Archive of SID

مهندسی عمران شریف، تابستان (۱۴۰۰)
دوره‌ی ۲ - ۳۷، شماره‌ی ۲/۱، ص. ۹۳-۱۰۲، (پژوهشی)

Original Article

اصلاح برش پایه‌ی قاب خمشی فولادی به منظور تأمین سطح ایمنی جانی در آتش‌سوزی پس از زلزله

پیمان پورکرامت (دانشجوی دکتری)
واحد قیاسی * (استادیار)
دانشکده‌ی عمران و معماری، دانشگاه ملایر
بنیامین محبی (دانشیار)
دانشکده‌ی فنی و مهندسی، دانشگاه بین المللی امام خمینی (ره)

در این نوشتار، به مدل‌سازی آتش‌سوزی پس از زلزله در قاب خمشی فولادی پرداخته شده است. در این مدل‌سازی سطوح مختلف شدت حرکت زمین و چندین بازه‌ی زمانی برای خاموش کردن آتش پس از وقوع زلزله در نظرگرفته شده است. سازه‌های ۳ و ۹ طبقه‌ی قاب خمشی فولادی با استفاده از نرم‌افزار OpenSees مدل‌سازی می‌شوند. هم‌چنین سطح عملکرد ایمنی جانی مطابق با آیین‌نامه‌ی FEMA۳۵۶ بررسی می‌شود. پس از اعمال مقیاسی از شتاب نگاشت زلزله و در نظرگرفتن ۶۰ ثانیه ارتعاش آزاد تا میرایی سازه، بار حرارتی تحت منحنی آتش ISO۸۳۴ به اعضای در معرض حرارت اعمال می‌شود. نتایج نشان می‌دهد در سازه‌های ۳ و ۹ طبقه با توجه به سناریوهای آتش‌سوزی درنظر گرفته شده به ترتیب با افزایش ۴/۴ و ۸/۳ درصدی برش پایه، می‌توان میزان مقاومت سازه را برای سطح ایمنی جانی ۱۶۰ ثانیه افزایش داد.

واژگان کلیدی: آتش‌سوزی پس از زلزله، انتقال حرارت، تحلیل حرارتی، طراحی بر اساس عملکرد.

peyman.pourkeramat@stu.malayeru.ac.ir
v.ghiasi@malayeru.ac.ir
mohebi@eng.ikiu.ac.ir

۱. مقدمه

آتش‌سوزی پس از زلزله (PEF)[1] حادثه‌یی است که می‌تواند منجر به بحران شود و به دلیل مشکلات عبور و مرور وسایل نقلیه و امداد و کمک‌رسانی به ساکنان پس از وقوع زلزله، می‌تواند از خود زلزله بحرانی‌تر باشد و خسارات جانی و مالی فراوانی به بار آورد. در آیین‌نامه‌های طراحی نیز با وجود وقوع تاریخچه‌ی وسیعی از آتش‌سوزی‌های پس از زلزله اثر هم‌زمان بار آتش و زلزله در نظر گرفته نشده است. از طرفی در طراحی بر اساس عملکرد سازه‌ها، اعضای سازه‌یی باید برای سطح عملکرد مشخص که بستگی به اهمیت سازه دارد، طراحی شوند که در صورت وقوع آتش‌سوزی پس از زلزله، سطح عملکرد سازه می‌تواند تغییر کند.

سازه‌های فولادی به ویژه به دلیل کاهش مقاومت مکانیکی فولاد در دمای بالا به مراتب در آتش‌سوزی آسیب‌پذیرترند. هم‌چنین با توجه به آنکه در زلزله، سازه و سامانه‌های حفاظتی در برابر آتش ساختمان ممکن است آسیب ببینند، مقاومت سازه در برابر آتش‌سوزی پس از وقوع زلزله بیشتر اهمیت پیدا می‌کند وگاهی خسارات مالی و تلفات جانی به‌علت وقوع آتش‌سوزی پس از زلزله از خود زلزله بیشتر است. در سال‌های گذشته تحقیقات وسیعی در زمینه‌ی رفتار سازه‌های فولادی در آتش‌سوزی پس از زلزله انجام گرفته است.

تامسک[2] و میلک[3] (۱۹۹۳)[1] در مطالعات دو بعدی و رایدر[4] و همکاران[2] (۲۰۰۲) با بررسی سه‌بعدی سازه‌ی فولادی نشان دادند که اگر لایه‌ی حفاظت در برابر آتش در سازه‌ی فولادی آسیب ببیند، به‌طور چشم‌گیری مقاومت در برابر آتش آن سازه کاهش می‌یابد. دلاکورته[5] و همکاران (۲۰۰۳) با بررسی سازه‌ی قاب خمشی فولادی در آتش‌سوزی پس از زلزله نشان دادند که جابه‌جایی نسبی طبقات پارامتر مهمی در کنترل مقاومت در برابر آتش‌سوزی سازه است.[3]

قلهکی و نوری (۲۰۱۲) با مدل‌سازی دیوار برشی سه‌طبقه و اعمال بار آتش در طبقه‌ی اول آن، به بررسی اثر آتش بر پایداری دیوار برشی فولادی با ورق نازک پرداختند. از نتایج تحلیل اجزای محدود، معادلاتی برای تعیین مقاومت و سختی الاستیک دیوار برشی بر حسب دما به‌دست آوردند و مقاومت و سختی کشسانی پانل را برای تنش‌های تسلیم و ضخامت‌های مختلف بررسی کردند.[4]

بهنام و رونق[5] (۲۰۱۴) رفتار یک ساختمان ۱۰ طبقه‌ی قاب خمشی فولادی طراحی شده بر اساس آیین‌نامه‌ی FEMA۳۵۶ [6] برای سطح عملکرد ایمنی جانی را در آتش‌سوزی پس از زلزله بررسی کردند. در این تحقیق از منحنی آتش طبیعی

* نویسنده مسئول
تاریخ: دریافت ۱۳۹۹/۴/۲۱، اصلاحیه ۱۳۹۹/۷/۸، پذیرش ۱۳۹۹/۷/۲۰.
DOI:10.24200/J30.2020.56242.2814

www.SID.ir

Archive of SID

برای اعمال بار آتش استفاده شده است و سه سناریوی آتش‌سوزی که شروع آتش از طبقه‌ی اول و طبقه‌ی چهارم و طبقه‌ی هفتم است، در نظرگرفته شده است. هم‌چنین دو حالت انتقال آتش در طبقات، یکی برای انتقال سریع آتش در طبقات (انتقال آتش با تأخیر ۵ دقیقه) و دیگری برای انتقال کند آتش در طبقات (انتقال آتش با تأخیر ۱۵ دقیقه) در نظرگرفته شده است. برای مقایسه‌ی بین نتایج، یک آتش‌سوزی هم‌زمان در طبقات نیز مدل‌سازی شده است. نتایج نشان می‌دهد که مقاومت سازه در آتش‌سوزی پس از زلزله در آتش‌سوزی هم‌زمان و آتش‌سوزی با انتقال سریع در طبقات بسیار کمتر از آتش‌سوزی با انتقال کند در طبقات است. طبق نتایج به‌دست آمده فروپاشی قاب در آتش‌سوزی با انتقال کند در مرحله‌ی خنک شدن رخ می‌دهد، در حالی که در سناریوهای دیگر قاب در مرحله‌ی گرمایش دچار فرو ریزش می‌شود و در نهایت بیان شد که مقررات بیشتری در آیین‌نامه‌ها نه‌تنها برای PEF بلکه برای کاهش سرعت انتقال آتش بین طبقات باید در نظرگرفته شود.

معماری و همکاران[۷] (۲۰۱۴)، عملکرد قاب خمشی فولادی با اتصالات کاهش‌یافته در مقطع تیر را در آتش‌سوزی پس از زلزله بررسی کردند. در این تحقیق که با استفاده از نرم‌افزار ABAQUS [۸] انجام شده است، سه قاب خمشی فولادی ۳ و ۹ و ۲۰ طبقه در ۵ زلزله‌ی حوزه‌ی نزدیک و ۵ زلزله‌ی حوزه‌ی دور برای دو سناریوی گسترش آتش یک‌سوم و دوسوم ارتفاع ساختمان در آتش‌سوزی پس از زلزله بررسی شدند. حاصل این تحقیقات، مقایسه‌ی سطح عملکرد سازه در سناریوهای بیان شده با سطح عملکرد آن‌ها در زلزله است.

قلهکی و پاچیده (۲۰۱۵) به بررسی سه شاخص خسارت پارک و انگ[۶]، شاخص تغییر شکل جانبی و آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰ در سازه‌های با دیوار برشی پرداختند. با مقایسه‌ی این شاخص‌های خسارت در قاب‌های مختلف مشخص شد که سازه‌ی دودهانه نسبت به یک‌دهانه در سطح عملکرد یکسان توانایی تحمل بار بیشتری دارد و هم‌چنین مشخص شد با شاخص خسارت جابه‌جایی، سازه‌های کمتری را می‌توان در ناحیه‌ی آستانه‌ی فروریزش طبقه‌بندی کرد.[۹]

خراسانی و همکاران[۱۰] (۲۰۱۵)، مدل‌سازی آتش‌سوزی پس از زلزله را با استفاده از نرم‌افزار OpenSees [۱۱] بررسی کردند. مقایسه‌یی بین سازه‌ی مدل شده در OpenSees با مصالح حرارتی اصلاح شده و نرم‌افزار SAFIR [۱۲] برای دو قاب فولادی و یک ستون فولادی انجام شد و پس از اعتبارسنجی نتایج، قاب ۹ طبقه‌ی فولادی برای حالات فقط آتش‌سوزی و آتش‌سوزی پس از زلزله ارزیابی شد. نتایج نشان داد که با مدل‌سازی سازه توسط مواد حرارتی اصلاح شده در OpenSees، می‌توان رفتار سازه را در آتش‌سوزی پس از زلزله با دقت بسیار بالا مدل‌سازی کرد.

بهنام (۲۰۱۶) در تحقیقی دیگر[۱۳] عملکرد سازه‌ی ۷ طبقه‌ی قاب خمشی فولادی نامنظم در ارتفاع را در آتش‌سوزی تنها و آتش‌سوزی پس از زلزله بررسی کرد و در مقایسه با آن سازه‌ی منظمی را مطابق با همان سازه‌ی نامنظم نیز بررسی کرد. از نتایج تحلیل مشخص شد که سازه‌ی نامنظم در ارتفاع، با تحلیل PEF نسبت به سازه‌ی منظم حساس‌تر است و با درنظرگرفتن دو نوع شکست محلی (ناشی از خیز تیر) و شکست کلی (ناشی از حرکت جانبی ستون‌ها) نتیجه گرفت که بیشتر شکست اتفاق افتاده در سازه‌ی نامنظم به صورت شکست کلی است. سعیدی و همکاران (۲۰۱۷) روش تحلیل استاتیکی غیرخطی مودال را برای ارزیابی سازه‌ها، با بارگذاری انفجار بررسی کردند. آنها فرمول جدیدی برای تحلیل مودال سازه‌ها با بار انفجار ارائه دادند و روش تحلیل استاتیکی غیرخطی مودال برای بار زلزله را برای تحلیل سازه‌ها با بار انفجار ارائه دادند.[۱۴]

بهنام (۲۰۱۸)، با مدل‌سازی سازه‌ی قاب خمشی ۱۰ طبقه فولادی با طول دهانه‌های ۶ متر و ۷٫۵ متر و با نسبت بازشوهای مختلف، شکست سازه‌های قاب خمشی بلند در آتش‌سوزی طبیعی را بررسی کرد. در این تحقیق که با استفاده از نرم‌افزار SAFIR انجام شده است، عملکرد سازه‌هایی که تحت بار ثقلی و زلزله طراحی شده‌اند با سازه‌هایی که فقط تحت بارهای ثقلی طراحی شده‌اند، در برابر آتش‌سوزی مقایسه شده است.[۱۵] پاچیده و همکاران (۲۰۱۹) شاخص‌های خسارت را در قاب‌های با دیوار برشی فولادی نازک و قاب خمشی ویژه با ارتفاع‌های مختلف بررسی کردند. مشاهدات نشان داد که شاخص خسارت برای سیستم‌های باربر جانبی دیوار برشی فولادی در قاب‌های با ارتفاع بیشتر منجر به نتایج بهتری در مقایسه با قاب‌های دیگر می‌شود.[۱۶]

مرادی و همکاران (۲۰۱۹) به ارزیابی زمان شکست احتمالی قاب فولادی ۷ طبقه در معرض بار آتش در سناریوی فروریزش پیش‌رونده پرداختند. نتایج حاصل از این تحقیق نشان داد با افزایش بار آتش مقاومت در سازه‌ها کاهش می‌یابد و حذف ناگهانی دو ستون در مقایسه با یک ستون و وقوع آتش‌سوزی پس از آن، احتمال فروریزش در سازه را بسیار افزایش می‌دهد. هم‌چنین در حذف یک ستون خرابی سازه به‌صورت موضعی است، حال آن که در حذف دو ستون فروپاشی پیش‌رونده و خرابی کلی در سازه اتفاق می‌افتد.[۱۷] حال پس از بررسی تاریخچه‌ی مطالعات در زمینه‌ی آتش‌سوزی پس از زلزله، در این تحقیق به بررسی سطح عملکرد ایمنی جانی در سازه‌های قاب خمشی فولادی در آتش‌سوزی پس از زلزله برای سناریوهای مختلف آتش‌سوزی پرداخته شده است و به منظور تأمین سطح عملکرد ایمنی جانی، برش پایه‌ی طراحی سازه‌ی مورد بررسی، برای زمان‌های مختلف آتش‌سوزی پس از زلزله اصلاح شده است.

۲. مدل‌سازی آتش‌سوزی پس از زلزله

سازه‌های استفاده شده در این مطالعه شامل دو سازه‌ی ۳و ۹ طبقه SAC[۱۸] با سیستم قاب خمشی ویژه هستند که بر اساس آیین‌نامه‌ی UBC۱۹۹۴ [۱۹] و برای شهر لس‌آنجلس در ایالت کالیفرنیا طراحی شده‌اند و دارای پلان منظم و سیستم باربر جانبی قاب خمشی محیطی‌اند. تنش تسلیم فولاد در تیرها و ستون‌ها به‌ترتیب (ksi) ۴۹٫۲ و (ksi) ۵۷٫۶ و مدول یانگ (ksi) ۲۹۰۰۰ است.

بار مرده‌ی طبقات و بام به ترتیب (psf) ۸۶ و (psf) ۸۳ و بار زنده در طبقات و بام (psf) ۲۰ در نظرگرفته شده است. مشخصات تیرها و ستون‌های این سازه‌ها مطابق شکل ۱ است و جزئیات بیشتر مربوط به این سازه‌ها در نشریه‌ی FEMA۳۵۵C [۲۰] آورده شده است. این سازه‌ها ابتدا تحت مقیاسی از زلزله‌های مشخص قرار گرفته‌اند و سپس با فرض ۶۰ ثانیه ارتعاش آزاد پس از زلزله تا میرایی سازه، بار آتش به آنها اعمال شده است و تحلیل PEF انجام گرفته است.

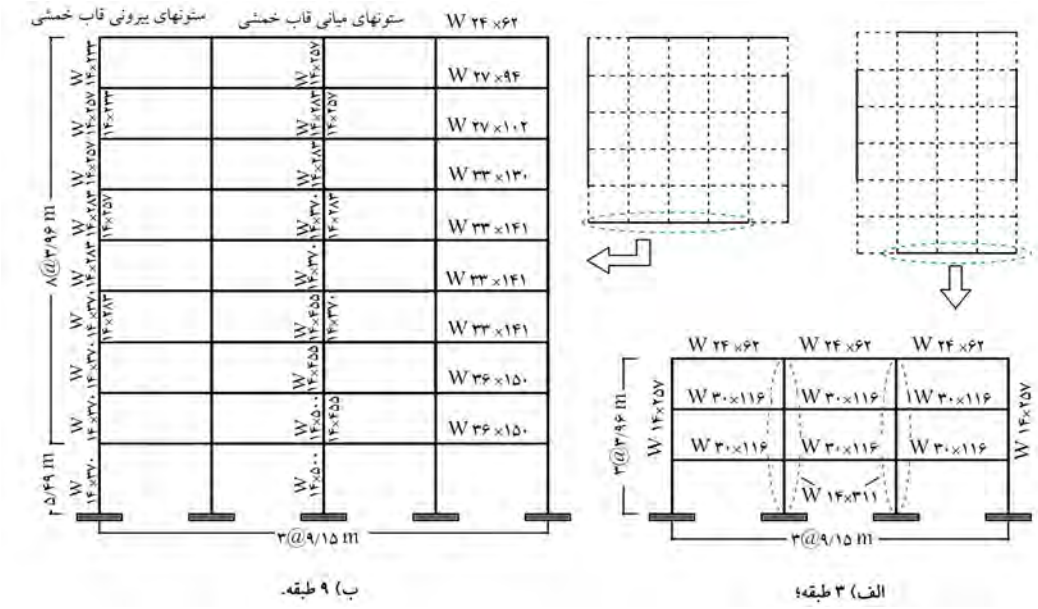
برای مدل‌سازی آتش‌سوزی پس از زلزله، مراحل زیر انجام می‌گیرد:

۱. انتخاب سناریوی زلزله به‌عنوان بار ورودی برای طراحی لرزه‌یی که شامل انتخاب یک شتاب نگاشت زلزله یا بار معادل لرزه‌یی و انجام تحلیل لرزه‌یی سازه بر اساس آن است.

۲. انتخاب سناریوی آتش به‌عنوان بار ورودی برای تحلیل سازه در برابر آتش که شامل انتخاب موقعیت محفظه‌ی آتش در قاب، تعریف منحنی کامل دما ـ زمان آتش و انجام تحلیل انتقال گرما برای توسعه‌ی منحنی دما ـ زمان بر روی اجزای سازه‌یی در معرض آتش و سپس انجام تحلیل سازه در برابر آتش بر اساس آن

www.SID.ir

Archive of SID



ب) ۹ طبقه.

الف) ۳ طبقه؛

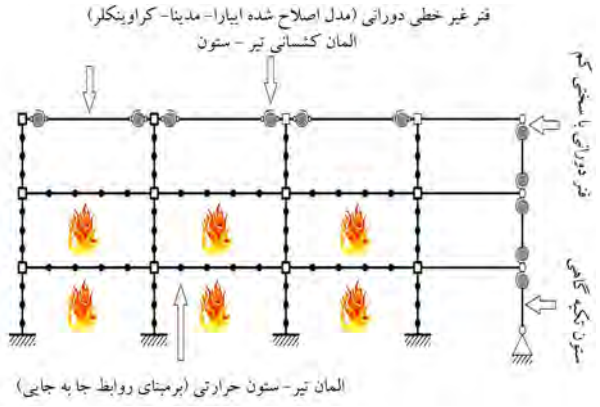
شکل ۱. مشخصات قاب.

است. در مرحله‌ی تحلیل لرزه‌یی سقف باید در طول زلزله به صورت دیافراگم عمل کند؛ ولی در مرحله‌ی تحلیل در برابر آتش، باید نسبت به آزادسازی قیدها در سقف اقدام شود تا اجازه‌ی انبساط حرارتی به نقاط داده شود.[۱۰] در این تحقیق نسبت به تحلیل پی‌درپی حرارتی و سازه‌یی با استفاده از نرم‌افزار OpenSees اقدام می‌شود و تحلیل انتقال حرارت نیز توسط این نرم‌افزار انجام می‌شود.

۳. مدل‌سازی سازه

در این تحقیق برای مدل‌سازی و انجام تحلیل‌های مربوطه از نرم‌افزار متن‌باز شبیه‌ساز مهندسی زلزله OpenSees استفاده شده است. با توجه به آنکه در حال حاضر در نرم‌افزار OpenSees برای تحلیل حرارت در تیر ـ ستون‌ها فقط جزء حرارتی Ther-mal disp Beam Column قابل استفاده است[۱۰]، در مدل‌سازی ستون‌ها، رفتار غیرخطی ستون‌ها به صورت پلاستیسیته‌ی گسترده و با استفاده از جزء تیر ستون با فرمول تغییر مکانی مدل‌سازی شده است. با توجه به آنکه در اجزای با فرمول‌بندی تغییر مکانی، سختی خطی است، برای بالا بردن دقت و رسیدن به انحنای واقعی، ستون‌ها به ۱۰ قسمت تقسیم شده‌اند. پنج مقطع انتگرال‌گیری در طول جزء تیر ـ ستون در نظرگرفته شده است. در هر یک از این مقاطع، فایبرها دارای منحنی تنش ـ کرنش با رفتار دوخطی‌اند که با مصالح Steel۰۲Thermal مدل‌سازی شده‌اند.

در مدل‌سازی تیرها به دو صورت عمل شده است، مدل‌سازی در تیرهایی که تحت حرارت قرار گرفته‌اند، همانند مدل‌سازی ستون‌ها با جزء Thermal disp Beam Column در نرم‌افزار انجام شده است. در این حالت تیرها به پنج قسمت تقسیم می‌شوند و پنج مقطع انتگرال‌گیری در طول جزء تیر ـ ستون در نظر گرفته می‌شود. در تیرهایی که تحت حرارت نیستند، رفتار غیرالاستیک در تیرها به‌صورت پلاستیسیته‌ی متمرکز با درنظرگرفتن دو فنر غیرخطی دورانی در دو انتها و یک جزء کشسانی تیر ـ ستون در بین آن‌ها به صورت سری مدل‌سازی شده است. رفتار غیرخطی فنرهای دورانی با استفاده از مدل اصلاح شده‌ی ایبارا ـ مدینا ـ کراوینکلر[۷] تعیین شده است و پارامترهای مربوط به این مدل با استفاده از روابط ارائه



شکل ۲. طرح‌واره‌ی مدل‌سازی قاب ۳ طبقه در نرم‌افزار OpenSees برای آتش‌سوزی در طبقات اول و دوم به‌صورت هم‌زمان.

شده توسط لیگنوس[۸] و کراوینکلر محاسبه شده‌اند.[۲۱] اثرات مرتبه دوم (P-delta) ستون‌های ثقلی، با استفاده از ستون تکیه‌گاهی[۹] کنار قاب در نظرگرفته شده است (شکل ۲).

همان‌طورکه در شکل ۲ دیده می‌شود، ستون تکیه‌گاهی با استفاده از اجزای تیر ـ ستون با ممان اینرسی و سطح مقطع بزرگ (صدبرابر سطح مقطع و ممان اینرسی بزرگ‌ترین ستون ثقلی) مدل‌سازی شده است که به وسیله‌ی فنر دورانی با سختی بسیارکم به گره‌هایی در تراز طبقات متصل می‌شود. هر یک از این گره‌ها به وسیله‌ی یک خرپای صلب به قاب متصل شده‌اند. با توجه به اینکه سازه در جهت اعمال بار جانبی دارای دو قاب مقاوم در برابر نیروی جانبی است، سهم بار ثقلی نیمی از ستون‌های غیر باربر جانبی ساختمان در هر طبقه، به ستون تکیه‌گاهی در آن طبقه وارد می‌شود. هم‌چنین به منظور درنظرگرفتن نواحی انتهای صلب در تیرها و ستون‌ها، از اجزای صلب در تیرها و ستون‌ها استفاده می‌شود. طول هر یک از اجزای صلب در تیر و ستون برابر با نصف ارتفاع مقطع است. برای دیافراگم سقف در مدل از خرپای صلب استفاده می‌شود که پس از اتمام بارگذاری لرزه‌یی نسبت به حذف این خرپاها در سقف‌هایی که تحت حرارت قرار می‌گیرند، اقدام می‌شود.

www.SID.ir

Archive of SID

جدول ۱. مشخصات شتاب نگاشت‌های اعمال شده به سازه.

	مکان زلزله	سال	بزرگا (M)	نام ایستگاه	نام فایل
۱	منجیل	۱۹۹۰	۷/۴	آب‌بر	ABBAR-L
۲	دوزجه[10]	۱۹۹۹	۷/۱	بولو[11]	BOL۰۰۰
۳	لاندرز[12]	۱۹۹۲	۷/۳	کول واتر[13]	CLW-LN
۴	نورثریج[14]	۱۹۹۴	۶/۷	کنیون کانتری دبلیوال سی[15]	LOS۰۰۰
۵	نورثریج	۱۹۹۴	۶/۷	بورلی هیلزمالهال[16]	MUL۰۰۹
۶	سان‌فرناندو[17]	۱۹۷۱	۶/۶	لاـهالیووا ستور[18]	PEL۰۹۰
۷	فریولی[19]	۱۹۷۶	۶/۵	تولمزو[20]	A-TMZ۰۰۰

۴. بارگذاری لرزه‌یی

در بارگذاری لرزه‌یی، هفت شتاب نگاشت مطابق جدول ۱ که از پایگاه اطلاعاتی PEER [22] گرفته شده‌اند، به صورت مقیاس شده تا سطح عملکرد ایمنی جانی مطابق با آیین‌نامه‌ی FEMA۳۵۶ [6] به سازه اعمال می‌شوند.

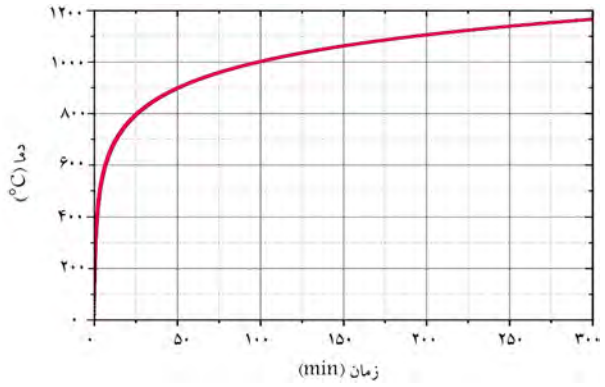
با توجه به بررسی سازه در مقیاس ماکرو جابه‌جایی نسبی طبقات بررسی می‌شود. جابه‌جایی نسبی طبقات مطابق با FEMA۳۵۶ برای سازه‌ی قاب خمشی فلزی ۲٫۵ درصد در نظر گرفته شده است و مقیاس‌های زلزله‌هایی که بیشترین جابه‌جایی نسبی طبقات در سازه‌ی تحت آن‌ها، کمتر از این مقدار است به سازه اعمال می‌شوند. نسبت میرایی ۵ درصد در نظر گرفته شده است.

۵. بارگذاری حرارتی

چندین روش برای محاسبه‌ی عملکرد حرارتی حاصل از آتش‌سوزی داخل محفظه وجود دارد. این روش‌ها یا بر اساس مطالعات آزمایشگاهی با استفاده از آتش‌سوزی‌های پارامتری موسوم به «منحنی‌های دما و زمان» مانند موارد ذکرشده در استاندارد بین‌المللی ISO۸۳۴ [23] و ASTM E۱۱۹ [24] هستند یا همانند موارد اعلام شده در ASCE/ESI [25] از «آتش‌سوزی‌های طبیعی» تبعیت می‌کنند که شامل مرحله‌ی خنک شدن هستند.

مرحله‌ی خنک شدن بر اساس این فرض است که پس از گذشت مدت زمانی از آتش‌سوزی، هوا یا مواد قابل احتراق کمتری در دسترس خواهند بود و بدین ترتیب دما یا بار آتش کاهش می‌یابد. این فرض در مورد آتش‌سوزی قبل از وقوع زلزله با فرض بازشوهای بسته واقعی‌تر است. با این حال، در ساختمان‌هایی که قبلاً در اثر زلزله خسارت دیده بودند، احتمال شکستن پنجره بسیار زیاد است، پس الگوی پیشرفت آتش در مقایسه با آتش «طبیعی» متفاوت است.

در نتیجه، برای بار آتش در زمان وقوع آتش‌سوزی پس از زلزله توصیه‌ی جدی می‌شود که از منحنی بدون ناحیه‌ی سرد شدن استفاده شود[26] که در این صورت حساسیت پاسخ سازه به بار آتش نادیده گرفته می‌شود تا مقاومت سازه در برابر بار PEF به‌درستی تعیین شود.[27] برای این تحقیق از منحنی دما ـ زمان ISO۸۳۴ بدون فاز خنک‌کننده استفاده می‌شود که رابطه‌ی دما ـ زمان آن مطابق با معادله‌ی ۱ است.[23]



شکل ۳. منحنی آتش مطابق با ISO۸۳۴.

$$T = ۳۴۵log_{۱۰}(۸t + ۱) + T_۰ \quad (۱)$$

که در آن t زمان بر حسب دقیقه و $T_۰$ و T به ترتیب دمای محیط و دما در زمان t بر حسب درجه‌ی سانتیگراد هستند (شکل ۳).

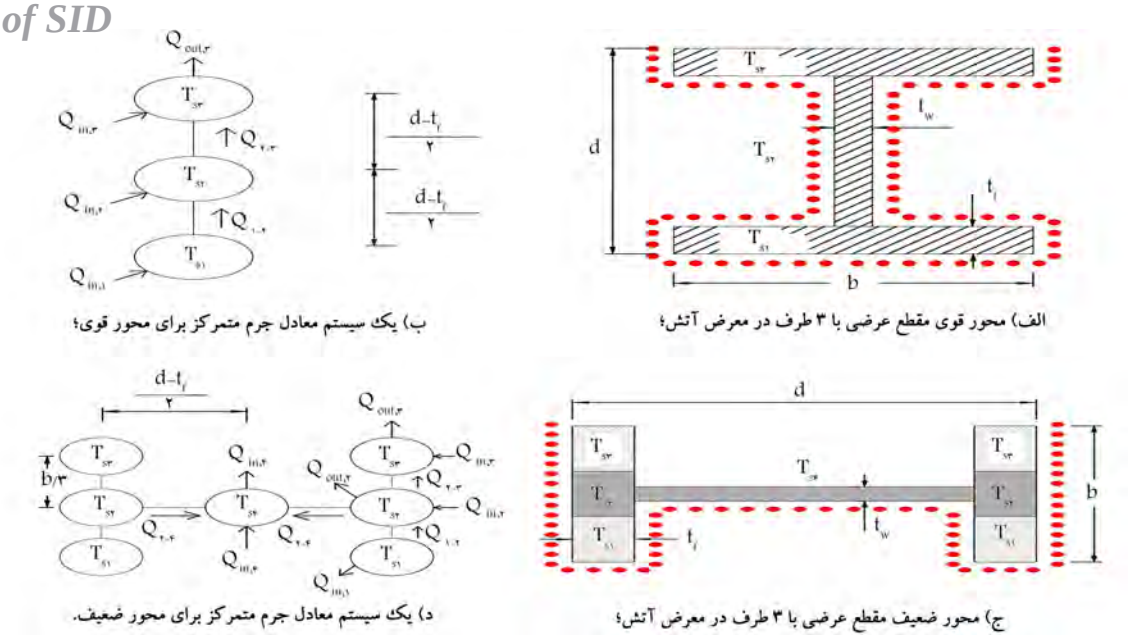
۶. تحلیل انتقال حرارت [21] در OpenSees

مدل انتقال حرارت برای پیش‌بینی دمای نقاط مختلف پروفیل فولادی، در شرایط آتش استاندارد و طبیعی با فرض گسترش کامل آتش استفاده می‌شود. با توجه به آن‌که اثر انتقال حرارت همرفتی کوچک است و ضریب انتقال حرارت هم‌رفتی ۲۰-۲۵ وات بر متر مربع ـ کلوین توصیه می‌شود[28]، در این تحقیق این ضریب ۲۵ وات بر متر مربع ـ کلوین در نظر گرفته شده است.

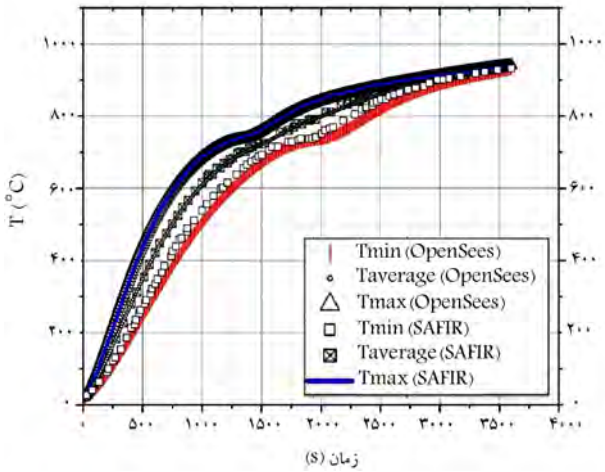
مدل‌سازی انتقال حرارت در تیر و ستون‌های داخل محفظه‌ی آتش می‌تواند با توجه به وجوه در معرض آتش در پروفیل، به‌صورت حل فرم بسته[22] با درنظر گرفتن چند جرم متمرکز در سطح مقطع پروفیل برای حالت بدون دال[29] و با دال بتنی[28] روی تیر انجام گیرد (شکل ۴). همان‌طور که در شکل ۴ دیده می‌شود در این حالات جان و بال‌ها به‌صورت جرم‌های متمرکز در نظرگرفته شده‌اند و با استفاده از قانون بقای انرژی، انتقال حرارت بین نقاط انجام می‌شود. در این شکل انتقال حرارت از آتش به جرم‌های متمرکز در معرض آتش (Q_{in}) و انتقال حرارت از جرم متمرکز به دمای محیط یا دال بتنی (Q_{out}) و انتقال حرارت بین جرم‌های متمرکز مورد بررسی ($Q_{۳-۴}$ و $Q_{۲-۳}$ و $Q_{۱-۲}$) نشان داده شده است. سطوح در معرض

www.SID.ir

Archive of SID



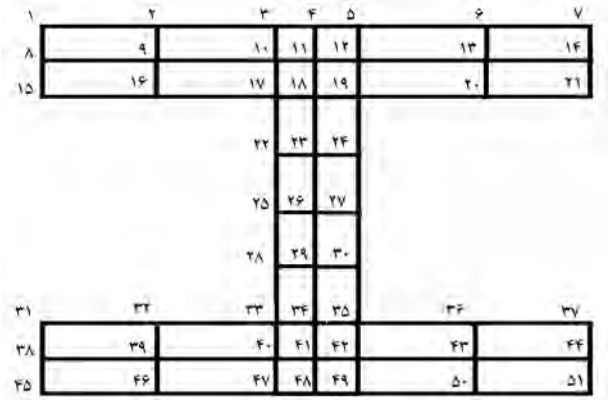
شکل ۴. روش فرم بسته برای تحلیل حرارتی.[۲۹]



شکل ۵. بیشینه، میانگین و کمینه‌ی دمای پروفیل تیر UB ۸۲٫۰ ۵۳۰ در معرض منحنی آتش ISO ۸۳۴ در سه طرف (بدون دال).

آتش با نقطه‌چین در کنار آن وجه مشخص شده است. در حالتی که محور قوی در معرض آتش است، سه جرم متمرکز درنظرگرفته شده است، ولی در حالتی که محور ضعیف در معرض آتش قرار می‌گیرد، مجموعاً هفت جرم در نظرگرفته شده است که سه جرم موجود در بال‌ها مشترک هستند. با توجه به اضافه شدن ماژول‌های انتقال حرارت در نرم‌افزار OpenSees امکان انجام تحلیل انتقال حرارت در این نرم‌افزار میسر شده است.

برای اعتبارسنجی تحلیل انتقال حرارت در OpenSees پروفیل تیر UB۸۲٫۰ ۵۳۰ (بدون دال)[۳۰] که سه طرف آن در معرض آتش استاندارد قرار گرفته است، در نرم‌افزار OpenSees مش‌بندی شده و تحلیل انتقال حرارت انجام شده است و نتایج تحلیل انتقال حرارت به‌صورت حداقل و متوسط و بیشینه‌ی دمای پروفیل در زمان‌های مختلف با نرم‌افزار SAFIR مقایسه شده است (شکل ۵). همان‌طور که در شکل ۵ مشخص است در حالت متوسط و بیشینه‌ی دمای پروفیل، نتایج انتقال حرارت دو نرم‌افزار کاملاً یکسان است.



شکل ۶. مش‌بندی مقطع پروفیل و نقاط گرادیان حرارتی برای تحلیل انتقال حرارت در نرم‌افزار OpenSees.

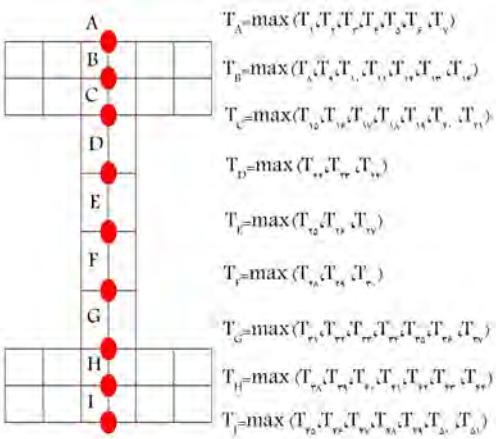
در حال حاضر گرادیان حرارتی در ارتفاع مقطع را می‌توان به‌صورت ۲ نقطه‌یی، ۵ نقطه‌یی و ۹ نقطه‌یی در نرم‌افزار OpenSees تعریف کرد. در این تحقیق با مش‌بندی پروفیل مطابق شکل (۶)، تحلیل انتقال حرارت، به روش اجزای محدود با حل معادلات حاکم گذرا توسط نرم‌افزار انجام می‌شود. با انجام مش‌بندی در ۵۱ نقطه مطابق با شکل و تحلیل انتقال حرارت برای تیرها و ستون‌های در معرض آتش، مقادیر دما در این نقاط به‌دست خواهد آمد.

با توجه به موقعیت قاب خمشی پیرامونی مطابق با شکل ۱ در پلان سازه‌ی ۳ طبقه و ۹ طبقه، ستون خارجی قرار گرفته در کنج ساختمان در صورت آتش‌سوزی در هر طبقه از دو طرف در معرض آتش است و ستون خارجی سمت دیگر از سه‌طرف در معرض آتش است. ستون‌های داخلی و تیرهای هر طبقه نیز در صورت آتش‌سوزی در هر طبقه، از ۳ طرف در معرض آتش‌اند. در شکل ۷ نتایج تحلیل انتقال حرارت برای ۳ پروفیل با توجه به سطح در معرض آتش‌بودن آن پروفیل، در زمان ۸۸۰ ثانیه آتش‌سوزی نشان داده شده است.

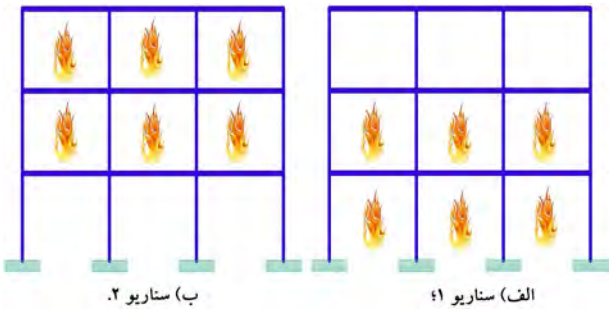
با تحلیل انتقال حرارت، برای اعمال بار حرارتی با گرادیان ۹ نقطه‌یی در نرم‌افزار opensees با توجه به مش‌بندی انجام شده مطابق شکل ۶ ، بیشینه‌ی دما در نقاط

www.SID.ir

Archive of SID

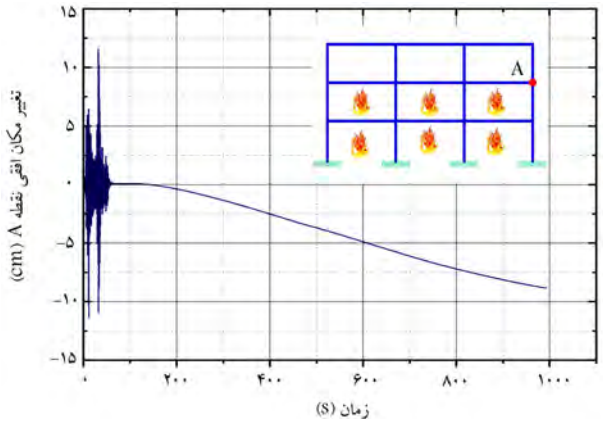


شکل ۸. نقاط درنظرگرفته شده در ارتفاع پروفیل برای اعمال گرادیان حرارت ۹ نقطه‌یی در نرم‌افزار Opensees.



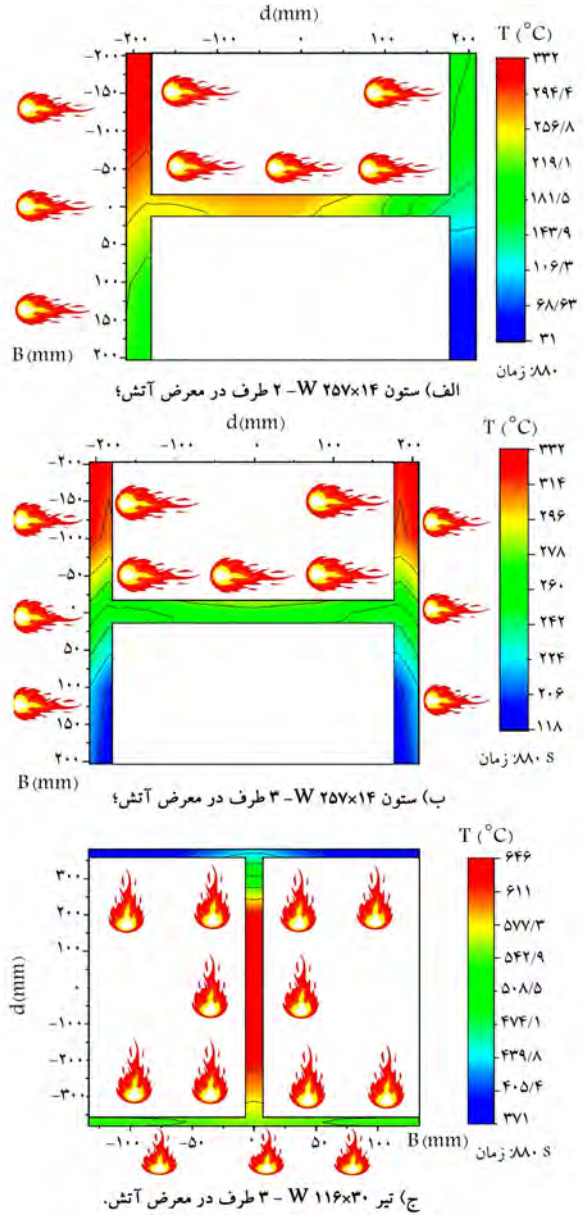
الف) سناریو ۱؛ ب) سناریو ۲.

شکل ۹. سناریوی آتش در سازه‌ی ۳ طبقه.



شکل ۱۰. تغییر مکان نقطه A تحت شتاب نگاشت مقیاس شده زلزله آب بر منجیل با $S_a(T_1)$ برابر ۰٫۸۱g و سپس آتش سوزی سناریو ۱ تا ۸۸۰ ثانیه.

صورت هم‌زمان (سناریوی ۱) و هم‌چنین طبقات دوم و سوم به‌صورت هم‌زمان (سناریوی ۲) در نظرگرفته شد. پس از اعمال زلزله، ۶۰ ثانیه ارتعاش آزاد برای میرا شدن سازه در نظرگرفته شده است. در شکل ۱۰ تغییر مکان افقی نقطه‌ی A، تحت شتاب نگاشت مقیاس شده زلزله‌ی آب‌بر منجیل برای $S_a(T_1)$ برابر $0.81g$ و اعمال ۶۰ ثانیه ارتعاش آزاد پس از آن و سپس آتش‌سوزی تا زمان ۸۸۰ ثانیه در طبقات اول و دوم (سناریو ۱) نشان داده شده است. با توجه به آن‌که این تغییر شکل ماندگار در زلزله‌های مختلف متفاوت است، در تحلیل به‌هم پیوسته‌ی لرزه‌یی ـ حرارتی اثر این تغییر شکل در نقاط مختلف در نظرگرفته می‌شود.



شکل ۷. نتایج تحلیل انتقال حرارت.

هر خط افقی مش، همانند شکل ۸ در وسط آن خط در نظرگرفته شده است و به عنوان بار حرارتی به پروفیل تیرها و ستون‌های تحت حرارت اعمال می‌شود.

۷. تجزیه و تحلیل نتایج حاصل از تحلیل آتش‌سوزی پس از زلزله

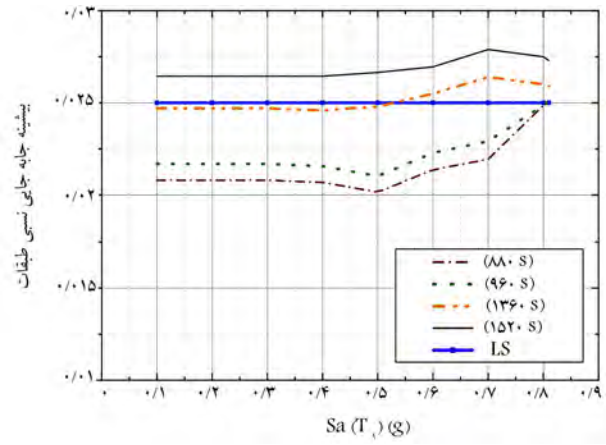
آتش‌سوزی پس از زلزله در سازه‌ی ۳ و ۹ طبقه‌ی SAC، در مقیاس‌های مختلف زلزله برای زمان‌های مختلف آتش‌سوزی طبق منحنی آتش ISO۸۳۴، با درنظر گرفتن سناریوهای مختلف آتش‌سوزی بررسی شد.

۱.۷. سازه‌ی ۳ طبقه

در سازه‌ی ۳ طبقه مطابق شکل ۹ دو سناریوی آتش‌سوزی طبقات اول و دوم به

www.SID.ir

Archive of SID



شکل ۱۱. بیشینه‌ی جابه‌جایی نسبی طبقات تحت شتاب نگاشت مقیاس شده‌ی زلزله‌ی آب‌بر منجیل و زمانه‌یی مختلف آتش‌سوزی سناریوی ۱.

تحلیل آتش‌سوزی پس از زلزله، برای سناریوی ۱ آتش‌سوزی در سازه‌ی ۳ طبقه (شکل ۹) برای مدت زمان‌های ۸۸۰ و ۹۶۰ و ۱۳۶۰ و ۱۵۲۰ ثانیه آتش‌سوزی انجام شده است. با درنظرگرفتن جابه‌جایی نسبی طبقات تحت زلزله به میزان ۲/۵ درصد برای سطح ایمنی جانی قاب خمشی فولادی مطابق با FEMA۳۵۶، بیشینه‌ی جابه‌جایی نسبی بین طبقات در آتش‌سوزی پس از زلزله برای مقیاس‌های مختلف زلزله تا این سطح تعیین شده است.

در شکل ۱۱ بیشینه‌ی جابه‌جایی نسبی طبقات تحت شتاب نگاشت مقیاس شده‌ی زلزله‌ی آب‌بر منجیل و زمان‌های مختلف آتش‌سوزی (سناریوی ۱) آورده شده است. تا مؤلفه‌ی طیف شبه شتاب در زمان تناوب مود اول سازه $Sa(T_1)$ که جابه‌جایی نسبی طبقات تحت زلزله به سطح ایمنی جانی (۲/۵ درصد) می‌رسد، این مقادیر بررسی شده است.

همان‌طورکه در شکل ۱۱ مشاهده می‌شود، این سازه‌ی طبقه در مدت زمان‌های ۸۸۰ و ۹۶۰ ثانیه آتش‌سوزی پس از زلزله در سطح ایمنی جانی باقی می‌ماند، ولی در مدت زمان ۱۳۶۰ ثانیه آتش‌سوزی در صورتی‌که $Sa(T_1)$ بالاتر از ۰/۵۵g تحت شتاب نگاشت زلزله‌ی آب‌بر منجیل شود، سازه از سطح ایمنی جانی خارج می‌شود. در حالی‌که برای مدت زمان ۱۵۲۰ ثانیه آتش‌سوزی پس از زلزله مشاهده می‌شود که برای تمام مقیاس‌های این زلزله، سازه از سطح ایمنی جانی خارج شده است (جدول ۲).

همان‌طورکه در جدول ۲ مشخص شده است، در تحلیل آتش‌سوزی پس از زلزله در مقیاس‌های مختلف شتاب نگاشت زلزله‌ی آب‌بر منجیل و ۱۵۲۰ ثانیه آتش‌سوزی پس از زلزله در سناریوی آتش‌سوزی پیش‌فرض، برای $Sa(T_1)$ برابر ۰/۷g، بیشینه‌ی جابه‌جایی نسبی طبقات در آتش‌سوزی پس از زلزله ۰/۰۲۷۹ است که بالاتر از سطح ایمنی جانی درنظرگرفته شده برای سازه خواهد بود. با توجه به خروج سازه از سطح ایمنی جانی در مدت زمان‌های ۱۳۶۰ و ۱۵۲۰ ثانیه آتش‌سوزی پس از زلزله در شتاب نگاشت‌های مورد بررسی، در جدول ۳ مقادیر بیشینه‌ی جابه‌جایی نسبی طبقات در آتش‌سوزی پس از زلزله برای ۷ شتاب نگاشت مورد بررسی، آورده شده است.

همان‌طورکه در جدول ۳ مشخص است بیشینه‌ی جابه‌جایی نسبی طبقات تحت PEF در مقیاس‌های مختلف هفت‌شتاب نگاشت مورد بررسی، برای ۱۳۶۰ و ۱۵۲۰ ثانیه آتش‌سوزی به‌ترتیب ۰/۰۲۶۶ و ۰/۰۲۸ است. اکنون با داشتن بیشینه‌ی جابه‌جایی نسبی طبقات در آتش‌سوزی پس از زلزله و بیشینه‌ی جابه‌جایی

جدول ۲. جابه‌جایی نسبی طبقات در مقیاس‌های مختلف شتاب‌نگاشت زلزله‌ی آب‌بر منجیل و ۱۵۲۰ ثانیه‌آتش‌سوزی پس از زلزله در سناریوی ۱.

$(S_a)T_1$ (g)	بیشینه‌ی جابه‌جایی نسبی	
	(eq)	(PEF-۱۵۲۰S)
۰/۱	۰/۰۰۲۷۷۶	۰/۰۲۶۴۴۹
۰/۲	۰/۰۰۵۵۵۸	۰/۰۲۶۴۴۹
۰/۳	۰/۰۰۸۳۴	۰/۲۶۴۴۹
۰/۴	۰/۰۱۱۲۸۰	۰/۰۲۶۴۴۸
۰/۵	۰/۰۱۴۴۸	۰/۰۲۶۶۵۶
۰/۶	۰/۰۱۷۹	۰/۰۲۶۹۵۵
۰/۷	۰/۰۲۱۸۹	۰/۰۲۷۹
۰/۸	۰/۰۲۴۸۷	۰/۰۲۷۵
۰/۸۱	۰/۰۲۵۹	۰/۰۲۷۳

جدول ۳. مقادیر بیشینه‌ی جابه‌جایی نسبی طبقات تحت PEF در سناریوی ۱.

ایستگاه شتاب‌نگاشت	جابه‌جایی نسبی طبقات	
	(PEF-۱۳۶۰S)	(PEF-۱۵۲۰S)
آب‌بر	۰/۰۲۶۴	۰/۰۲۷۹
بولو	۰/۰۲۶۳	۰/۰۲۷۷۸
کول واتر	۰/۰۲۶۲۸	۰/۲۷۷
کنیون کانتری ـ دبلیو ال سی	۰/۰۲۵۲۸	۰/۰۲۶۶
بورلی هیلز ـ مالهال	۰/۰۲۵۳	۰/۰۲۶۷
لا ـ هالیوود استور	۰/۰۲۵۹	۰/۰۲۶۹
تولمزو	۰/۰۲۶۶	۰/۰۲۸۰

نسبی طبقات مجاز برای سطح ایمنی جانی سازه‌ی قاب خمشی فولادی که ۰/۰۲۵ است، می‌توان $Sa(T_1)$ مقیاسی از شتاب نگاشتی که سازه‌ی تحت زلزله فقط به مقادیر بیشینه‌ی جابه‌جایی نسبی تحت PEF خواهد رسید، را حساب کرد. در جدول ۴ مقادیر $Sa(T_1)$ مربوط به بیشینه‌ی تغییر مکان نسبی طبقات برابر ۰/۰۲۵ و ۰/۰۲۶۶ و ۰/۰۲۸ تحت بار زلزله، برای ۷ شتاب نگاشت جدول ۱، آورده شده است.

با میانگین‌گیری و نرمال کردن آن، میانگین $Sa(T_1)$ برای بیشینه‌ی جابه‌جایی نسبی طبقات به میزان ۰/۰۲۵ (سطح ایمنی جانی) برابر ۱ فرض می‌شود که بر اساس آن میانگین $Sa(T_1)$ مربوط به بیشینه‌ی جابه‌جایی نسبی طبقات معادل ۰/۰۲۶۶ (بیشینه‌ی جابه‌جایی نسبی برای ۱۳۶۰ ثانیه آتش‌سوزی پس از زلزله) برابر با ۱/۰۹۵ خواهد شد. هم‌چنین میانگین $Sa(T_1)$ مربوط به بیشینه‌ی جابه‌جایی نسبی طبقات معادل ۰/۰۲۸ (بیشینه‌ی جابه‌جایی نسبی طبقات برای ۱۵۲۰ ثانیه آتش‌سوزی پس از زلزله) برابر با ۱/۱۳۹ خواهد شد.

به عبارت دیگر با توجه به نسبت مستقیم رابطه‌ی برش پایه با مؤلفه‌ی طیف شبه شتاب در زمان تناوب مود اول سازه $Sa(T_1)$، در صورتی‌که بخواهیم این سازه‌ی ۳ طبقه‌ی مورد بررسی، مقادیر ۱۳۶۰ و ۱۵۲۰ ثانیه آتش‌سوزی پس از زلزله را در سناریوی ۱ آتش‌سوزی تحمل کند و در سطح ایمنی جانی باقی بماند، باید به‌ترتیب

www.SID.ir

Archive of SID

جدول ۴. مقادیر $S_a(T_1)(g)$ مربوط به بیشینه‌ی جابه‌جایی نسبی طبقات در زلزله در سازه‌ی ۳ طبقه.

$S_aT_1\ Eq\ (g)$						
بیشینه‌ی جابه‌جایی نسبی	سناریو آتش‌سوزی ۱			سناریو آتش‌سوزی ۲		
	۰٫۰۲۵	۰٫۰۲۶۶	۰٫۰۲۸	۰٫۰۲۵	۰٫۰۲۶۷	۰٫۰۲۷۶
Eq۱	۰٫۸۱	۱٫۰۹	۱٫۱۳	۰٫۶۸	۰٫۹۴	۱
Eq۲	۰٫۹۷	۱٫۰۶	۱٫۱۲	۰٫۱۲	۱٫۱۷	۱٫۱۹۵
Eq۳	۰٫۷۷	۰٫۷۹	۰٫۸۱	۰٫۸۶	۰٫۹۱	۰٫۹۲۵
Eq۴	۰٫۸۹	۰٫۹۳	۰٫۹۸	۰٫۶۹	۰٫۷۱۵	۰٫۷۳
Eq۵	۰٫۹۸	۱٫۰۴	۱٫۰۸	۱٫۰۵	۱٫۱۰۵	۱٫۱۳۵
Eq۶	۰٫۶۴	۰٫۶۷	۰٫۷	۰٫۷۹	۰٫۸۸	۰٫۸۹
Eq۷	۰٫۸۳	۰٫۸۷	۰٫۸۹	۰٫۸۵	۰٫۸۸۵	۰٫۹۰۶
میانگین	۰٫۸۴۱۴	۰٫۹۲۱۴	۰٫۹۵۸۵	۰٫۸۶۲۹	۰٫۹۴۳۶	۰٫۹۶۸۷
نرمالیز میانگین	۱	۱٫۰۹۵	۱٫۱۳۹	۱	۱٫۰۹۳۵	۱٫۱۲۲۶

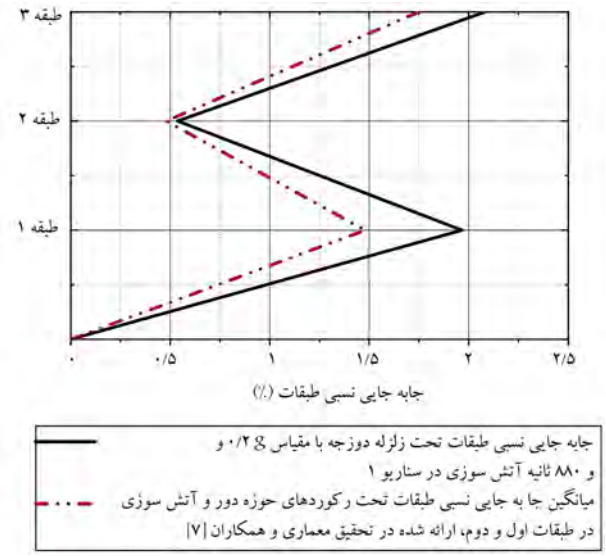
۹٫۵ و ۱۳٫۹ درصد برش پایه‌ی آن در طراحی افزایش یابد. درحقیقت با توجه به اختلاف مدت زمان آتش‌سوزی درنظرگرفته شده، با افزایش ۴٫۴ درصدی برش پایه، ۱۶۰ ثانیه میزان مقاومت سازه تا سطح ایمنی جانی برای سناریوی آتش‌سوزی درنظرگرفته‌شده افزایش می‌یابد.

با درنظرگرفتن سناریوی ۲ آتش‌سوزی در سازه‌ی ۳ طبقه، سازه در مدت زمان‌های ۸۸۰ و ۹۶۰ و ۱۳۶۰ و ۱۵۲۰ ثانیه آتش‌سوزی پس از زلزله در سطح ایمنی جانی باقی می‌ماند. دو زمان ۱۶۸۰ و ۱۸۴۰ ثانیه آتش‌سوزی پس از زلزله نیز مورد بررسی قرار گرفت. سازه‌ی ۳ طبقه در سناریوی ۲ آتش‌سوزی در تحلیل PEF تحت مقیاس‌های مختلف شتاب‌نگاشت‌های اعمالی و زمان‌های ۱۶۸۰ و ۱۸۴۰ ثانیه آتش‌سوزی، به‌ترتیب به بیشینه‌ی جابه‌جایی نسبی طبقات ۰٫۰۲۶۷ و ۰٫۰۲۶۷ می‌رسد. با داشتن بیشینه‌ی جابه‌جایی نسبی طبقات تحت آتش‌سوزی پس از زلزله و بیشینه‌ی جابه‌جایی نسبی طبقات مجاز برای سطح ایمنی جانی سازه‌ی قاب خمشی فولادی که ۰٫۰۲۵ است، می‌توان $S_a(T_1)$ مقیاسی از شتاب نگاشتی که سازه‌ی تحت زلزله فقط به مقادیر بیشینه‌ی جابه‌جایی نسبی تحت PEF خواهد رسید، را حساب کرد (جدول ۴). با محاسبه‌ی میانگین و نرمال کردن آن مقادیر $S_a(T_1)$ مربوط به بیشینه‌ی تغییر مکان نسبی طبقات برابر ۰٫۰۲۵ و ۰٫۰۲۶۷ و ۰٫۰۲۷۶ تحت بار زلزله، برای مدل‌سازی سازه بر اساس سناریوی ۲ آتش‌سوزی سازه‌ی ۳ طبقه آورده شده است.

در نتیجه درصورتی که بخواهیم این سازه‌ی ۳ طبقه‌ی مورد بررسی، مقادیر ۱۶۸۰ و ۱۸۴۰ ثانیه آتش‌سوزی پس از زلزله را در سناریوی ۲ تحمل کند و در سطح ایمنی جانی باقی بماند، باید به‌ترتیب ۹٫۳۵ و ۱۲٫۲۶ درصد برش پایه‌ی آن در طراحی افزایش یابد. با توجه به اختلاف مدت زمان آتش‌سوزی درنظرگرفته شده، با افزایش ۲٫۹۱ درصدی برش پایه، ۱۶۰ ثانیه میزان مقاومت سازه تا سطح ایمنی جانی برای سناریوی آتش‌سوزی درنظرگرفته شده افزایش می‌یابد.

۱.۱.۷. مقایسه با نتایج سایر محققان

برای مقایسه با نتایج سایر محققان، با توجه به تفاوت در بار لرزه‌یی و بار آتش اعمالی نتایج تحلیل آتش‌سوزی پس از زلزله می‌تواند متفاوت باشد. در این بخش نتایج بیشینه‌ی تغییر مکان نسبی در سازه‌ی ۳ طبقه تحت زلزله دوزجه با مقیاس $S_a(T_1)$ برابر $0.2g$ و ۸۸۰ ثانیه آتش‌سوزی (سناریوی ۲) با نتایج میانگین بیشینه‌ی تغییر



شکل ۱۲. مقایسه جابه‌جایی نسبی طبقات در سازه‌ی ۳ طبقه با نتایج ارائه شده در تحقیق معماری و همکاران.

مکان این سازه در آتش‌سوزی پس از زلزله‌ی درنظرگرفته شده در تحقیق معماری و همکاران[۷] (در زلزله‌های حوزه‌ی دور همراه اعمال منحنی آتش طبیعی در طبقات اول و دوم) مقایسه شد.

همان‌طور که در شکل ۱۲ دیده می‌شود، بیشینه‌ی تغییر مکان نسبی طبقات در طبقه‌ی سوم (یک طبقه بالاتر از سناریوی آتش‌سوزی درنظرگرفته شده) بیشتر از طبقات دیگر است که با نتایج معماری و همکاران مطابقت دارد.

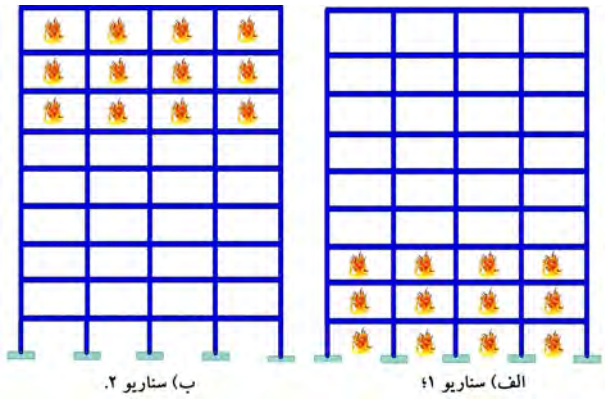
۲.۷. سازه‌ی ۹ طبقه

در سازه‌ی ۹ طبقه مطابق با شکل ۱۳ دو سناریوی آتش‌سوزی ۳ طبقه‌ی پایین به‌صورت هم‌زمان (سناریوی ۱) و هم‌چنین ۳ طبقه‌ی بالا به‌صورت هم‌زمان (سناریوی ۲) در نظرگرفته شد.

با درنظر گرفتن مدت زمان‌های آتش‌سوزی ۶۴۰ و ۷۲۰ و ۸۰۰ و ۹۶۰

www.SID.ir

Archive of SID



شکل ۱۳. سناریو آتش‌سوزی در سازه ۹ طبقه.

ثانیه آتش‌سوزی پس از زلزله مشخص می‌شود که سازه‌ی ۹ طبقه در سناریوی ۱ آتش‌سوزی در دو دمای ۶۴۰ و ۷۲۰ ثانیه در سطح ایمنی جانی باقی می‌ماند، ولی در مدت زمان‌های ۸۰۰ و ۹۶۰ ثانیه از سطح ایمنی جانی عبور می‌کند و در سناریوی ۲ آتش‌سوزی همین سازه در زمان ۹۶۰ ثانیه در مقیاس‌های مختلف هفت شتاب نگاشت اعمالی به بیشینه‌ی جابه‌جایی نسبی طبقه ۰٫۰۲۵ می‌رسد که سطح ایمنی جانی است.

با توجه به بحرانی بودن سناریوی ۱ در مقیاس‌های مختلف هفت شتاب نگاشت اعمالی در سازه‌ی ۹ طبقه و مدت زمان‌های ۸۰۰ و ۹۶۰ ثانیه آتش‌سوزی پس از زلزله برای سناریوی ۱ آتش‌سوزی، بیشینه‌ی جابه‌جایی نسبی طبقات ۰٫۰۲۶۸ و ۰٫۰۲۹۳ در سازه ایجاد می‌شود. همان‌طورکه پیش‌ترگفته شد در صورتی‌که مقادیر $S_a(T_1)(g)$ که زلزله این بیشینه‌ی جابه‌جایی نسبی را به تنهایی ایجاد می‌کند را به‌دست آوریم می‌توانیم نسبت به اصلاح برش پایه برای تأمین سطح ایمنی جانی اقدام کنیم. با میانگین‌گیری و نرمال‌کردن میانگین مطابق با جدول ۵ با توجه به اختلاف مدت زمان آتش‌سوزی درنظرگرفته شده، با افزایش ۸٫۳ درصدی برش پایه، ۱۶۰ ثانیه میزان مقاومت سازه تا سطح ایمنی جانی برای سناریوی آتش‌سوزی درنظرگرفته شده افزایش می‌یابد.

جدول ۵. مقادیر $S_a(T_1)$ مربوط به بیشینه‌ی جابه‌جایی نسبی طبقات در زلزله (جابه‌جایی نسبی طبقات ایجاد شده در سناریوی ۱ آتش‌سوزی در سازه‌ی ۹ طبقه).

بیشینه‌ی جابه‌جایی نسبی	۰٫۰۲۵	۰٫۰۲۶۸	۰٫۰۲۹۳
Eq۱	۰٫۲۵	۰٫۲۸۵	۰٫۳۰۵
Eq۲	۰٫۳۵۵	۰٫۳۷	۰٫۳۹
Eq۳	۰٫۲	۰٫۲۱	۰٫۲۲۵
Eq۴	۰٫۴۴	۰٫۴۷	۰٫۵۱۵
Eq۵	۰٫۲۷	۰٫۲۸۵	۰٫۳۲
Eq۶	۰٫۲۱۵	۰٫۲۲	۰٫۲۳
Eq۷	۰٫۳۳	۰٫۳۴۵	۰٫۳۷
میانگین	۰٫۲۹۴	۰٫۳۱۲	۰٫۳۳۶
نرمالیز میانگین	۱	۱٫۰۶	۱٫۱۴۳

۸. نتیجه‌گیری

در این تحقیق با تحلیل آتش‌سوزی پس از زلزله در سازه‌های ۳ طبقه و ۹ طبقه‌ی قاب خمشی فولادی، مشخص شد که این سازه‌ها به سناریوهای آتش‌سوزی کلی در طبقات پایین حساس‌ترند و در این سناریوها جابه‌جایی نسبی بیشینه بین طبقات بیشتر می‌شود. با توجه به اختلاف مدت زمان آتش‌سوزی درنظر گرفته شده، در سازه‌ی ۹ طبقه برای سناریوی آتش‌سوزی در سه طبقه، با افزایش ۸٫۳ درصدی برش پایه، ۱۶۰ ثانیه میزان مقاومت سازه تا سطح ایمنی جانی افزایش می‌یابد. و در سازه‌ی ۳ طبقه برای سناریوی آتش‌سوزی در دو طبقه، با افزایش ۴٫۴ درصدی برش پایه، ۱۶۰ ثانیه میزان مقاومت سازه تا سطح ایمنی جانی افزایش می‌یابد. در نهایت نتیجه‌گیری می‌شود، در طراحی سازه می‌توان با توجه به مدت زمان لازم برای خاموش‌کردن آتش پس از زلزله، برش پایه را اصلاح کرد و به سطح عملکرد ایمنی جانی در آتش‌سوزی پس از زلزله رسید.

پانوشت‌ها

1. Post earthquake fire (PEF)
2. Tomecek
3. Milke
4. Ryder
5. Della Corte
6. Park and Ang
7. Ibarra-Medina-Krawinkeler Model
8. Lignos
9. leaning column
10. Duzce
11. Bolu
12. Lamders
13. cool water
14. Northridge
15. Canyon country-WLC
16. Baverly Hills-Mulhol
17. San Fernando
18. La-Holly Wood Stor
19. Friuli
20. Tolmezzo
21. heat transfer
22. closed form solution

منابع (References)

1. Tomecek, D.V. and Milke, J.A. "A study of the effect of partial loss of protection on the fire resistance of steel columns", *Fire Technology*, **29**(1), pp. 3-21 (1993).
2. Ryder, N.L., Wolin, S.D. and Milke, J.A. "An investigation of the reduction in fire resistance of steel columns caused by loss of spray-applied fire protection", *Journal of Fire Protection 31-44 (2002). Engineering*, **12**(1), pp.
3. Mazzolani, F. "Post-earthquake Della Corte, G., Landolfo, R. and fire resistance of moment resisting steel frames", *Fire Safety Journal*, **38**(7), pp. 593-612 (2003).
4. Gholhaki, M. and Nouri, Y. "Stability and lateral resistance of steel plate shear wall in fire condition",

www.SID.ir

Archive of SID

Third Conference of Steel Structure, Tehran (In Persian) (2012).

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. Prestandard, F. "commentary for the seismic rehabilitation of buildings (FEMA356)", Washington, DC: Federal Emergency Management Agency, 7 (2000).
7. Memari, M., Mahmoud, H. and Ellingwood, B. "Post-earthquake fire performance of moment resisting frames with reduced beam section connections", *Journal of Constructional Steel Research*, **103**, pp. 215-229 (2014).
8. ABAQUS User's Manual, "Version 6.5, hibbitt, karlsson and sorensen", Inc., Pawtucket, RI (2004).
9. Gholhaki, M., Pachideh, G. "Investigating of damage indexes results due to presence of shear wall in building with various stories and spans", *Int J Rev Life Sci*, **5**(1), pp. 992-997 (2015).
10. Khorasani, N.E., Garlock, M.E. and Quiel, S.E. "Modeling steel structures in OpenSees: Enhancements for fire and multi-hazard probabilistic analyses", *Computers & Structures*, **157**, pp. 218-231 (2015).
11. Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M.H. and et al. OpenSees Command Language Manual Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center, 264 (2006).
12. Mason, J. "User's manual for Franssen, J.-M., Kodur, V. and SAFIR-2001: a computer program for analysis of structures submitted to the fire", University of Liege, Belgium (2000).
13. Behnam, B. "Structural response of vertically irregular tall moment-resisting steel frames under pre-and post-earthquake fire", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, **25**(12), pp. 543-557 (2016).
14. Saedi Daryan, A., Soleimani, S. and Ketabdari, H. "A modal nonlinear static analysis method for assessment of structures under blast loading", *Journal of Vibration and Control*, **24**(16), pp. 3631-3640 (2018).
15. Behnam, B. "Failure sensitivity analysis of tall moment-resisting structures under natural fires", *International Journal of Civil Engineering*, **16**(12), pp. 1771-1780 (2018).
16. Pachideh, G., Gholhaki, M. and Saedi Daryan, A. "Analyzing the damage index of steel plate shear walls using pushover analysis", *Structures*, pp. 437-451 (2019).
17. Moradi, M., Tavakoli, H. and Abdollahzadeh, G. "Probabilistic assessment of failure time in steel frame subjected to fire load under progressive collapses scenario", *Engineering Failure Analysis*, **102**, pp. 136-147 (2019).
18. Venture, S.J. Proceedings of the Invitational Workshop on Steel Seismic Issues. Report No. SAC 94-01 ,Los Angeles,CA. (1994).
19. B.S.S.C. UBC, "Edition NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings", Federal Emergency Management Agency (1994).
20. Krawinkler, Hstate of art report on systems performance of moment resisting steel frames subject to earthquake ground shaking. FEMA 355c (2000).
21. Lignos, D.G. Krawinkler, H. "Deterioration modeling of steel components in support of collapse prediction of steel moment frames under earthquake loading", *Journal of Structural Engineering*, **137**(11), pp. 1291-1302 (2010).
22. Ancheta, T., Darragh., R., Stewart J. and et al. KOTTKE A, Boore D PEER NGA-West2 Database, PEER Report 2013/03, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley (2013).
23. I. ISO. "834: Fire resistance tests-elements of building construction", International Organization for Standardization, Geneva, Switzerland (1999).
24. ASTM. "Standard test methods for determining effects of large hydrocarbon pool fires on structural members and assemblies", ASTM E1529-06 (2006).
25. ASCE. "Minimum design loads for buildings and other structures", SEI/ASCE 7-05. American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia (2006).
26. Tanaka, T. "Performance-based fire safety design of a high-rise office building", *Presented at Proceedings of Pacific Rim Conference and Second International Conference on Performance-Based Codes and Fire Safety Design Meth* (1998).
27. Moradi, M., Tavakoli, H. and Abdollahzadeh, G. "Sensitivity analysis of the failure time of reinforcement concrete frame under postearthquake fire loading", *Structural Concrete*, **21**(2), pp. 625-641 (2020).
28. Ghojel, J.I. and Wong, M. "Three-sided heating of I-beams in composite construction exposed to fire", *Journal of Constructional Steel Research*, **61**(6), pp. 834-844 (2005).
29. Quiel, S.E. and Garlock, M.E. "Closed-form prediction of the thermal and structural response of a perimeter column in a fire", *The Open Construction and Building Technology Journal*, **4**(1), pp. (2010).
30. Lewis, K.R. "Fire design of steel members", (2000).

www.SID.ir