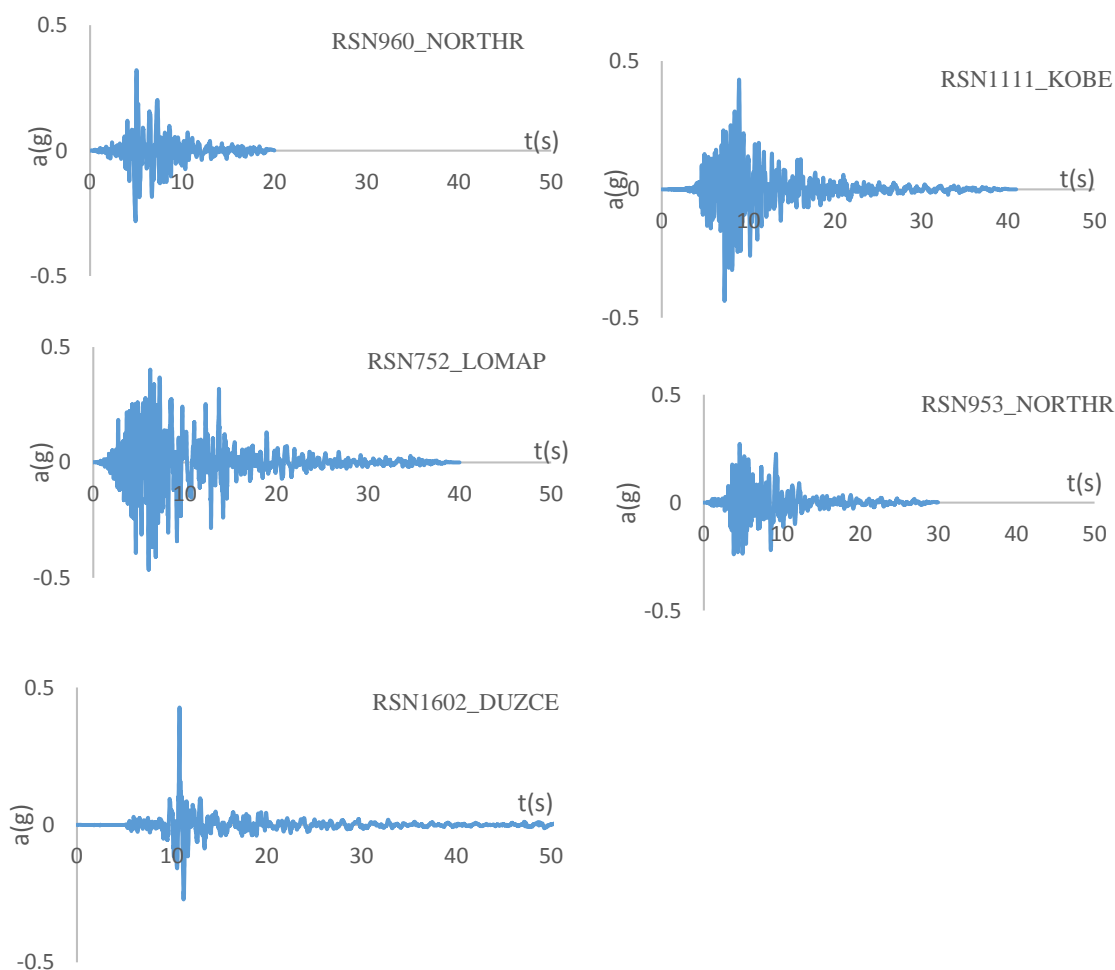
بار زلزله

به منظور انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی از رکوردهای پیشنهادی دستورالعمل FEMA P695 استفاده شد [14]. در این دستورالعمل مجموعه‌ای از ۲۲ زوج زلزله دور از گسل که بزرگی آن‌ها بین ۶/۵ تا ۷/۵ ریشتر و فاصله آن‌ها بیش از ۱۰ کیلومتری گسل است، ارائه شده است. چنانکه در شکل (۴) نشان داده شده ۵ رکورد از آن‌ها مطابق مشخصات جدول (۱) در این مطالعه در تحلیل‌ها بکار رفته است. هر یک از رکوردها دارای دو مؤلفه افقی و یک مؤلفه قائم هستند که در تحلیل سازه‌ها تنها از مؤلفه‌های افقی آن‌ها استفاده می‌شود. مطابق

دامنه‌ای کمتر از ۱۰٪ از حداکثر مقدار را به دست می‌آورند؛ از این رو مقتضی بود که آن‌ها نادیده گرفته شود. این ارتعاشات در ابتدای تحلیل آتش قابل مشاهده است، اما پس از چند ثانیه، از بین می‌رود و نتایج تجزیه و تحلیل آتش را به طور قابل توجهی تحت تأثیر قرار نمی‌دهد.

جدول «۱»: مشخصات شتاب‌نگاشت‌های انتخاب شده

شماره رکورد	نام زلزله	سال	بزرگی زلزله	نام رکورد	فاصله سایت-منبع (کیلومتر)	PGAm _{ax} (g)	ضریب هم‌پایه کردن	ضریب مقیاس
953	Northridge	1994	6.7	Beverly Hills - Mulhol	13.3	0.52	1.09	0.82
960	Northridge	1994	6.7	Canyon Country-WLC	11.9	0.48	0.65	0.82
1602	Duzce, Turkey	1999	7.1	Bolu	12.2	0.82	0.83	0.82
1111	Kobe, Japan	1995	6.9	El Centro Array #11	16.15	0.51	1.03	0.82
752	Loma Prieta	1989	6.9	Capitola	22.1	0.53	0.63	0.82



شکل «۴»: شتاب‌نگاشت‌های مقیاس شده بکار رفته در تحلیل‌های لرزه‌ای

بار آتش

برای شبیه‌سازی رویداد آتش‌سوزی واقعی در تجزیه و تحلیل عددی از منحنی‌های دما-زمان استفاده می‌شود. ادبیات فنی شامل طیف گسترده‌ای از منحنی‌های دما-زمان، مانند ISO 834-1, ASTM-E119 و منحنی آتش پارامتریک EC است. در این مطالعه منحنی آتش پارامتریک EC چنانکه در شکل (۳) نشان داده شده است مورد استفاده قرار گرفته زیرا توانایی نشان دادن هر سه فاز مختلف در یک رویداد آتش‌سوزی شامل یک رمپ گرم شونده، یک فاز خنک شونده و یک دمای محیط ثابت است. منحنی‌های استاندارد ISO 834-1 و ASTM-E119 تنها فاز گرم شونده را نشان می‌دهند که در آن فرض شده منبع سوخت پایان‌ناپذیر است. مشخص کردن فاز خنک شونده از منحنی آتش پارامتریک برای شبیه‌سازی یک رویداد آتش‌سوزی واقعی، زمانی که فاز خنک شونده می‌تواند باعث ایجاد کرنش‌های بزرگ شود، ضروری است. در فاز گرم شونده منحنی آتش پارامتریک، دما $\theta(^{\circ}\text{C})$ به صورت تابع زمان t^* همان‌طور که در معادله (۲) نشان داده شده است، محاسبه شده که در آن t^* توسط عامل $\Gamma \cdot t$ ارائه شده است؛ که Γ یک پارامتر بدون بعد برابر با $(0/b)^2 / (0.04/1160)^2$ است که در آن O یک ضریب بازشو، b جذب حرارتی سطوح اطراف محفظه و t زمان در واحد ساعت است.

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

در این مطالعه، Γ واحد در نظر گرفته می‌شود تا تقریباً فاز گرم شونده‌ای را که منحنی استاندارد ISO 834-1 نشان می‌دهد، ایجاد کند. چنانکه محققان دیگر در مطالعات قبلی انجام داده‌اند، فاز گرم شونده منحنی آتش‌سوزی ISO 834-1 می‌تواند تقریباً بدون هیچ محدودیتی به هر قاب یا اجزای مجزا اعمال شود. این فرمول انعطاف‌پذیری برای فرض کردن طیف گسترده‌ای از مقادیر مناسب برای چگالی بار آتش طراحی $(q_{t,d})$ ،

ضریب بازشو (O) و جذب گرما در سطوح اطراف محفظه (b) برای هر دو حالت ساختمان‌های پلان باز و بسته، فراهم می‌کند چنانکه یک منحنی دما-زمانی مشابه می‌تواند به همه قاب‌ها اعمال شود. به عنوان مثال، در مورد یک ساختمان اداری پلان باز $q_{t,d}$ ، O و b ممکن است به ترتیب 130 MJ/m^2 ، $0.71 \text{ m}^{1/2}$ و $0.5 \text{ J/(m}^2 \cdot \text{s}^{0.5} \cdot \text{K)}$ فرض شود. در مورد ساختمان اداری پلان بسته شده، می‌توان این مقادیر را به ترتیب 50 MJ/m^2 ، $0.27 \text{ m}^{1/2}$ و $0.783 \text{ J/(m}^2 \cdot \text{s}^{0.5} \cdot \text{K)}$ قرار داد. ترکیب مورد نظر از مقادیر پارامترهای آتش برای ساختمان‌های پلان باز و بسته، حداکثر دمای 800 درجه سانتی‌گراد را در 22 دقیقه با توجه به معادله (۳) نشان می‌دهد، همان‌طور که در شکل ۵ نشان داده شده است. اگر فرض شود که t_{lim} برای رشد آتش متوسط برابر 20 دقیقه باشد؛ بنابراین، این منحنی آتش یک آتش تهویه کنترل است.

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

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

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

پس از تصمیم‌گیری در مورد روش محاسبه درجه حرارت تولیدشده توسط منبع آتش (T_{gas})، مسئله انتقال حرارت به معادلات دیفرانسیل با شرایط مرزی خاصی که اجازه محاسبه دما در سطح عناصر سازه‌ای (T_s) را می‌دهد و سپس انتقال گرما از طریق المان، تقلیل می‌یابد. گرچه فرضیه $T_{gas} = T_s$ ممکن است منجر به نتایج نادرست در سازه‌های بتنی شود، به‌طور کلی برای سازه‌های فولادی پذیرفته شده است. این بیشتر مربوط به هدایت بالای فولاد است که اجازه انتقال سریع گرما از یک نقطه به نقطه دیگر را می‌دهد. درجه حرارت عناصر

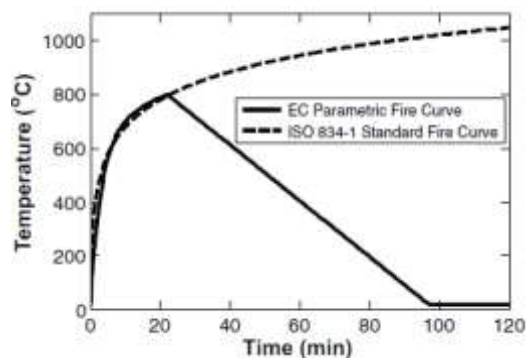
آزمایش‌ها انجام شده ریدر و همکاران [16] و مطالعه مشابهی توسط وانگ و همکار [17] نشان می‌دهد مقاومت آتش اعضای با آسیب‌های محافظتی نسبی، بسیار کمتر از اعضا کاملاً محافظت شده است. از سوی دیگر چنانکه رویکردهای طراحی لرزه‌ای، تغییر شکل‌های غیر الاستیک را در عناصر سازه‌ای به وجود می‌آورند که اغلب باعث آسیب رساندن به سیستم غیرفعال حفاظت آتش و افزایش آسیب‌پذیری سیستم می‌شود. بر این اساس فرض شده است که آتش‌سوزی پس از زلزله در تمام اعضای سازه نفوذ می‌کند. این بر اساس یک فرض محافظه‌کارانه است که همه مواد حفاظتی در طول زلزله آسیب‌دیده است.

همچنین در هر سناریو آتش‌سوزی طبقه، تیر پایینی در مجاورت دهانه تحت بار آتش در معرض مستقیم بارگذاری حرارتی قرار نگرفته است، زیرا هدایت حرارتی دال بتنی در کف که مانع نفوذ گرما به تیر متصل به آن است، ضعیف است. بنابراین تأثیر حضور دال‌های بتنی طبقه به‌طور غیرمستقیم در تحلیل انتقال حرارت گذرا مورد توجه قرار گرفته است. اثرات مکانیکی دال‌های بتنی در تجزیه و تحلیل حرارتی- مکانیکی بر اساس یافته‌های کویل و گارلوک [18] نادیده گرفته شده، چنانکه استدلال می‌کند در تجزیه و تحلیل تنش دوبعدی در قاب‌ها می‌توان از دال صرف نظر کرد. با توجه به عمل کاملاً کامپوزیتی بین شاه‌تیرهای فولادی و دال‌های بتنی، گسترش حرارتی سریع در شاه‌تیرهای فولادی، باعث می‌شود نیروهای کششی زیادی در دال‌های بتنی که بتن را ترک می‌کنند، باشد؛ بنابراین تنش‌های کمی توسط دال بتنی تحمل می‌شود و اثرات سازه‌ای آن‌ها در اثر آتش‌سوزی ناچیز است.

صحت سنجی مدل‌های عددی

به‌منظور اعتبارسنجی مفروضات مدل‌سازی رفتار سازه در معرض بار زلزله، نتایج آزمون میز لرزان بر روی نمونه سیستم مهاربندی اکازاکی و همکاران [19]، مورد توجه

فولادی در معرض آتش با توجه به آنچه در استاندارد EN 1993-1-2 [13] شرح داده شده، بر اساس فرض توزیع یکنواخت دما در مقطع در نظر گرفته شده است.

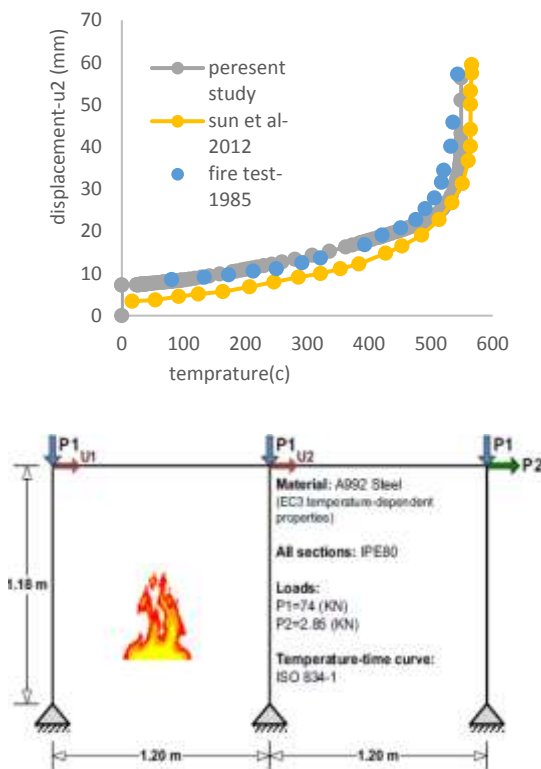


شکل «۵»: منحنی آتش پارامتریک EC

سناریوهای آتش‌سوزی پس از زلزله

در هیچ استاندارد یا آیین‌نامه‌ای پیش‌بینی سناریو رخداد آتش‌سوزی در طبقات ساختمان ارائه نشده و منحنی آتش معرفی شده در مراجع مختلف برای یک محفظه آتش محدود تعریف شده است. در مطالعه موردی، راکاسکیت و همکاران [15] نشان داده‌اند که آتش‌سوزی‌های پیمایشی و آتش‌سوزی یکنواخت ممکن است واکنش‌های سازه‌ای متفاوت را برای سازه یکسان ایجاد کند. آن‌ها نتیجه گرفتند که درحالی‌که آتش‌سوزی یکنواخت ممکن است به نیروهای داخلی بیشتر منجر شود، آتش‌سوزی‌های پیمایشی و غیریکنواخت ممکن است در زمان‌های مختلف و مکان‌های مختلف باعث جابجایی بیشتر شود. لذا از آنجاکه امکان پیش‌بینی آتش‌سوزی وجود ندارد، در این پژوهش سناریوهای مختلفی شامل آتش‌سوزی یکنواخت برای رسیدن به نیروهای داخلی بحرانی‌تر در طبقات پایینی و میانی و فوقانی سازه باهدف نمایان شدن اثر ارتفاع طبقه آتش‌سوزی بر مقاومت سازه در برابر آتش‌سوزی، در نظر گرفته شده است. مهم است که تأکید کنیم که در هر تحلیل تنها یک مورد سناریو آتش در صورت عدم وجود بقیه موارد آتش مورد بررسی قرار گرفته است.

و سپس توسط سان و همکاران [23] مورد تجزیه و تحلیل عددی قرار گرفته، انتخاب شده است. اعضای ساختمانی دهانه چپ با استفاده از منحنی استاندارد ISO 834-1 تحت حرارت قرار گرفته‌اند. در مدل اعتبار سنجی خواص وابسته به دمای استاندارد اروپا EC3 [13] به کار گرفته شده است. نتایج جابجایی‌های جانبی در مقابل دما در یک گره قاب با نتایج تجربی و مطالعات عددی قبلی مقایسه شده است. چنانچه در شکل (۷) نشان داده شده توافق خوبی بین نتایج تجربی و عددی حاصل شده و روشی که در این مطالعه برای شبیه‌سازی رفتار حرارتی- مکانیکی قاب‌های فولادی مورد استفاده قرار گرفته را تأیید نموده است.

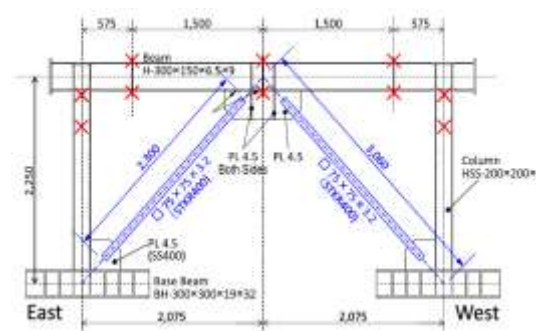
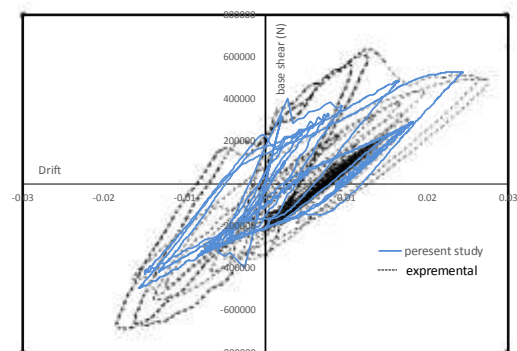


شکل «۷»: قاب فولادی کوچک مقیاس استفاده شده در صحت سنجی آنالیز مکانیکی- حرارتی و نتایج صحت سنجی

سازه‌های نمونه

در این پژوهش به منظور ارزیابی عملکرد قاب مهاربندی بلندمرتبه در معرض آتش‌سوزی یک مورد از

قرار گرفت. شکل (۶) مشخصات نمونه ساخته شده در آزمایشگاه و پاسخ قاب تحت رکورد زلزله در آزمایشگاه را نشان می‌دهد. مدل شبیه‌سازی شده شامل نواحی پانل با توجه به گزارش کراینکلر و همکاران [20] و نواحی با صلبیت مضاعف در مجاورت ورق‌های اتصال است [21]. سیستم میز لرزان با اتصال هر انتهای تیر به یک ستون تکیه که نیمی از جرم را پشتیبانی می‌کند، مدل شده است. در این شکل همچنین برش پایه در برابر تغییر مکان جانبی نسبی نمونه آزمایشگاهی و شبیه‌سازی تحلیلی نشان داده شده است. نتایج صحت سنجی نشان می‌دهد مدل‌سازی عددی با اجزای دوبعدی تیر با دقت قابل قبول به‌طور نزدیک مدل آزمایشگاهی را دنبال می‌کند؛ بنابراین مدل‌سازی با اجزای تیر با رفتار غیرخطی به‌اندازه کافی دقیق برای ارزیابی پاسخ غیرخطی سیستم تلقی شد.

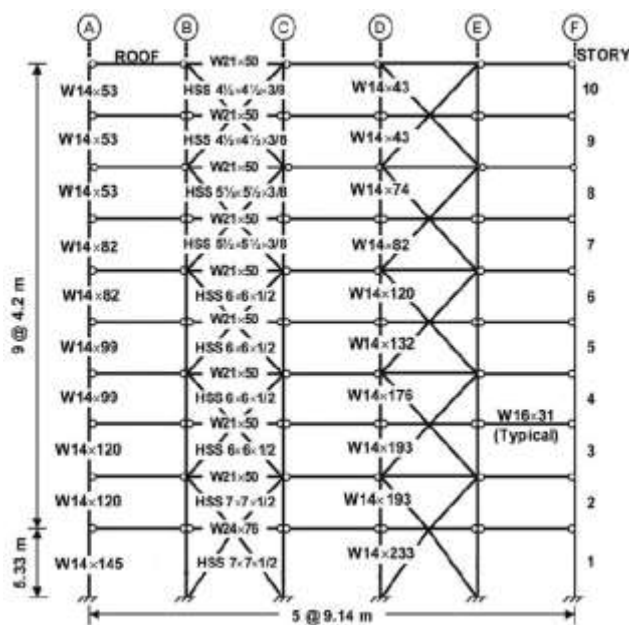


شکل «۶»: قاب مهاربندی فولادی و پاسخ قاب تحت رکورد زلزله برای نمونه آزمایشگاهی و شبیه‌سازی عددی

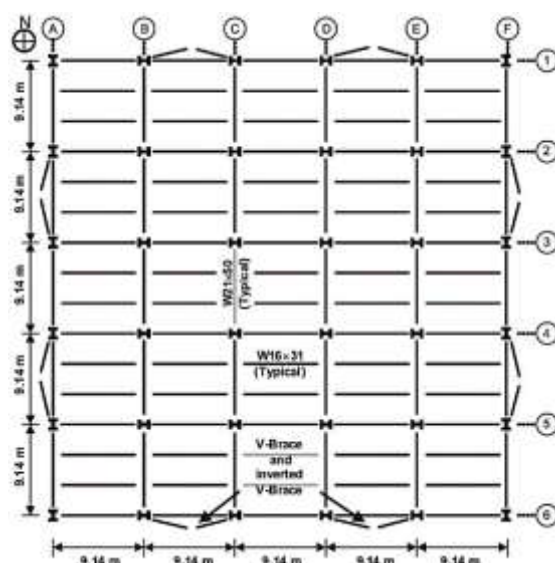
همچنین برای اعتبار سنجی تحلیل حرارتی- مکانیکی، یک قاب فولادی در مقیاس کوچک که قبلاً در دمای بالا توسط رابرت و همکار [22] آزمایش شده است

بار مرده شامل وزن خود دال ۲۲۰۰ نیوتن بر مترمربع و سربار مرده ۴۸۰ نیوتن بر مترمربع و بار زنده طراحی ۹۶۰ نیوتن بر مترمربع اعمال شده است. کاهش بارهای زنده بر اساس ASCE7-05 است [25]. سیستم سازه‌ای ساختمان متشکل از قاب‌های مهاربندی و قاب‌های ثقلی است. تیرها و ستون‌ها در قاب‌های ثقلی از طریق اتصالات برشی متصل می‌شوند که شامل ورق اتصال برشی است که به ستون جوش شده و با استفاده از پیچ‌های با مقاومت بالا متصل شده است. مهاربندها از مقاطع فولادی مربعی توخالی (Hollow Steel Sections (HSS)) فشرده لرنه‌ای با فولاد نوع ASTM A500 انتخاب شده، درحالی‌که فولاد نوع ASTM A992 برای تمام تیرها و ستون‌ها استفاده شده است. طرح اصلی در ضوابط طرح لرنه‌ای [24] را صفحات اتصال مهاربند جهت ایجاد مفاصل در اتصالات مهاربند به تیر و ستون مشخص می‌کند. این نوع اتصال به احتمال زیاد سبب می‌شود که مهاربند از لبه‌های انتهایی و خارج از صفحه قاب مهاربندی دوران کند.

ساختمان‌های نمونه با قاب مهاربندی فولادی که با هدف مطالعه اثر تخریب پیش‌رونده در مؤسسه ملی استانداردها و فناوری آمریکا (National Institute of Standards and Technology (NIST) [24] طراحی شده بود به‌عنوان سازه نمونه در نظر گرفته شده‌اند. این نمونه یک ساختمان ۱۰ طبقه اداری و با ابعاد پلان ۴۵٫۷×۴۵٫۷ برحسب متر بوده و بارهای طراحی آن‌ها بر اساس ASCE 7-05 تعیین شده است [25]. ساختمان نمونه برای سطح خطر لرزه‌ای متوسط طراحی شده و منجر به طرح سیستم مهاربندی هم‌محور ویژه (special concentrically braced frame (SCBF) [26] شده است. نمای قاب‌های شرقی-غربی ساختمان نمونه در شکل (۸) و پلان آن در شکل (۹) نشان داده شده است. استانداردهای مواد و طراحی مورد استفاده در طراحی اعضا و اتصالات آن‌ها، از مراجع [26-29] انتخاب شده است. بار مرده برای طبقات، شامل وزن خود دال‌ها ۲۲۰۰ نیوتن بر مترمربع و یک سربار مرده ۱۴۳۰ نیوتن بر مترمربع است. درحالی‌که بار زنده طراحی ۴۷۹۰ نیوتن بر مترمربع است. برای بام،



شکل (۸): نمای قاب مهاربندی ساختمان نمونه در جهت E-W [24]



شکل «۹»: پلان ساختمان نمونه [24]

ستون‌ها دارای صلبیت محوری بوده و در پایه و تراز طبقات مفصل شده‌اند، از این رو آن‌ها بر سختی جانبی قاب‌های مهاربندی اصلی تأثیر نمی‌گذارد.

بارهای ثقلی به دو بخش تقسیم می‌شوند. اولاً بارهای ثقلی مرتبط با قاب‌های مهاربندی که به صورت نیروهای عمودی در امتداد تیرها در سطح هر طبقه اعمال می‌شود. دوم، بارهای ثقلی مربوط به قاب‌های ثقلی داخلی در هر ناحیه وابسته، به صورت بارهای متمرکز که به ستون‌های متکی در سطوح طبقه مربوطه اعمال می‌شوند. با در نظر گرفتن مقادیر بار مرده و زنده مشخص شده در بالا و ترکیب مورد نظر برای بار آتش مقادیر بار ثقلی محاسبه و با فرض فاصله خارج از صفحه ۹/۱۴ متر بین قاب‌ها، بار توزیع شده روی تیرها و ستون‌های طبقات و بام اعمال شده است.

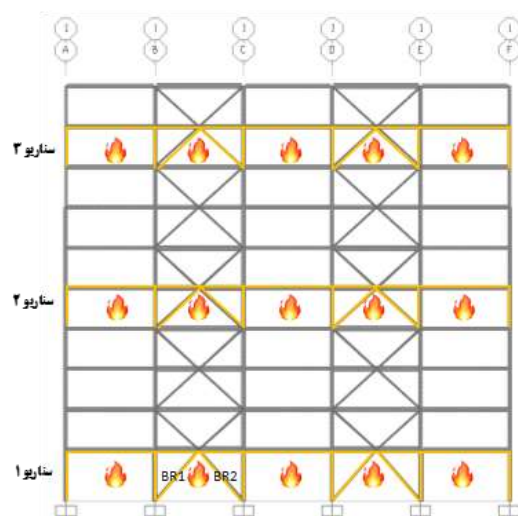
در اینجا سه سناریو آتش‌سوزی فرضی باهدف بررسی اثر رخداد سناریو حریق در طبقات مختلف بر مقاومت آتش سازه در نظر گرفته شده است: آتش‌سوزی در الف) طبقه همکف، ب) طبقه چهارم و پ) طبقه هشتم همان‌طور که در شکل (۱۰) نشان داده شده است. در هر مورد سناریو آتش‌سوزی تیرهای بالا و ستون‌ها و مهاربندهای طبقه تحت حریق در معرض بارگذاری آتش

سازه نمونه به صورت یک قاب دوبعدی مدل‌سازی شده است. قاب با استفاده از اجزای تیر اولر برنولی ۲ گره‌ای مدل‌سازی شده‌اند به طوری که حداکثر طول اجزای محدود ۱ متر در طول اعضا و بهترین اندازه مش در حدود ۰/۳۵ متر در اطراف گره‌ها استفاده شده تا به شکل دقیق شکل‌گیری مفاصل پلاستیک نزدیک به اتصالات شبیه‌سازی شود. هر مهاربند با یک نقص اولیه در حدود ۰/۱ درصد از طول مهاربند قرار داده شد. برای ساده‌سازی مدل فرض شده است که اتصالات تیر به ستون به صورت اتصالات مفصلی در صفحه قاب و اتصالات مهاربندها به قاب به صورت اتصالات مفصلی در خارج از صفحه قاب و همچنین اتصالات تیر به ستون دهانه مهاربندی در گره‌های اتصال مهاربند به صورت صلب رفتار می‌کنند. شکست اتصالات در اینجا در نظر گرفته نشده است. مدل شبیه‌سازی شده شامل نواحی پانل و نواحی با صلبیت مضاعف در مجاورت اتصالات است.

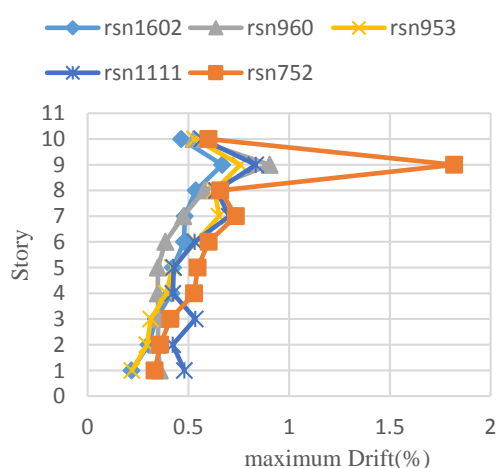
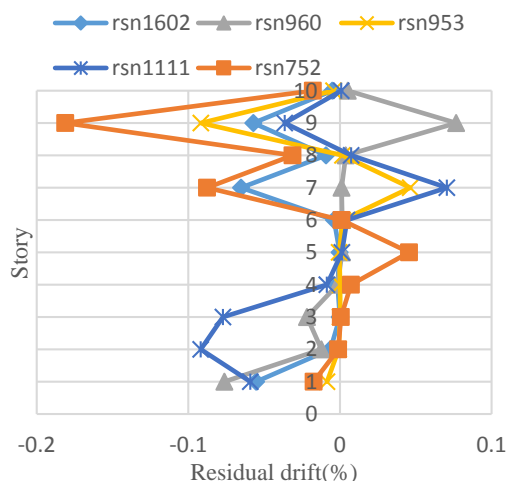
برای محاسبه اثرات $P-\Delta$ ، مدل‌سازی یک ستون متکی به نمایندگی از قاب‌های ثقلی در نظر گرفته شده است. ستون‌های متکی با استفاده از اجزای خرپایی مدل‌سازی می‌شوند و به قاب‌های مهاربندی اصلی در تراز طبقات با استفاده از قیدهای چندنقطه‌ای (multi-point constraints (MPCs) متصل می‌شوند. این

قرار می‌گیرند.

مدت‌زمانی از آغاز آتش تعریف شده است که جابجایی‌ها در سطح کلی (تغییر مکان جانبی نسبی یک نقطه خاص) یا به صورت محلی (تغییر شکل در وسط تیر)، از آستانه انتخاب شده فراتر می‌روند. آستانه‌ها توسط منحنی جابجایی‌ها در برابر زمان متمایل شده به سمت مجانب قائم با یک خطای ۱٪ تعریف شده‌اند. این آستانه‌ها به طور ضمنی بیانگر تعریف مقاومت آتش یک عضو است که در آن عضو قادر نیست در برابر بارهای ثقلی اولیه مقاومت کند [8]. همچنین به منظور مقایسه مقاومت در برابر حریق تنها بر اساس سناریو ۱، هنگامی که آتش به صورت یکنواخت به کل طبقه همکف اعمال می‌شود، در شکل (۱۲) نشان داده شده است.



شکل (۱۰): سناریوهای آتش



شکل (۱۱): پاسخ قاب مهاربندی مورد مطالعه تحت رکوردهای منتخب

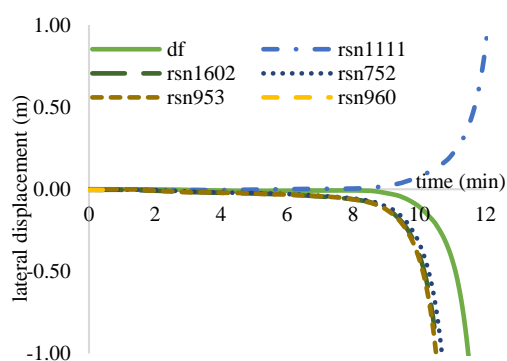
نتایج تحلیل‌ها

عملکرد لرزه‌ای سازه با حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی گذرا طبقات و یا تغییر مکان جانبی نسبی ماندگار طبقات وابسته است. با توجه به ASCE 41-06 [30] سطح عملکرد سازه‌ای استفاده بلادرنگ، ایمنی جانی و آستانه فروریزش در قاب‌های مهاربندی با مقدار حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی گذرا طبقات به ترتیب کمتر از ۰/۵٪، ۱/۵٪، ۲/۰٪ و مقدار تغییر مکان جانبی نسبی ماندگار طبقات به ترتیب ناچیز، کمتر از ۰/۵٪ و کمتر از ۲٪ متناظر است. پاسخ قاب مورد مطالعه تحت رکوردهای منتخب در شکل (۱۱) نشان داده شده است. چنانکه در بخش‌های قبلی اشاره شد، قاب مورد مطالعه تحت رکوردهای معرفی شده در سطح خطر زلزله‌های حداکثر (MCE) مورد ارزیابی قرار گرفته‌اند که حداکثر پاسخ‌ها متناظر با سطح عملکرد آستانه فروریزش را تجربه کرده‌اند.

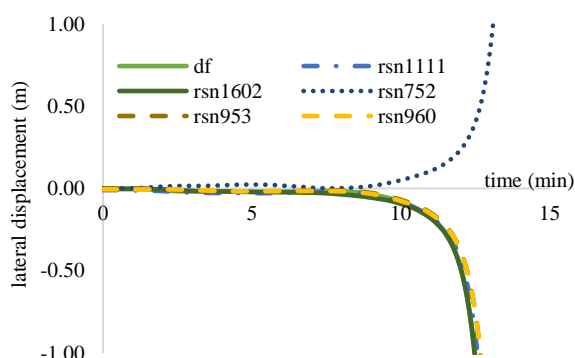
شکل (۱۲) مقاومت در برابر حریق برای حالات بارگذاری حریق (Direct fire (df)) و حریق پس از زلزله (Post-earthquake fire (pef)) را بر اساس سناریو ۱، هنگامی که آتش به صورت یکنواخت به کل طبقه همکف اعمال می‌شود، نشان می‌دهد. مقاومت آتش به عنوان

است. درحالی که مقاومت در برابر حریق پس از زلزله قاب مهاربندی بر اساس سناریو ۲ به طور میانگین در حدود ۱۳/۴ دقیقه است.

مقاومت قاب مهاربندی نمونه در برابر حریق برای حالات بارگذاری حریق و حریق پس از زلزله بر اساس سناریو ۳ در شکل (۱۴) نشان داده شده است. همچون سناریوهای قبلی، مقاومت آتش سازه بر اساس یک حریق یکنواخت در یک طبقه در ترازهای بالایی قاب نیز در زمان محدودی از دست رفته و منجر به تخریب طبقه تحت حریق در زمانی در حدود ۱۹/۷ دقیقه شده درحالی که اگر سازه قبل از بار حریق بار زلزله را تجربه کرده باشد به طور میانگین مقاومت آتش سازه، زمان کمتری در حدود ۱۸/۸ دقیقه را نشان می دهد.



شکل «۱۲»: مقاومت در برابر حریق پس از زلزله قاب مهاربندی بر اساس سناریو ۱



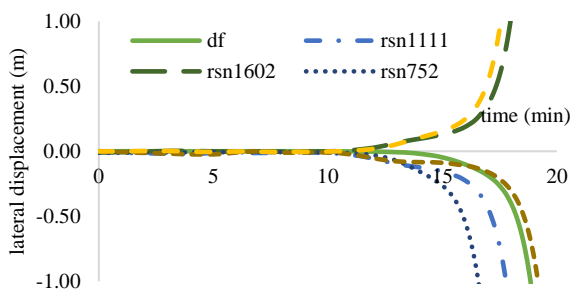
شکل «۱۳»: مقاومت در برابر حریق قاب مهاربندی بر اساس سناریو ۲

همان طور که در شکل (۱۲) دیده می شود، مقاومت در برابر حریق قاب مهاربندی بر اساس سناریو ۱ در حدود ۱۲/۲ دقیقه و همچنین مقاومت در برابر حریق پس از زلزله قاب مهاربندی بر اساس سناریو ۱ به طور میانگین در محدوده ۱۱/۶ دقیقه است؛ بنابراین مقاومت در برابر حریق قاب مهاربندی زمانی که آتش به طور یکنواخت به یک طبقه در ترازپایین ساختمان اعمال می شود، اندکی بیشتر از حالتی است که قاب از قبل تحت زلزله قرار گرفته است.

جابجایی جانبی طبقه چهارم در مقابل زمان بر اساس سناریو ۲ در شکل (۱۳) نشان داده شده است. همان طور که مشاهده می شود، مقاومت در برابر آتش تنها اندکی بیشتر از سناریو قبلی و در حدود ۱۳/۱ دقیقه

نوع بارگذاری	مشخصه رکورد	زمان مقاومت سازه
pef	rsn1111	13 minutes and 6 seconds
	rsn1602	11 minutes and 18 seconds
	rsn752	11 minutes and 24 seconds
	rsn953	11 minutes and 12 seconds
	rsn960	11 minutes and 12 seconds
df	---	12 minutes and 12 seconds

نوع بارگذاری	مشخصه رکورد	زمان مقاومت سازه
pef	rsn1111	13 minutes and 12 seconds
	rsn1602	13 minutes and 6 seconds
	rsn752	13 minutes and 54 seconds
	rsn953	13 minutes and 18 seconds
	rsn960	13 minutes and 18 seconds
df		13 minutes and 6 seconds



نوع بارگذاری	مشخصه رکورد	زمان مقاومت سازه
pef	rsn1111	18 minutes and 42 seconds
	rsn1602	19 minutes and 6 seconds
	rsn752	17 minutes and 30 seconds
	rsn953	20 minutes and 6 seconds
	rsn960	18 minutes and 42 seconds
df		19 minutes and 42 seconds

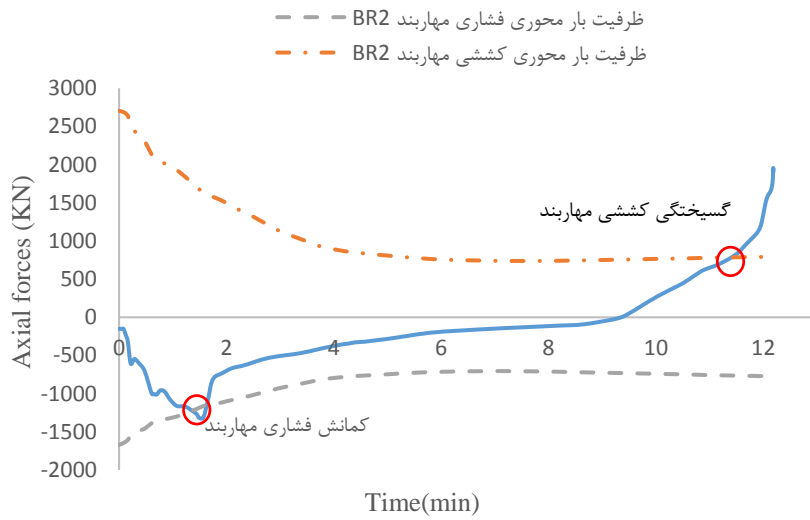
شکل «۱۴»: مقاومت در برابر حریق قاب مهاربندی بر اساس سناریو ۳

ضمن اینکه به دلایلی که در ادامه به آن اشاره شده به علت رفتار فشاری محض برخی مهاربندها، ظرفیت کششی برای آن‌ها در نمودار نشان داده نشده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود در حالت رخداد آتش‌سوزی بدون بار زلزله قبلی با افزایش دما انبساط محوری مهاربندها موجب افزایش نیروی محوری فشاری شده که با رسیدن به بار کمانشی‌شان، مقاومت خود را از دست داده و نیروی محوری فشاری‌شان کاهش می‌یابد. در ادامه با افزایش دما و تغییر شکل‌های نامتقارن سازه و اثر تشدیدکننده P- Δ ، تغییر مکان جانبی نسبی طبقه شروع به افزایش می‌نماید که باعث ایجاد نیروی کششی در برخی مهاربندهایی که از قبل کمانش یافته بودند می‌شود. با افزایش نیروی محوری کششی در مهاربندهای تحت کشش و رسیدن به ظرفیت نهایی کششی، مهاربند دچار گسیختگی شده و پس‌از آن با از دست رفتن مقاومت ستون‌های طبقه تحت حریق، فروریزش کلی طبقه رخ می‌دهد.

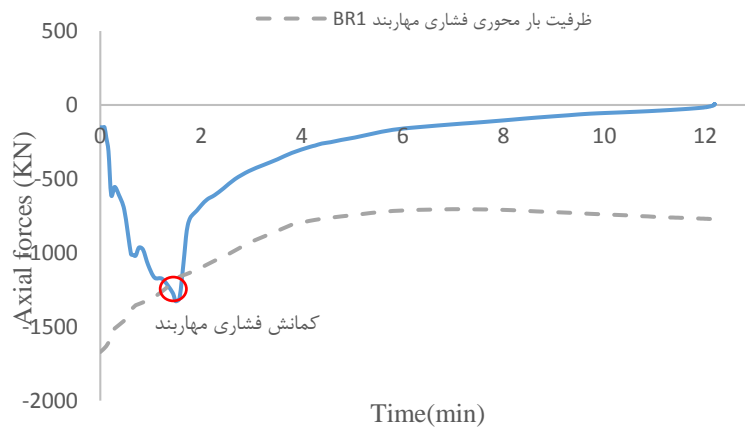
همچنین با بررسی نیروی‌های داخلی مهاربندها در حالت رخداد آتش‌سوزی پس از زلزله، می‌توان دریافت که در اثر زلزله، نیروی داخلی مهاربندها از ظرفیت کششی و فشاری‌شان فراتر رفته و مهاربندها دچار تغییر شکل‌های پلاستیک شده‌اند که این امر ظرفیت باقی‌مانده آن‌ها را در مواجهه با بار آتش کاهش داده و موجب کاهش زمان مقاومتشان در برابر آتش شده است.

با مقایسه زمان مقاومت سازه در برابر حریق در حالت بارگذاری حریق و حالت بارگذاری حریق پس از زلزله می‌توان مشاهده نمود زمان مقاومت سازه در برابر حریق صرف‌نظر از مشخصه رکورد، برای سناریوهای آتش‌سوزی داده‌شده، به‌طور قابل‌توجهی تحت تأثیر اثرات بار زلزله قبل آتش‌سوزی روی سازه قرار نگرفته است. همچنین مشاهده می‌شود اثر نامطلوب رخداد زلزله قبل از حریق به‌صورت کاهش اندک زمان مقاومت آتش، در سناریوهای ۱ و ۳ نمود داشته است که با واریسی تغییر شکل‌های پسماند سازه تحت رکوردهای لرزه‌ای مختلف می‌توان مشاهده کرد که تغییر شکل‌های پلاستیک در اجزای مهاربندی در طبقات پایینی و بالایی متمرکز شده‌اند؛ بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که از دست رفتن مقاومت طبقه تحت بار آتش در طبقاتی که از قبل مهاربندهایشان دچار تغییر شکل‌های پلاستیک پسماند شده، اندکی تسریع یافته است.

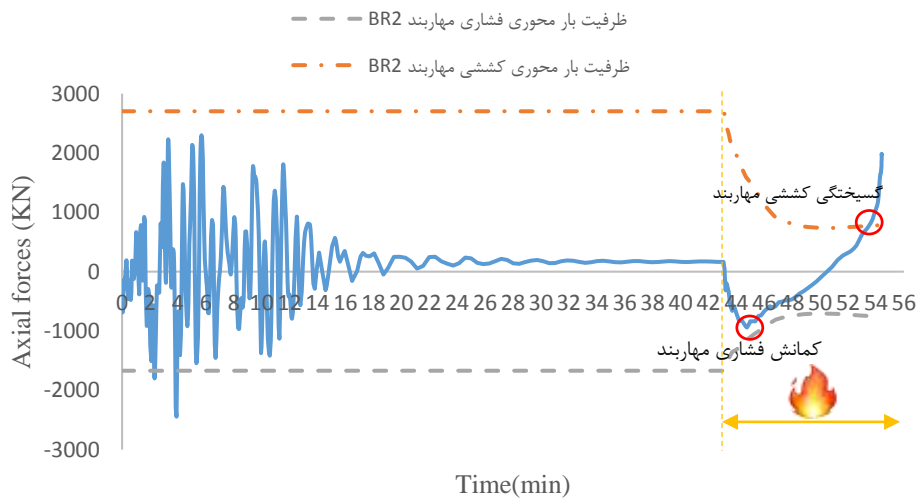
همچنین تاریخچه نیروی‌های محوری داخلی توسعه‌یافته در برخی مهاربندهای حرارت یافته برای سناریو ۱ آتش‌سوزی در دو حالت بار آتش تنها در شکل‌های (۱۵) تا (۱۶) و نیز تحت بار آتش پس از زلزله تحت رکورد زلزله rsn752 در شکل‌های (۱۷) تا (۱۸) نشان داده شده است. برای بررسی رفتار مهاربند، بار کمانش مهاربندها و همچنین ظرفیت کششی مهاربندها مطابق ضوابط AISI [25] محاسبه و در نمودارها مشخص شده است.



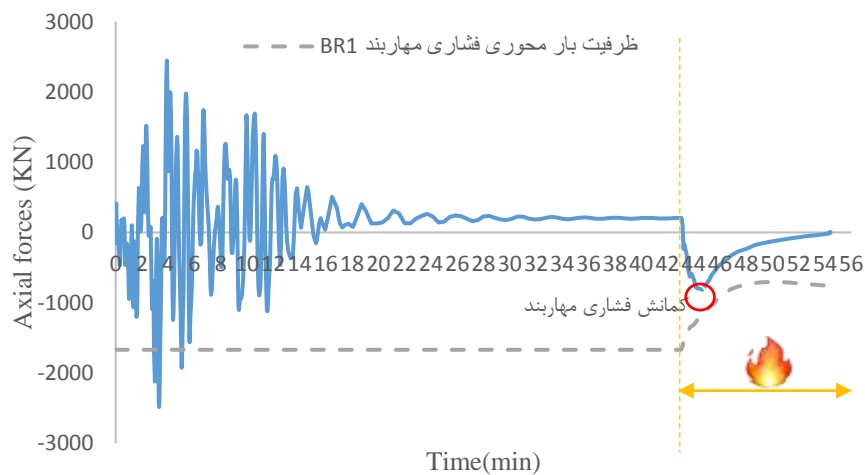
شکل «۱۵»: تاریخچه نیروی محوری داخلی مهاربند BR2 در حین رخداد سناریو ۱ آتش سوزی



شکل «۱۶»: تاریخچه نیروی محوری داخلی مهاربند BR1 در حین رخداد سناریو ۱ آتش سوزی



شکل «۱۷»: تاریخچه نیروی محوری داخلی مهاربند BR2 تحت رکورد rsn752 و سپس سناریو ۱ آتش سوزی



شکل «۱۸»: تاریخچه نیروی محوری داخلی مهاربند BR1 تحت رکورد rsn752 و سپس سناریو ۱ آتش‌سوزی

که از قبل مهاربندهایشان دچار تغییر شکل‌های پلاستیک پسماند شده، اندکی تسریع یافته است.

۳- با بررسی تاریخچه نیروهای داخلی مهاربندهای تحت بار آتش مشخص شد که تغییر شکل‌های نامتقارن سازه و اثر تشدیدکننده $P-\Delta$ باعث تغییر مکان جانبی طبقه تحت حریق و ایجاد نیروی کششی در برخی مهاربندهایی که از قبل تحت حرارت کمانش یافته بودند می‌شود و با رسیدن به ظرفیت نهایی کششی مهاربندهای طبقه تحت حریق، مهاربندهای تحت کشش گسیخته شده و طبقه نرم شکل گرفته و متعاقباً فروریزش کلی طبقه رخ می‌دهد.

۴- همچنین با بررسی زمان مقاومت سازه تحت آتش‌سوزی پس از زلزله و مقاومت سازه تحت آتش‌سوزی تنها در سناریوهای مختلف حریق می‌توان مشاهده نمود که این زمان در ترازهای پایین به مراتب کمتر بوده به این دلیل که با افزایش بار ثقلی در ترازهای پایین‌تر، اثر $P-\Delta$ که عامل مؤثر در تخریب سازه بوده افزایش یافته است. در نتیجه رخداد سناریو حریق پس از زلزله در طبقات پایینی می‌تواند پتانسیل خطر تخریب زودهنگام سازه را به دنبال داشته باشد.

۵- از آنجایی که احتمال کم رخداد آتش‌سوزی در طبقه‌های مختلف به‌طور هم‌زمان وجود دارد، لازم است نتایج آتش‌سوزی تأخیری بررسی شود تا نتایج واقعی‌تر به دست آید.

همچنین با بررسی مقایسه‌ای میان مقاومت اعضای مهاربندی تحت حرارت در شکل‌های (۱۵) تا (۱۸) و همچنین مقاومت کلی سازه در برابر حریق در شکل‌های (۱۲) تا (۱۴) می‌توان دریافت که زمان مقاومت آتش سازه متناسب با زمان گسیختگی کششی مهاربندهای حرارت یافته در انتهای فاز گرم شونده آتش است.

نتیجه‌گیری

در این مقاله یک نمونه قاب مهاربندی بلندمرتبه در معرض آتش‌سوزی پس از زلزله تحت ۵ رکورد زلزله مختلف و همچنین ۳ سناریو حریق مختلف قرار گرفت. همچنین به منظور مقایسه، ۳ سناریو آتش‌سوزی به صورت مستقیم و بدون اعمال زلزله قبلی به سازه اعمال شد.

۱- با مقایسه نتایج مقاومت آتش‌سوزی پس از زلزله سازه تحت رکوردهای مختلف می‌توان مشاهده کرد که در اکثر موارد اعمال رکوردهای مختلف، اختلاف قابل توجهی در مقاومت آتش‌سوزی پس از زلزله ایجاد نکرده است و زمان مقاومت سازه در برابر حریق صرف‌نظر از مشخصه رکورد، برای سناریوهای آتش‌سوزی داده شده نزدیک به زمان مقاومت حریق سازه تحت بارگذاری حریق تنها است.

۲- همچنین با بررسی ارتباط زمان مقاومت سازه با تغییر شکل‌ها پسماند ناشی از زلزله مشاهده شد که از دست رفتن مقاومت طبقه تحت بار آتش در طبقاتی

مراجع

1. Scawthorn, C., J.M. Eiding, and A. Schiff, "Fire following earthquake". ASCE Publications: American Society of Civil Engineers, Technical Council on Lifeline Earthquake Engineering Monograph No. 26, Reston, VA, (2005).
2. Faggiano, B., M. Esposito, and F. Mazzolani. "Risk assessment of steel structures under fire". in *Proc. 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, PR of China, paper*, (2008).
3. Della Corte, G., B. Faggiano, and F. MAZZOLANI. "On the structural effects of fire following an earthquake". in *Improvement of Building's Structural Quality by new Technologies-COST C12 Final Conference Proceedings, Taylor and Francis, London*, (2005).
4. Faggiano, B., M. Esposito, and F. Mazzolani. "Fire analysis on steel portal frames damaged after earthquake according to performance based design". in *Proceedings Workshop Urban Habitat Construction under Catastrophic Events. Czech Republic*, (2007).
5. Faggiano, B., D. De Gregorio, and F. Mazzolani. "Assessment of the robustness of structures subjected to fire following earthquake through a performance-based approach". in *Proc. Int. Conference Urban habitat constructions under catastrophic events (COST C26 Action)*, Naples, Italy. (2010).
6. Zaharia, R. and D. Pinte, "Fire after earthquake analysis of steel moment resisting frames". *J International Journal of Steel Structures*, Vol. 9, No. 4, pp. 275-284, (2009).
7. Memari, M., H. Mahmoud, and B. Ellingwood, "Post-earthquake fire performance of moment resisting frames with reduced beam section connections". *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 103, pp. 215-229, (2014).
8. Behnam, B. and H.R. Ronagh, "Behavior of moment-resisting tall steel structures exposed to a vertically traveling post-earthquake fire". *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, Vol. 23, No. 14, pp. 1083-1096, (2014).
9. Jelinek, T., V. Zania, and L. Giuliani, "Post-earthquake fire resistance of steel buildings". *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 138, pp. 774-782, (2017).
10. "ABAQUS 6.14 Documentation". Dassault Systèmes Simulia Corp, (2014).
11. Behnam, B. and H.R. Ronagh, "Post-Earthquake Fire performance-based behavior of unprotected moment resisting 2D steel frames". *KSCE Journal of Civil Engineering*, Vol. 19 No. 1, pp. 274-284, (2014).
12. ASCE 7-10: Minimum design loads for buildings and other structures, American Society of Civil Engineers, Virginia, US, (2010).
13. EN 1993-1-2, Eurocode3: Design of Steel Structures, Part1-2: GeneralRules- Structural Fire Design, European Committee for Normalization, (2005).

14. FEMA P695: Quantification of building seismic performance factors, Federal Emergency Management Agency, Washington, US, (2009).
15. Rackauskaite, E., P. Kotsovinos, A. Jeffers, and G. Rein, "Structural analysis of multi-storey steel frames exposed to travelling fires and traditional design fires". *Engineering Structures*, Vol. 150, pp. 271-287, (2017).
16. Ryder, N., S. Wolin, and J. Milke, "An investigation of the reduction in fire resistance of steel columns caused by loss of spray-applied fire protection". *Journal of fire protection engineering*, Vol. 12, No. 1, pp. 31-44, (2002).
17. Wang, W.-Y. and G.-Q. Li, "Fire-resistance study of restrained steel columns with partial damage to fire protection". *Fire Safety Journal*, Vol. 44, No. 8, pp. 1088-1094, (2009).
18. Quiel Spencer, E. and E.M. Garlock Maria. "Modeling High-Rise Steel Framed Buildings under Fire". in *ASCE Structures Congress*, (2008).
19. Okazaki, T., D.G. Lignos, T. Hikino, and K. Kajiwara, "Dynamic Response of a Chevron Concentrically Braced Frame", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 139, No. 4, pp. 515-525, (2013).
20. Gupta, A. and H. Krawinkler, "Seismic demands for performance evaluation of steel moment resisting frame structures", Dept. of Civil and Environmental Engineering Stanford Univ, (1999).
21. Harris, J.L. and M.S. Speicher, "NIST.TN.1863-3", (2015).
22. Rubert, A. and P. Schaumann, "Tragverhalten stählerner Rahmensysteme bei Brandbeanspruchung ". *Stahlbau*, Vol. 54, pp. 280-287, September, (1985).
23. Sun, R., Z. Huang, and I.W. Burgess, "Progressive collapse analysis of steel structures under fire conditions", *Engineering Structures*, Vol. 34, pp. 400-413, (2012).
24. Ghosh, S.K., "Assessing ability of seismic structural systems to withstand progressive collapse: design of steel braced frame buildings", The National Institute of Standards and Technology, (2006).
25. ASCE 7-05: Minimum design loads for buildings and other structures, American Society of Civil Engineers, Virginia, US, (2005).
26. ANSI/AISC 341-05: Seismic provisions for structural steel buildings, American Institute of Steel Construction, Chicago, US, (2005).
27. ANSI/AISC 360-05: Specifications for structural steel buildings, American Institute of Steel Construction, Chicago, US, (2005).
28. AISC Steel construction manual, 13th ed, American Institute of Steel Construction, Chicago, US, (2006).
29. International Building Code (IBC), International Code Council, (2006).
30. ASCE/SEI 41-06: Seismic rehabilitation of existing buildings, ASCE Reston, VA, (2007).