

### چکیده

زلزله‌های شدید ممکن است باعث وقوع آتش‌سوزی‌های گسترده در سازه‌ها شوند. در شرایط پس از زلزله عواملی چون بروز تغییر مکان‌های پسماند در طبقات سازه، افزایش شدت آتش و آسیب‌دیدگی پوشش‌های ضد حریق مقاومت سازه را در برابر آتش کاهش می‌دهد. روش و الزامات طراحی لرزه‌ای سازه‌ها می‌تواند تأثیر زیادی بر مقاومت آنها در برابر آتش داشته باشد. در این مقاله، عملکرد سازه‌های قاب خمشی فولادی متوسط و ویژه تحت آتش پس از زلزله مورد مقایسه قرار می‌گیرد. برای این منظور، دو قاب خمشی فولادی ۵ و ۱۰ طبقه با پوشش ضد حریق در دو حالت ویژه و متوسط طراحی شده و تحت بارگذاری آتش استاندارد و آتش طبیعی در شرایط پس از زلزله قرار می‌گیرند. برای بارگذاری لرزه‌ای، دو سطح خطر زلزله طرح<sup>۱</sup> و زلزله خیلی شدید<sup>۲</sup> در نظر گرفته شده است. بر اساس نتایج به دست آمده، کاهش زمان مقاومت نمونه‌های قاب خمشی ویژه<sup>۳</sup> ناشی از اعمال بارهای لرزه‌ای با هر دو سطح خطر طرح کمتر از ۲۱ درصد است. در حالی که زلزله‌های خیلی شدید باعث کاهش ۷۵ درصدی در زمان مقاومت سازه‌های قاب خمشی متوسط<sup>۴</sup> می‌شوند، کاهش مقاومت این سازه‌ها در مقابل زلزله طرح کمتر از ۱۹ درصد برآورد شده است. همچنین، نتایج تحلیل‌ها نشان می‌دهد که زلزله‌های خیلی شدید ممکن است باعث خرابی قاب‌های خمشی متوسط تحت آتش طبیعی پس از زلزله شوند، در حالی که قاب‌های خمشی ویژه قادر به تحمل بار آتش طبیعی در شرایط پس از زلزله می‌باشند.

**واژگان کلیدی:** آتش پس از زلزله، آتش استاندارد، آتش طبیعی، سطوح عملکردی، قاب خمشی فولادی.

## ارزیابی عملکرد سازه‌های قاب خمشی فولادی متوسط و ویژه تحت آتش پس از زلزله

محسن گرامی (نویسنده مسئول)

دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران،  
mgerami@semnan.ac.ir

پوریا میرزائی

دانشجوی دکتری مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران

### ۱- مقدمه

قابل توجهی بر کاهش خطرپذیری آن داشته باشد [۴]. پس از یک زلزله شدید ممکن است تغییر مکان‌های ماندگاری در سازه باقی بماند (خرابی هندسی) که خود باعث ایجاد نیروهای اضافی در اعضای سازه ناشی از اثر  $P-\Delta$  می‌شود. همچنین در محل تشکیل مفاصل پلاستیک در اعضای سازه ناشی از بارهای زلزله، تغییر مکان‌های زیاد در این نواحی موجب آسیب‌دیدگی پوشش ضد حریق می‌شود. چنین سازه‌ای در برابر آتش آسیب‌پذیرتر از قبل می‌شود. در این شرایط، عواملی چون کمبود منابع آب و یا کاهش فشار آب، تراکم ترافیک، عدم کارکرد صحیح سیستم‌های ضد حریق و کمبود نیروهای

عوامل متعددی وجود دارند که ممکن است باعث بروز آتش‌سوزی شوند اما تجربه آتش‌سوزی‌ها در سراسر دنیا این نکته را تأیید می‌کند که زلزله یکی از مهم‌ترین عوامل بروز آتش‌سوزی‌ها بوده است [۱]. آتشی که پس از زلزله گسترش پیدا می‌کند ممکن است بسیار فاجعه‌بارتر از خود زلزله باشد [۲]. بحث آتش پس از زلزله در دهه‌های اخیر و پس از زلزله‌های بزرگی چون نورتریج (۱۹۹۴) و کوبه ژاپن (۱۹۹۵) بیشتر مورد توجه قرار گرفت [۳]. مطالعاتی که در زمینه کاهش ریسک این پدیده انجام شده است نشان می‌دهد که تأمین زمان مقاومت کافی برای سازه‌ها در برابر آتش پس از زلزله می‌تواند تأثیر

طی آتش مشخص نمودند که از حد استفاده بی‌وقفه در آتش (IOF) شروع شده و به حد گسیختگی در آتش (CPF) ختم می‌شود. زاهاریا و پینتیا [۸] با استفاده از تحلیل بار افزون و به دنبال آن انجام تحلیل مکانیکی حرارتی تحت آتش استاندارد و آتش طبیعی به ارزیابی رفتار قاب خمشی بدون پوشش ضد حریق در آتش پس از زلزله پرداختند. در این تحقیق مشخص شد که علاوه بر تغییر مکان‌های ماندگار در سازه، افزایش شدت آتش در شرایط پس از زلزله نیز در کاهش زمان مقاومت سازه‌ها در برابر آتش نقش اساسی دارد. در ادامه، بهنام و رونق [۹] رفتار سازه‌های بلند فلزی را تحت آتش پس از زلزله مورد ارزیابی قرار دادند. در این تحقیق تأثیر سناریوهای مختلف آتش (شامل آتش ثابت و رونده به سمت بالا) در مقاومت سازه‌ها در برابر آتش پس از زلزله مورد بررسی قرار گرفت و مشخص شد که سناریوهای مختلف آتش هم در زمان مقاومت سازه و هم در مد خرابی آن مؤثر است. در سال ۲۰۱۵، بهنام و رونق [۱۰] یک قاب خمشی را با فرض کاربری مسکونی و مدرسه به دو صورت طراحی نمودند و رفتار آنها را تحت آتش پس از زلزله مورد ارزیابی قرار دادند. نتایج نشان داد که سازه مدرسه در آتش قبل و پس از زلزله مقاومت بیشتری را از خود نشان می‌دهد. معماری و همکاران [۱۱] نیز عملکرد سازه‌های قاب خمشی با بال مقطع تیر کاهش یافته (RBS)<sup>۷</sup> را در برابر آتش پس از زلزله مورد ارزیابی قرار دادند. در این تحقیق فرض شد که پوشش ضد حریق در محل بال کاهش یافته پس از زلزله جدا شده و این مکان‌ها مستقیماً در معرض آتش استاندارد قرار می‌گیرند. در سال ۲۰۱۶، خراسانی و همکاران [۱۲] یک قاب خمشی را در آتش پس از زلزله در حدود عملکردی مختلف تحت رکوردهای زلزله مورد ارزیابی قرار دادند. در این تحقیق بار آتش و مشخصات مصالح در دماهای بالاتر به صورت کمیت‌های متغیر در نظر گرفته شد و مطالعه برای سناریوهای مختلف آتش به انجام رسید. نتایج این تحقیق نشان داد که در اتصالات دهانه‌های کناری نیروی کششی بیشتری (ناشی از مرحله سرد شدن آتش) نسبت به دهانه‌های میانی حاصل می‌شود. همچنین طبقات بالاتر به دلیل احتمال داشتن تیرهای با ابعاد کوچک‌تر در برابر آتش آسیب‌پذیرتر از طبقات

آتش‌نشانی که نمی‌توانند به همه آتش‌ها رسیدگی کنند، موجب افزایش شدت آتش می‌شود.

آیین‌نامه‌های ساختمانی الزاماتی را جهت افزایش انعطاف‌پذیری سازه‌ها در برابر زلزله تعیین می‌کنند که می‌تواند در رفتار سازه در برابر آتش در شرایط پیش و پس از زلزله مؤثر باشد. از آن جمله می‌توان به ضابطه ستون قوی-تیر ضعیف در قاب خمشی ویژه اشاره نمود که باعث عدم تشکیل مفاصل پلاستیک در ستون‌ها می‌شود؛ بنابراین آسیب‌دیدگی پوشش ضد حریق در قاب‌های خمشی ویژه تنها در دو انتهای تیرها محتمل است. در صورتی که در قاب‌های خمشی متوسط، پوشش ضد حریق در ستون‌ها نیز ممکن است آسیب ببیند. علاوه بر آن در طراحی قاب‌های خمشی ویژه ضریب رفتار بیشتری نسبت به قاب‌های خمشی متوسط در نظر گرفته می‌شود که این عامل سبب می‌شود این‌گونه قاب‌ها برای نیروی جانبی کوچک‌تری نسبت به نوع متوسط آن طراحی شوند و عملکرد لرزه‌ای متفاوتی را داشته باشند. عملکرد سازه‌ها و خرابی‌های موضعی و هندسی آنها در زلزله می‌تواند تأثیر مستقیم بر رفتار سازه در آتش پس از زلزله داشته باشد. تاکنون مطالعاتی پیرامون اثر خرابی هندسی سازه‌های فولادی بر کاهش زمان مقاومت آنها در برابر آتش انجام شده است. دلاکورت و همکاران [۵] اثر خرابی هندسی قاب‌های خمشی بدون پوشش ضد حریق را بر کاهش زمان مقاومت آنها در برابر آتش استاندارد با روش‌های عددی مورد ارزیابی قرار دادند. در این تحقیق مشخص شد که نسبت تغییر مکان نسبی ماندگار طبقات پس از زلزله و عامل (P-Δ) در کاهش زمان مقاومت قاب‌های خمشی در برابر آتش دارای اهمیت است. در تحقیق دیگری که توسط فاجیانو [۶] بر روی قاب پرتال بدون پوشش ضد حریق انجام شد مشخص گردید که اگر قاب‌ها از حد عملکردی ایمنی جانی (LS)<sup>۵</sup> و یا در محدوده آستانه فروریزش (CP)<sup>۶</sup> فراتر نروند کاهش اندکی در زمان مقاومت قاب‌ها در برابر آتش به وجود می‌آید. در سال ۲۰۱۰ فاجیانو و همکاران [۷] بر طبق طراحی بر اساس عملکرد به‌منظور تعیین حد عملکردی برای رفتار سازه‌ها تحت اثر آتش سطوح عملکردی مختلفی را بر مبنای میزان خسارت‌های سازه‌ای در

فراگذشت ۲ درصد در ۵۰ سال در نظر گرفته شد. محل تشکیل مفاصل پلاستیک در اعضای قاب‌ها نیز توسط روش بار افزون تخمین زده شد. برای این منظور، فرض شد که پوشش ضد حریق در محل تشکیل مفاصل پلاستیک از سازه جدا شده است؛ بنابراین، در تحلیل قاب‌های نمونه تحت بار آتش، پوشش نقاطی که در آنها مفاصل پلاستیک تشکیل شدند از مدل سازه‌ای حذف گردید. در مرحله بعد، قاب‌های آسیب‌دیده از زلزله تحت سناریوی آتش استاندارد و آتش طبیعی افزایش یافته در شرایط پس از زلزله مورد تحلیل قرار گرفتند. در نهایت میزان کاهش زمان مقاومت هریک از قاب‌های آسیب‌دیده تحت سناریوی آتش استاندارد نسبت به وضعیت پیش از زلزله محاسبه شد. همچنین رفتار قاب‌های آسیب‌دیده تحت سناریوی آتش طبیعی در شرایط پس از زلزله مورد ارزیابی قرار گرفته است.

## ۲- روش انجام کار

برای بررسی رفتار سازه‌های قاب خمشی تحت بار آتش، دو سازه قاب خمشی ۵ و ۱۰ طبقه در نظر گرفته شد. سیستم سقف این سازه‌ها به صورت یک‌طرفه در نظر گرفته شده است. ارتفاع تمامی طبقات برابر ۳/۵ متر بوده و طول دهانه قاب‌ها در هر دو جهت برابر ۵ متر می‌باشد. بارگذاری و طراحی لرزه‌ای سازه‌ها بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ ایران [۱۶] انجام شده است. فرض شده است که سازه‌های نمونه در منطقه‌ای با خطر نسبی خیلی زیاد و خاک نوع II واقع شده‌اند. قاب‌های نمونه یک بار با فرض سیستم قاب خمشی ویژه (SMF) و بار دیگر با فرض سیستم قاب خمشی متوسط (IMF) بر اساس مبحث دهم مقررات ملی ایران [۱۷] طراحی شده‌اند. برای تیرها و ستون‌ها از پروفیل اروپایی با فولاد St37 و از مقاطع فشرده لرزه‌ای استفاده شد. همچنین فرض شد که تیرها مهار جانبی کافی در طول خود برای جلوگیری از کمانش پیش‌جانبی را دارا هستند. برای انجام تحلیل‌های دو بعدی، یک قاب میانی از سازه‌های نمونه انتخاب شده و مورد تحلیل قرار گرفت. نتایج پژوهش‌های گذشته نیز نشان می‌دهد که تحلیل مدل‌های دو بعدی برای ارزیابی رفتار سازه‌ها تحت بار آتش دقت کافی را دارد [۱۸].

پایینی هستند. در سال ۲۰۱۶ بهنام [۱۳] رفتار قاب‌های خمشی نامنظم در ارتفاع را در آتش قبل و پس از زلزله مورد ارزیابی قرار داد و نتیجه گرفت که قاب‌های نامنظم در ارتفاع نسبت به نوع منظم آن در برابر خرابی کلی در آتش پس از زلزله آسیب‌پذیرتر هستند. مطالعاتی نیز در خصوص آسیب‌دیدگی پوشش ضد حریق در زلزله انجام شده است. لئو براکستان و پسکی [۱۴] مجموعه‌ای از مطالعات آزمایشگاهی در خصوص چسبندگی پوشش‌های ضد حریق پاششی در ناحیه اتصال تیر به ستون در قاب‌های خمشی را به انجام رساندند. در این آزمایش‌ها مشاهده شد که وقتی نسبت تغییر مکان نسبی طبقه از حد مشخصی فراتر رود، پوشش ضد حریق در انتهای تیر در محل بال تیر آسیب می‌بیند و فرو می‌ریزد. نتایج حاصل از این تحلیل‌های عددی نشان داد که در اثر آسیبی که به پوشش ضد حریق وارد می‌شود، دما در انتهای تیر و ستون مجاور آن به سرعت افزایش می‌یابد. کلر و پسکی [۱۵] با کمک روش‌های عددی تأثیر خرابی پوشش ضد حریق بر رفتار اتصال تحت آتش را مورد ارزیابی قرار دادند. نتایج این تحقیقات نشان داد که خرابی پوشش ضد حریق در محل اتصال موجب کاهش سختی چرخشی و ظرفیت خمشی اتصال تیر به ستون می‌شود. قاب‌های خمشی متوسط به‌طور وسیع در سازه‌های کوتاه و میان‌مرتبه مورد استفاده قرار می‌گیرند و عملکرد آنها در برابر آتش پس از زلزله حائز اهمیت است. در این تحقیق رفتار قاب‌های خمشی متوسط با پوشش ضد حریق در آتش پس از زلزله مورد ارزیابی قرار گرفته و با قاب‌های خمشی ویژه مقایسه شده است. برای این منظور، دو قاب ۵ و ۱۰ طبقه یک بار به صورت قاب خمشی متوسط و بار دیگر به صورت قاب خمشی ویژه طراحی شده و مورد تحلیل قرار گرفتند. در ابتدا تغییر مکان ماندگار قاب‌های نمونه با استفاده از تحلیل بار افزون تعیین شد. برای این منظور بارهای جانبی متناظر با سطوح خطر لرزه‌ای مورد نظر (زلزله طرح و زلزله خیلی شدید) به سازه وارد شده و سپس با باربرداری از سازه که به صورت اعمال نیروهای جانبی با مقدار منفی انجام می‌شود، تغییر مکان‌های ماندگار در سازه به دست آمد. شایان ذکر است که زلزله خیلی شدید متناظر با احتمال

جدول (۱): مقاطع طراحی تیرها و ستون‌ها برای قاب‌های نمونه.

تیرها	ستون‌های میانی	ستون‌های گوشه	طبقه	قاب نمونه
IPE 300	HEB 300	HEB 240	۱ تا ۳	۵ طبقه (ویژه)
IPE 270	HEB 280	HEB 240	۴	
IPE 240	HEB 280	HEB 240	۵	
IPE 330	HEB 280	HEB 240	۱ تا ۳	۵ طبقه (متوسط)
IPE 300	HEB 240	HEB 240	۴	
IPE 270	HEB 240	HEB 240	۵	
IPE 360	HEB 450	HEB 340	۱ تا ۵	۱۰ طبقه (ویژه)
IPE 360	HEB 340	HEB 260	۶	
IPE 300	HEB 340	HEB 260	۷ تا ۹	
IPE 270	HEB 340	HEB 260	۱۰	
IPE 400	HEB 450	HEB 340	۱ تا ۳	۱۰ طبقه (متوسط)
IPE 400	HEB 340	HEB 260	۳ تا ۶	
IPE 400	HEB 260	HEB 260	۷	
IPE 330	HEB 260	HEB 260	۸ و ۹	
IPE 270	HEB 260	HEB 260	۱۰	

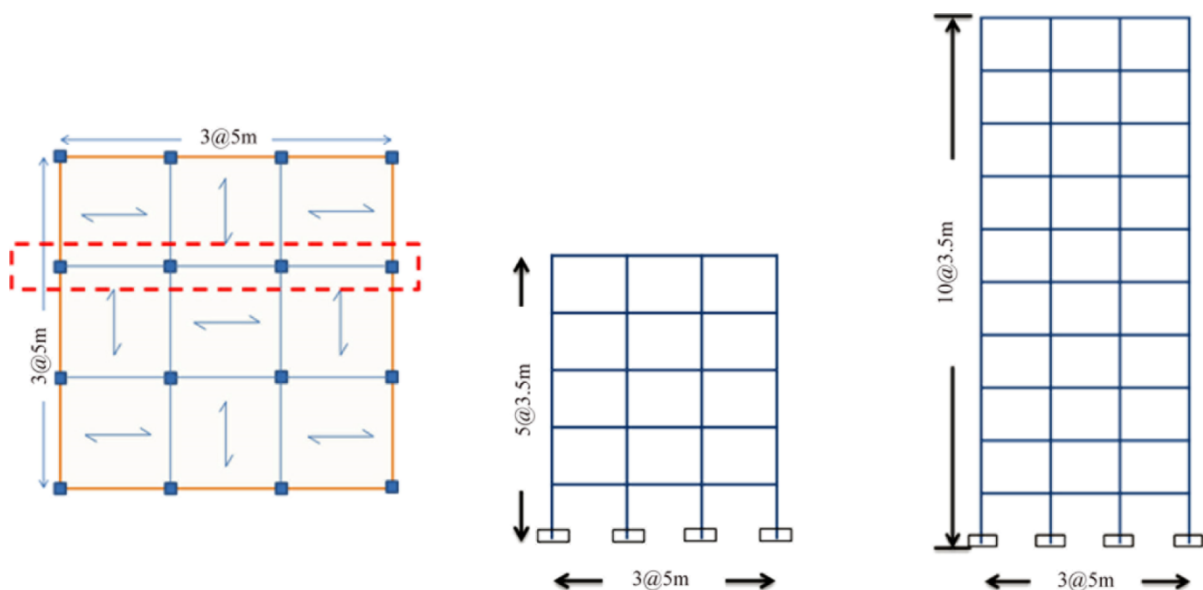
در قاب‌های انتخابی، بار مرده و زنده گسترده روی تیرها به ترتیب برابر ۱۵۰۰ و ۵۰۰ کیلوگرم بر متر می‌باشد. بار مرده و زنده متمرکز روی ستون‌ها ناشی از تیرهای عمود بر صفحه قاب در هر طبقه برای ستون‌های میانی به ترتیب برابر ۸۰۰۰ و ۲۰۰۰ کیلوگرم برای ستون‌های گوشه به ترتیب برابر ۴۰۰۰ و ۱۰۰۰ کیلوگرم می‌باشد. در شکل (۱) نمایی از هندسه پلان سازه‌ها، جهت تیرریزی سقف و نمای قاب انتخابی در سازه‌ها نشان داده شده است. همچنین، مقاطع طراحی قاب‌ها در جدول (۱) ارائه شده است.

## ۲-۱- طراحی ضخامت مورد نیاز پوشش ضد حریق

المان‌های سازه‌ای قاب‌های نمونه با استفاده از محصول پاششی سیمان ورموکولیت با جرم حجمی ۳۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب، ضریب هدایت حرارتی ۰/۱۲ وات بر متر درجه کلوین، گرمای ویژه ۱۲۰۰ ژول بر کیلوگرم درجه کلوین و برای زمان مقاومت دو ساعت در برابر آتش استاندارد محافظت شده‌اند. برای محاسبه ضخامت مورد نیاز پوشش ضد حریق از روش آزمایشگاهی مطابق دستورالعمل UL263 استفاده شده است [۱۹]. نتایج طراحی ضخامت مورد نیاز پوشش ضد حریق جهت دو ساعت مقاومت حریق تیرها و ستون‌ها برای هر یک از مقاطع آنها در جدول (۲) ارائه شده است.

## ۲-۲- فرآیند مدل سازی عددی قاب‌ها

مدل سازی قاب‌های نمونه در نرم‌افزار اجزای محدود ABAQUS و به صورت دو بعدی انجام شده است. برای انجام تحلیل مکانیکی-حرارتی ابتدا یک تحلیل انتقال حرارت انجام شد تا دمای نقاط مختلف سازه در طی زمان محاسبه شود. سپس یک تحلیل مکانیکی-حرارتی با استفاده



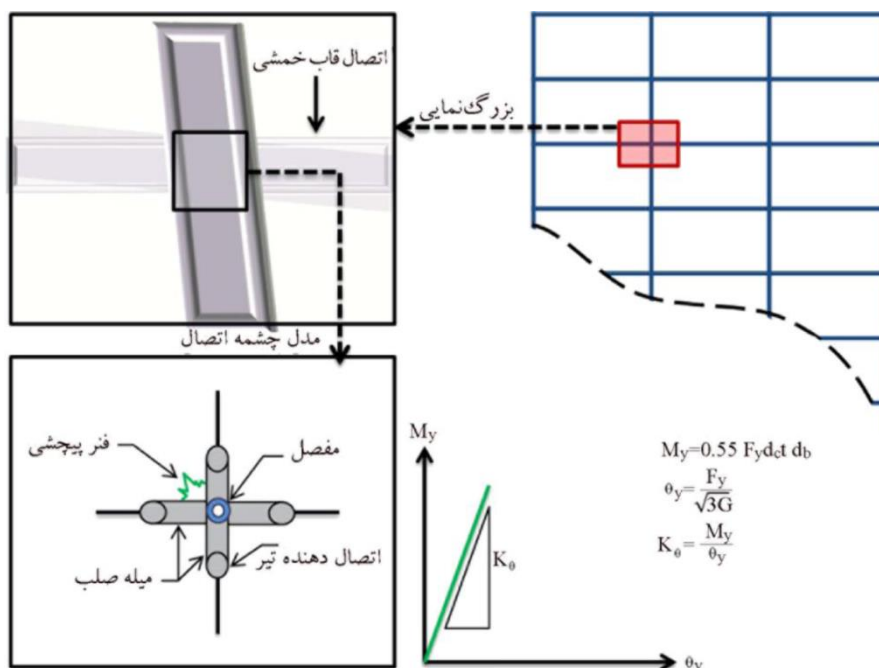
شکل (۱): هندسه پلان سازه و قاب‌ها.

جدول (۲): ضخامت مورد نیاز پوشش ضد حریق جهت دو ساعت مقاومت حریق اعضای تیر و ستون قاب‌ها.

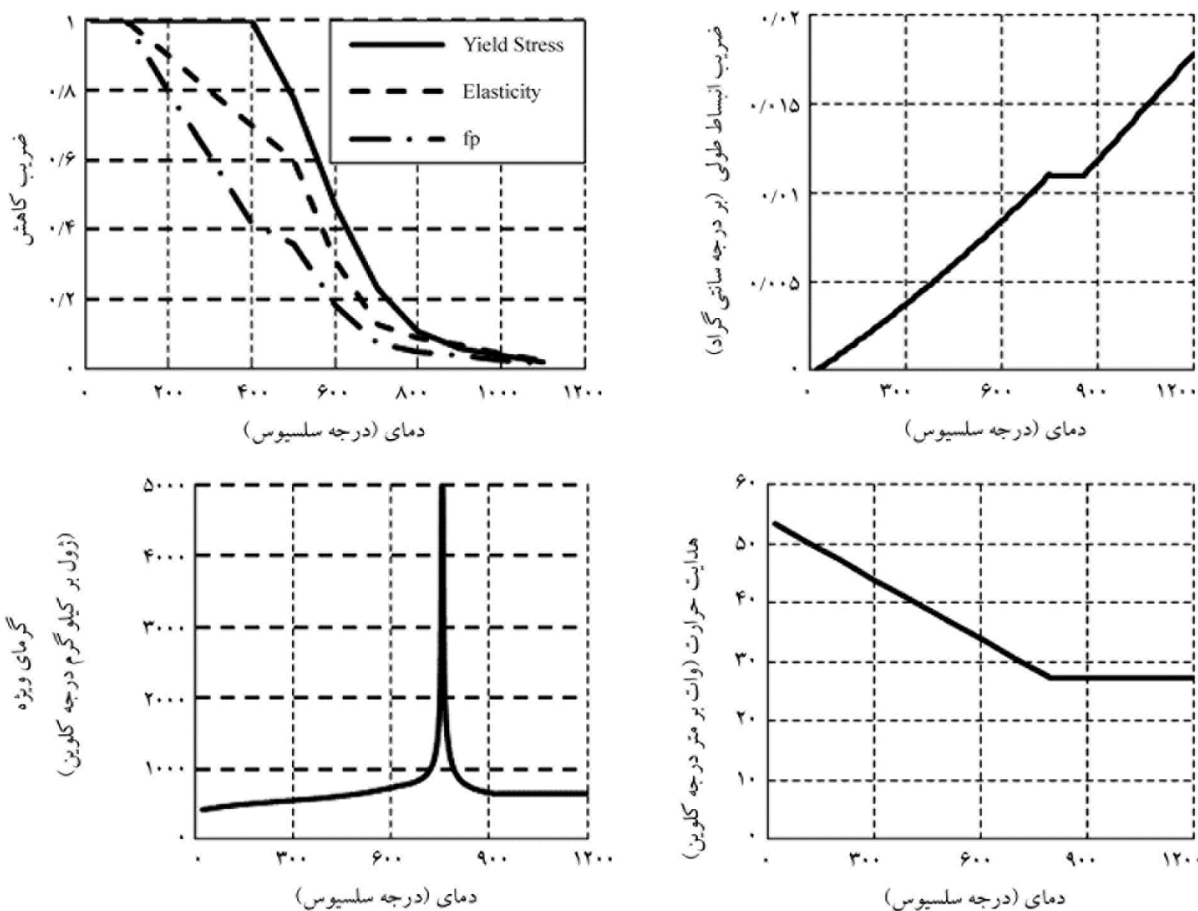
مقطع	نوع	ارتفاع (میلی‌متر)	ضخامت جان (میلی‌متر)	عرض بال (میلی‌متر)	ضخامت بال (میلی‌متر)	Hp/A (I/m)	W/D (lb/inch)	ضخامت پوشش (میلی‌متر)
IPE 400	تیر	۴۰۰	۸/۶	۱۸۰	۱۳/۵	۱۶۴	۰/۸۲	۱۴
IPE 360	تیر	۳۶۰	۸	۱۷۰	۱۲/۷	۱۷۴	۰/۷۷	۱۵
IPE 330	تیر	۳۳۰	۷/۵	۱۶۰	۱۱/۵	۱۸۸	۰/۷۱	۱۵
IPE 300	تیر	۳۰۰	۷/۱	۱۵۰	۱۰/۷	۲۰۰	۰/۶۷	۱۶
IPE 270	تیر	۲۷۰	۶/۶	۱۳۵	۱۰/۲	۲۱۲	۰/۶۳	۱۶
IPE 240	تیر	۲۴۰	۶/۲	۱۲۰	۹/۸	۲۲۳	۰/۶	۱۷
HEB 450	ستون	۴۵۰	۱۴	۳۰۰	۲۶	۹۸	۱/۳۷	۴۲
HEB 340	ستون	۳۴۰	۱۲	۳۰۰	۲۱/۵	۱۱۳	۱/۱۹	۴۸
HEB 300	ستون	۳۰۰	۱۱	۳۰۰	۱۹	۱۲۴	۱/۰۸	۵۳
HEB 280	ستون	۲۸۰	۱۰/۵	۲۸۰	۱۸	۱۳۱	۱/۰۲	۵۶
HEB 260	ستون	۲۶۰	۱۰	۲۶۰	۱۷/۵	۱۳۶	۰/۹۹	۵۸
HEB 240	ستون	۲۴۰	۱۰	۲۴۰	۱۷	۱۳۹	۰/۹۶	۶۰

اصل رانکین استفاده شده است [۲۰].  
 برای در نظر گرفتن رفتار چشمه اتصال از مدل Scissor در محل اتصال تیر به ستون استفاده شده است [۲۱]. این مدل شامل دو لینک صلب می‌باشد که در میانه‌ی طول به یکدیگر مفصل شده‌اند و توسط یک فنر پیچشی به یکدیگر متصل هستند. جزئیات این مدل به همراه روابط محاسباتی سختی فنر خمشی آن در شکل (۲) ارائه شده است.

از دمای نقاط سازه که از مرحله قبل به دست آمده انجام شد تا تنش‌ها و تغییر شکل‌های سازه تحت تأثیر افزایش دما محاسبه شود. در مدل انتقال حرارت، ستون‌ها و تیرها با استفاده از المان خطی D1 مدل شدند. این المان شامل یک لینک انتقال حرارت دو نقطه‌ای (DC1D2) می‌باشد. در مدل مکانیکی، تیرها و ستون‌ها با استفاده از المان تیر خطی دو نقطه‌ای (B21) مدل شدند. برای تحلیل رفتار مکانیکی سازه‌ها تحت اثر آتش از



شکل (۲): مدل چشمه اتصال قاب‌ها. (روابط ممان-چرخش فنر پیچشی در مدل SCISSOR:  $M_y$ : ممان تسلیم چشمه اتصال،  $\theta_y$ : چرخش تسلیم چشمه اتصال،  $F_y$ : تنش تسلیم ورق چشمه اتصال،  $d_c$ : عمق ستون،  $d_b$ : عمق تیر،  $t$ : ضخامت چشمه اتصال،  $K_\theta$ : سختی دورانی چشمه اتصال،  $G$ : مدول برشی ورق چشمه اتصال).

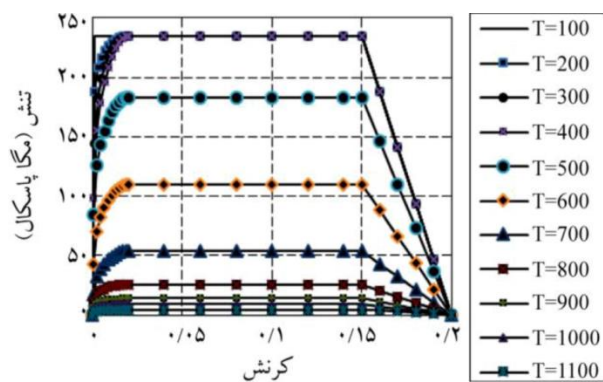


شکل (۳): تغییرات تنش تسلیم، مدول الاستیسیته، تنش نهایی، ضریب انبساط طولی، گرمای ویژه و هدایت حرارتی فولاد با افزایش دما.

قاب از مقطع اروپایی IPE80 ساخته شده‌اند. اعضای دهانه سمت چپ قاب تحت آتش استاندارد ISO834 حرارت داده شده‌اند. این قاب ابتدا توسط روبرت و شومان [۲۳] در دماهای بالاتر مورد آزمایش قرار گرفت. پس از آن محققین دیگری نظیر لین و همکاران [۲۴]، سان و همکاران [۲۵] و معماری و همکاران [۲۶]

تغییرات مشخصات مکانیکی - حرارتی فولاد برای دماهای مختلف نیز مطابق آیین‌نامه یورو کد ۳ [۲۲] در نظر گرفته شده است. روند کاهش مدول الاستیسیته و تنش تسلیم با افزایش دما و نیز تغییرات ضریب انبساط طولی، ضریب انتقال حرارت و ظرفیت گرمایی فولاد بر اساس تابعی از دما در شکل (۳) نشان داده شده است.

رفتار فولاد در دماهای مختلف بر اساس ضوابط آیین‌نامه یورو کد ۳ (۲۰۰۵) و به صورت الاستوپلاستیک کامل در نظر گرفته شده است. منحنی تنش - کرنش فولاد در دماهای مختلف در شکل (۴) نشان داده شده است.

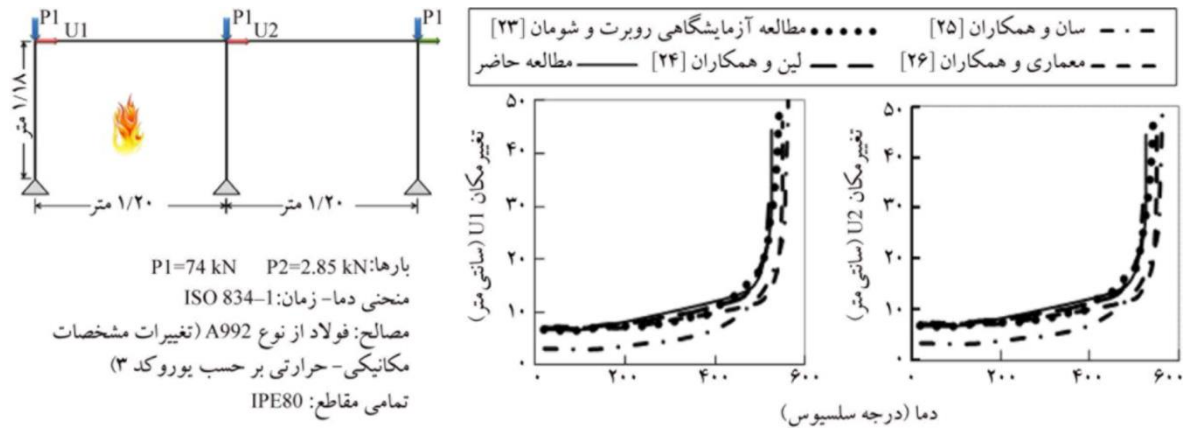


شکل (۴): رفتار الاستو-پلاستیک فولاد در دماهای مختلف.

### ۲-۳- صحت‌سنجی تحلیل‌ها:

برای صحت‌سنجی تحلیل‌های مکانیکی - حرارتی یک قاب فولادی در نظر گرفته شده است. مشخصات قاب به همراه بارگذاری آن در شکل (۵) نشان داده شده است. تمامی اعضای





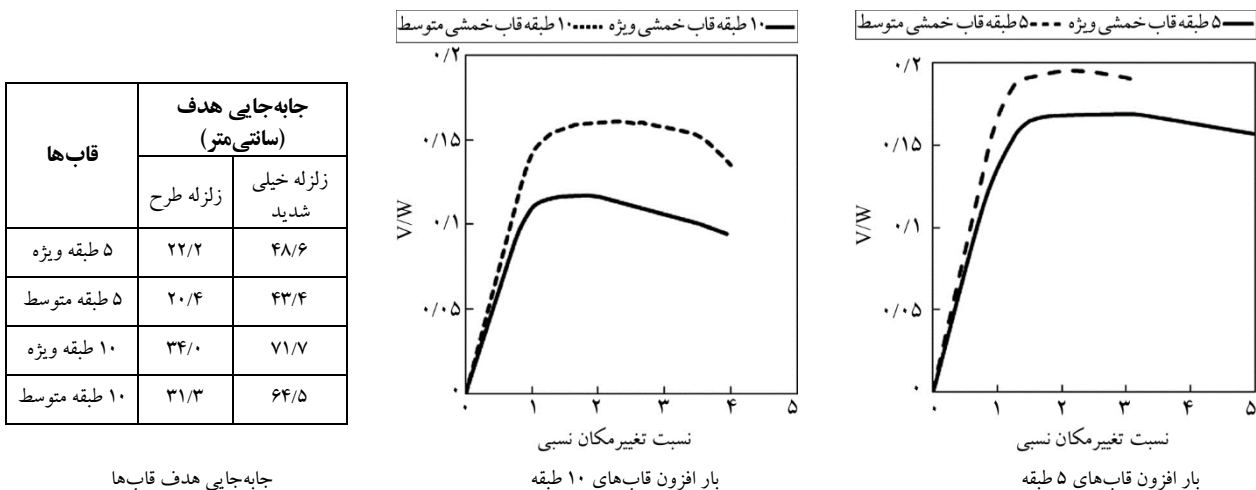
شکل (۵): جزئیات مدل صحت‌سنجی.

میزان جابه‌جایی هدف در هر سطح خطر با استفاده از روش ضرایب ثابت FEMA440 محاسبه شده است [۲۷]. بدین ترتیب قاب‌های نمونه با الگوی بارگذاری مد اول تا تغییر مکان هدف مورد انتظار در دو سطح خطر طرح (DBE) و بیشینه زلزله محتمل (MCE) بارگذاری شده‌اند. نمودار بار افزون هر دو نوع قاب به همراه مقادیر جابه‌جایی هدف آنها در شکل (۶) نشان داده شده است. با توجه به منحنی‌های بار افزون قاب‌های خمشی ویژه و متوسط مشخص می‌شود که سختی قاب‌های متوسط نسبت به قاب‌های ویژه بیشتر است. میزان جابه‌جایی‌های پسماند قاب‌های خمشی ویژه در هر دو سطح خطر DBE و MCE در حدود ۸ تا ۱۰ درصد بیشتر از قاب‌های خمشی متوسط می‌باشد.

آن را به صورت عددی مورد تحلیل قرار دادند. نتایج حاصل از تحلیل‌های انجام شده روی این قاب که با استفاده از روش مورد استفاده در این تحقیق انجام شده است با نتایج حاصل از پژوهش‌های گذشته مورد مقایسه قرار گرفت که خلاصه آن به صورت تغییر مکان افقی دو گره از قاب در مقابل تغییرات دما در شکل (۵) ارائه شده است. خطای نتایج حاصله نسبت به مطالعه آزمایشگاهی کمتر از ۳ درصد می‌باشد.

### ۳- نتایج تحلیل بار افزون

مقدار تغییر مکان پسماند طبقات و همچنین تعیین محل تشکیل مفاصل پلاستیک در اعضای قاب‌ها پس از زلزله با استفاده از تحلیل بار افزون انجام شده است. برای انجام این تحلیل



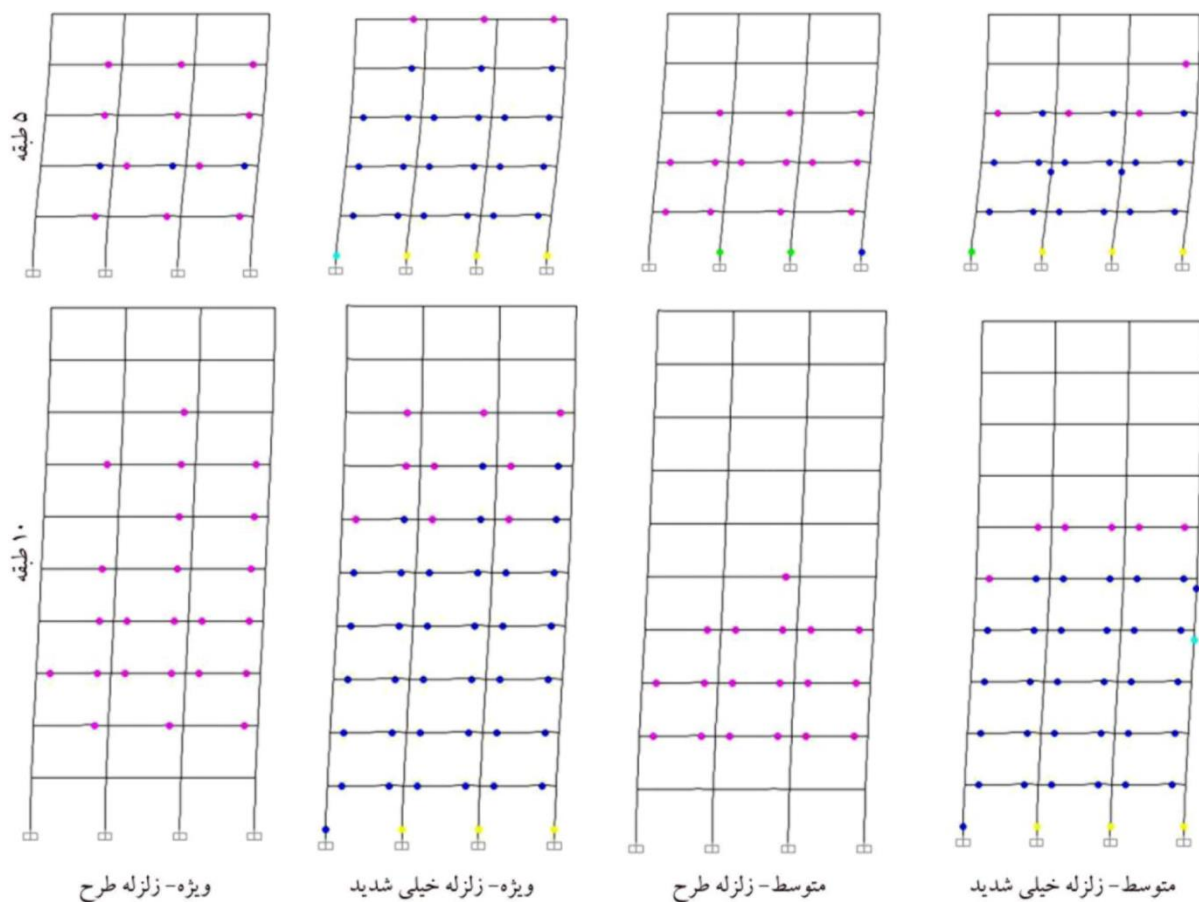
شکل (۶): منحنی بار افزون قاب‌های ویژه و متوسط به همراه جابه‌جایی هدف قاب‌ها در دو سطح خطر.

یک طرف قاب از تحلیل بار افزون ایجاد شده است، در ستون قرینه آن در سمت دیگر قاب نیز امکان تشکیل مفصل پلاستیک در زلزله وجود دارد.

برای تعیین تغییر مکان پسماند طبقات در پایان زلزله، ابتدا قاب‌ها با الگوی بارگذاری مد اول تا رسیدن تغییر مکان بام به تغییر مکان هدف بارگذاری می‌شوند. سپس بارهای جانبی حذف می‌شوند تا تغییر مکان الاستیک قاب به حالت اول باز گردد و تغییر مکان غیرخطی آن به صورت تغییر مکان پسماند باقی بماند. نسبت تغییر مکان نسبی بیشینه و پسماند طبقات قاب‌های نمونه در هر سطح خطر در شکل (۸) نشان داده شده است. بر اساس این نتایج، مقادیر پاسخ نسبت تغییر مکان نسبی بیشینه و نسبت تغییر مکان نسبی پسماند طبقات در قاب خمشی ویژه بیشتر از قاب خمشی متوسط است. این موضوع به سبب بیشتر بودن سختی جانبی قاب خمشی متوسط نسبت به قاب خمشی ویژه است.

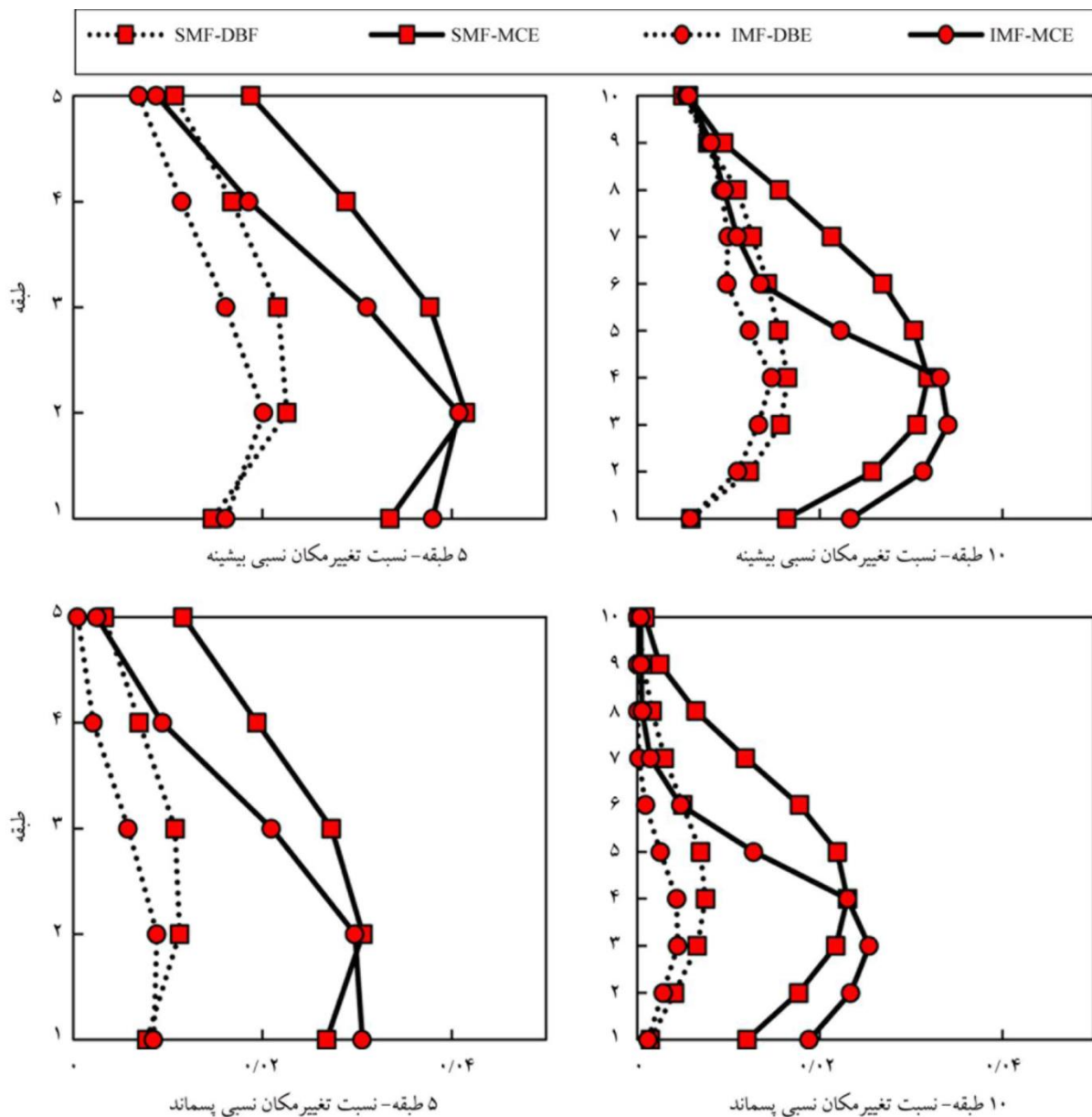
محل تشکیل مفاصل پلاستیک قاب‌ها در تغییر مکان هدف متناظر با هر سطح خطر در شکل (۷) مشخص شده است تا مکان‌هایی که در آنها امکان آسیب به پوشش ضد حریق وجود دارد تعیین شود. نقاط بارنگ صورتی، آبی تیره و آبی روشن نشان‌دهنده مفاصل پلاستیک با سطوح عملکردی به ترتیب قابلیت استفاده بی‌وقفه (IO) <sup>۱</sup>، ایمنی جانی (LS) و فروریزش (CP) می‌باشند.

برای تعیین محل تشکیل مفاصل پلاستیک بهتر است که سازه به هر دو طرف بارگذاری شود زیرا بار زلزله به صورت رفت و برگشت می‌باشد درحالی که در روش بار افزون سازه تنها در یک جهت بارگذاری می‌شود. برای رفع این مشکل فرض می‌شود که تیرهایی که در یک انتهای آنها مفصل پلاستیک ایجاد شده است در سمت دیگر انتهای آن نیز مفصل تشکیل شده باشد. همچنین در مورد مفاصل پلاستیکی که در ستون‌های



شکل (۷): محل تشکیل مفاصل پلاستیک در قاب‌ها.





شکل (۸): پاسخ نسبت تغییر مکان نسبی بیشینه و پسماند قاب‌های خمشی ویژه و متوسط (SMF) و متوسط (IMF) در دو سطح خطر DBE و MCE.

عملکرد قاب‌های نمونه در سطح خطر زلزله طرح در محدوده ایمنی جانی (LS) قرار دارد. برای سطح خطر زلزله خیلی شدید سطح عملکرد سازه‌های نمونه در محدوده فروریزش (CP) جای می‌گیرد.

#### ۴- تحلیل حرارتی

برای بارگذاری آتش روی قاب‌های نمونه، فرض شد که آتش از طبقه دوم شروع شده باشد و در دو پنجم ارتفاع هر قاب

مهم‌ترین سطوح عملکرد قاب‌های خمشی عبارتند از: استفاده بی‌وقفه (IO)، ایمنی جانی (LS) و فروریزش (CP). بر اساس ضوابط استاندارد ASCE 41-06 این سطوح عملکردی متناظر با فراگذشت پاسخ نسبت تغییر مکان نسبی بیشینه طبقات (MIDR) <sup>۹</sup> از حدود معینی است. بر این اساس، حد استفاده بی‌وقفه متناظر با MIDR کمتر از ۰/۷ درصد، ایمنی جانی متناظر با MIDR بین ۰/۷ و ۲/۵ درصد و فروریزش منطبق بر MIDR بین ۲/۵ و ۵ درصد است [۲۸]. بر اساس نتایج حاصل از تحلیل‌های بار افزون، سطح

بازشوها، محل قرارگیری درپچه‌های تهویه هوا، مشخصات حرارتی سقف، کف و دیوارها، میزان مواد سوختنی درون سازه بر اساس نوع کاربری آن و غیره بستگی دارد. از این‌رو هر فضایی منحنی دما- زمان مربوط به خود را دارد که منحنی آتش طبیعی نام دارد. منحنی آتش طبیعی تغییری دمایی مورد انتظار فضای سازه را با گذشت زمان از شروع آتش تا مرحله اطفای حریق نشان می‌دهد و شامل مرحله گرم شدن و سرد شدن می‌باشد. برای اینکه آیین‌نامه‌ها بتوانند الزامات مشترکی را در طراحی سازه‌های مختلف در برابر آتش ارائه کنند یک منحنی دما-زمانی را که نماینده یک آتش گسترش یافته در سازه‌ها می‌باشد، به نام آتش استاندارد ارائه کرده‌اند. توسط این آتش آیین‌نامه‌ها قادر خواهند بود که الزامات طراحی اعضای سازه‌ها در برابر آتش را به صورت واحد برای فضاهای مختلف آن ارائه نمایند. آتش استاندارد برخلاف آتش طبیعی فقط دارای مرحله گرم شدن می‌باشد بنابراین برخی از تنش‌هایی که در اثر مرحله سرد شدن در اعضای سازه ایجاد می‌شود (از قبیل ایجاد نیروهای کششی در اتصالات در مرحله سرد شدن) را تحت اثر این آتش در نظر گرفته نمی‌شود. در بخش‌های زیر تحلیل حرارتی تحت آتش استاندارد و طبیعی به صورت جداگانه ارائه شده است.

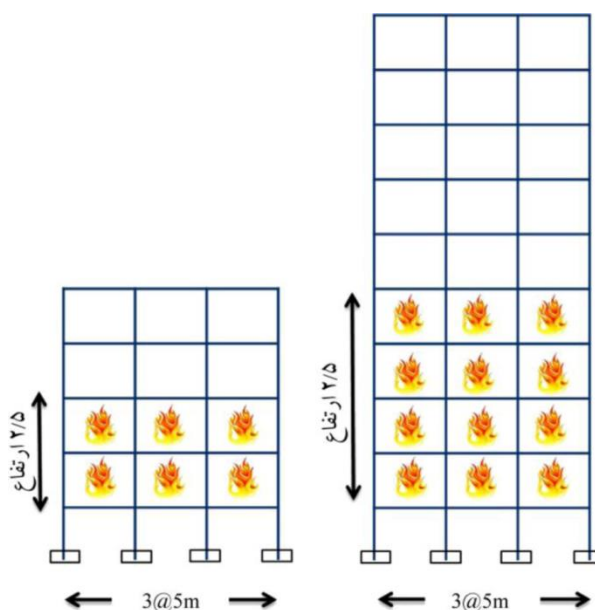
#### ۴-۱- تحلیل حرارتی تحت آتش استاندارد

برای انجام تحلیل حرارتی دو مرحله مورد نیاز است. ابتدا باید منحنی دما- زمان هوای محیط تخمین زده شود. سپس دمایی اعضای سازه با توجه به محل، اندازه و نوع پوشش آن عضو در سازه تعیین می‌شود. این کار بر اساس سه اصل انتقال حرارت (رسانشی، همرفتی و تشعشعی) انجام می‌پذیرد. در حال حاضر مدل‌های مختلفی برای تعیین منحنی دما- زمان هوای محیط در آتش وجود دارد که توسط استاندارد اروپا EN1991-1-2 مورد پذیرش قرار گرفته است [۲۹]. از آن جمله می‌توان به آتش استاندارد ISO834 اشاره نمود که از رابطه (۱) تبعیت می‌کند.

$$\theta_{cr} = 20 + 345 \log_{10}(8t + 1) \quad (1)$$

گسترش یافته باشد. بدین ترتیب تمام دهانه‌های طبقات ۲ و ۳ در قاب ۵ طبقه و طبقات ۲ تا ۵ در قاب ۱۰ طبقه تحت اثر آتش قرار می‌گیرند. نمای شماتیکی از سناریوی آتش قاب‌ها در شکل (۹) نمایش داده شده است.

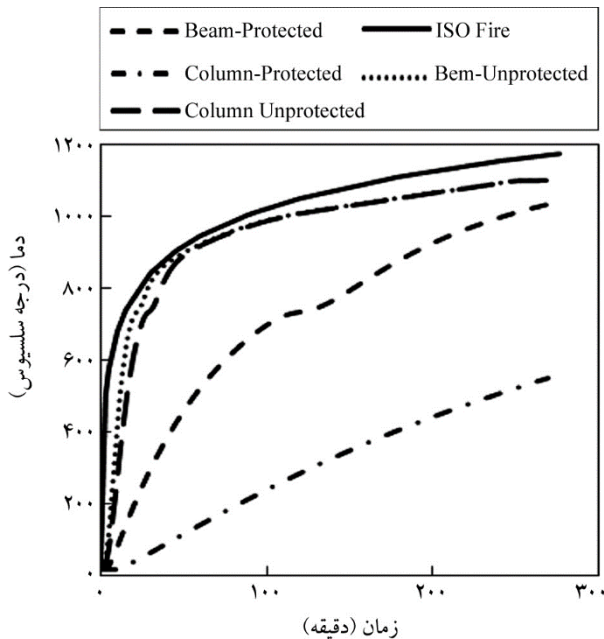
فرض شده است که قاب‌ها توسط پوشش ضد حریق محافظت شده<sup>۱۰</sup> باشند بنابراین همه اعضای قاب‌های آسیب ندیده تماماً به صورت محافظت شده در معرض آتش قرار می‌گیرند. در خصوص قاب‌های آسیب‌دیده فرض شد که پوشش ضد حریق در محل تشکیل مفاصل پلاستیک (ناشی از بار زلزله) در شرایط آتش پس از زلزله حذف شده باشد. انتهای این اعضا که در مجاورت سناریوی آتش قرار گرفته‌اند در طولی معادل ارتفاع مقطع آنها به صورت محافظت نشده<sup>۱۱</sup> تحت بار آتش قرار می‌گیرند و در سایر نقاط توسط پوشش ضد حریق محافظت می‌شوند.



شکل (۹): سناریوهای آتش.

دو نوع منحنی دما- زمان برای سناریوهای مفروض در نظر گرفته شده است که عبارتند از آتش طبیعی و آتش استاندارد. تعیین منحنی دما- زمان یک فضای مشخص در طی آتش به عوامل مختلفی از قبیل مساحت، ارتفاع سقف، محل قرارگیری

در مجاورت آتش استاندارد قرار گرفته است به حدود ۲۹۰ درجه رسیده است که در این دما ستون همچنان مقاومت اولیه خود را خواهد داشت در صورتی که دمای تیر محافظت شده تحت آتش استاندارد پس از دو ساعت در حدود ۷۳۶ درجه شده است.



شکل (۱۰): منحنی دما-زمان تیرها و ستون‌ها تحت آتش استاندارد.

#### ۴-۲- تحلیل حرارتی تحت آتش طبیعی

قاب‌های نمونه به‌عنوان قابی از یک سازه با طول و عرض ۱۵ متر و ارتفاع طبقات ۳/۵ متر در نظر گرفته شده است. دیوارهای خارجی از بتن سبک با ضخامت ۲۰ سانتی‌متر و کف و سقف سازه از بتن معمولی با ضخامت ۲۰ سانتی‌متر تشکیل شده است. فرض شد که در دمای ۳۰۰ درجه سانتی‌گراد، ۳۰ درصد پنجره‌ها و در دمای ۵۰۰ درجه تمامی پنجره‌ها می‌شکنند و میزان شکستگی آنها در دماهای بین این دو از درون‌یابی خطی به دست می‌آید. ابعاد در و پنجره‌ها و مشخصات حرارتی کف، سقف و دیوارهای سازه در شکل (۱۱) ارائه شده است. کاربری سازه‌ها اداری در نظر گرفته شده است و میزان بار آتش ۵۱۱ مگا ژول بر متر مربع می‌باشد. منحنی دما-زمان آتش طبیعی مطابق ضمیمه E از EN (2005) 1-2-1991 به‌صورت رابطه (۲) محاسبه می‌شود.

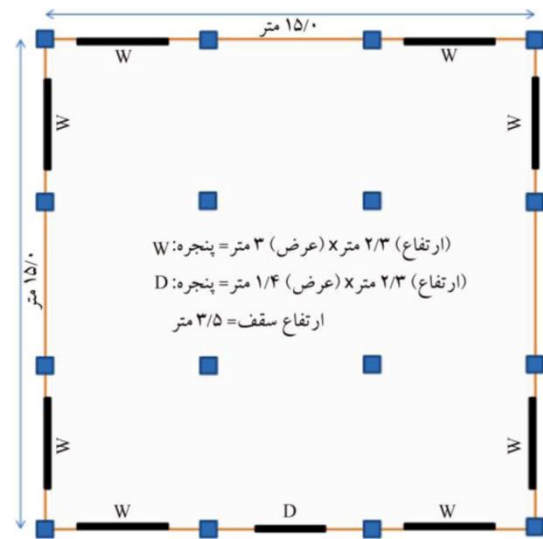
$$q_{f,d} = \delta_{q,1} \cdot \delta_{q,2} \cdot \prod_{n=1}^{10} \delta_n \cdot m \cdot q_{f,k} \quad (2)$$

که در آن  $t$  زمان سپری شده از شروع آتش بر حسب دقیقه و  $\theta$  دما بر حسب درجه سلسیوس می‌باشد. در تعیین منحنی دما-زمان اعضای سازه، برای تیرها سه وجه (به دلیل وجود دال بتنی در بالای آن) و برای ستون‌ها چهار وجه در معرض آتش قرار می‌گیرد. منحنی دما-زمان اعضا به دو صورت محاسبه شده است: الف) عضو توسط پوشش ضد حریق محافظت شده<sup>۱۲</sup> باشد، ب) پوشش ضد حریق در برخی از نقاط آسیب دیده باشد و عضو به‌صورت مستقیم در معرض حریق قرار گیرد.

منحنی دما-زمان اعضای سازه تحت آتش استاندارد توسط نرم‌افزار Ozone محاسبه گردید [۳۰]. از آنجایی که برای مقاطع مختلف تیر و ستون اختلاف منحنی دما-زمان بسیار ناچیز است، برای همه تیرها و ستون‌ها به‌طور جداگانه یک منحنی حرارتی اختصاص داده شده است. منحنی دما-زمان تیرها و ستون‌ها بدون پوشش و با پوشش ضد حریق تحت آتش استاندارد در شکل (۱۰) نشان داده شده است. نرخ افزایش حرارت برای تیرها و ستون‌های بدون پوشش ضد حریق تقریباً بر یکدیگر منطبق هستند. ولی نرخ افزایش حرارت برای ستون‌های با پوشش ضد حریق بسیار کمتر از تیرهای محافظت شده می‌باشد. زیرا بر اساس روش UL263، ضخامت مورد نیاز یک نوع پوشش ضد حریق برای مقاطع مختلف که بتوانند زمان مشخصی را در برابر حریق مقاومت کنند بر اساس نتایج آزمایش‌های انجام شده توسط این استاندارد به دست می‌آید. بدین ترتیب که ضخامت مورد نیاز محصولات ضد حرقی که دارای این استاندارد هستند برای زمان‌های مختلف مقاومت در برابر آتش استاندارد برای یک مقطع پایه (به‌عنوان مثال IPE80) به‌وسیله آزمایش حریق تعیین شده است. در نهایت ضخامت تعیین شده برای مقطع پایه توسط روابط مختلفی به ضخامت مورد نیاز برای مقاطع مختلف تبدیل می‌شود. در آزمایش حریق انجام شده بر روی انواع پوشش ضد حریق توسط این استاندارد، معیارهای پذیرش تاب آوردن عضو محافظت شده (نظیر دمای عضو محافظت شده پس از گذشت زمان مشخصی از آتش استاندارد) برای ستون‌ها سخت‌گیرانه‌تر از تیرها می‌باشد. به‌طوری که دمای ستون محافظت شده‌ای که در مدت دو ساعت

است که خطر فعالیت آتش را بر اساس نوع کاربری سازه مشخص می‌کند. مقادیر این ضرایب  $\delta_n$  بر اساس میزان کنترل فعال و غیر فعال آتش (اسپلینکرها، سیستم‌های اعلام حریق، ایستگاه‌های آتش نشانی و غیره) تعیین می‌شوند. مقدار هر یک از این ضرایب در دو حالت پیش و پس از زلزله در جدول (۳) ارائه شده است. پیش از زلزله سازه دارای سیستم اعلام حریق حساس به دود و دارای وسایل اطفای حریق غیر فعال از قبیل کپسول‌های آتش نشانی و شیرهای ایستاده برای استفاده آتش نشانان است. علاوه بر آن با تعبیه مسیر مناسب، ساختمان برای ماشین‌های آتش نشانی قابل دسترسی می‌باشد، اما پس از زلزله به دلیل احتمال آسیب دیدگی در سیستم‌های برقی و شکستگی‌های سیستم‌های لوله کشی، فرض می‌شود که سازه فاقد سیستم اعلام حریق باشد. علاوه بر آن پس از زلزله به دلیل تماس‌های اضطراری فراوان با ایستگاه‌های آتش نشانی و ترافیک سنگین ناشی از تردد گسترده و پر حجم وسایط نقلیه و تخریب ساختمان‌ها، مسیر تردد مناسب در نظر گرفته نشده است و عملیات اطفای حریق در کندترین حالت خود انجام می‌شود.

منحنی دما-زمان آتش طبیعی هوای محیط در شرایط پیش و پس از زلزله و علاوه بر آن منحنی دما-زمان اعضای قاب‌ها در شرایط پس از زلزله تحت آتش طبیعی در شکل (۱۲) ارائه شده است.



مشخصات حرارتی اجزای ساختمان

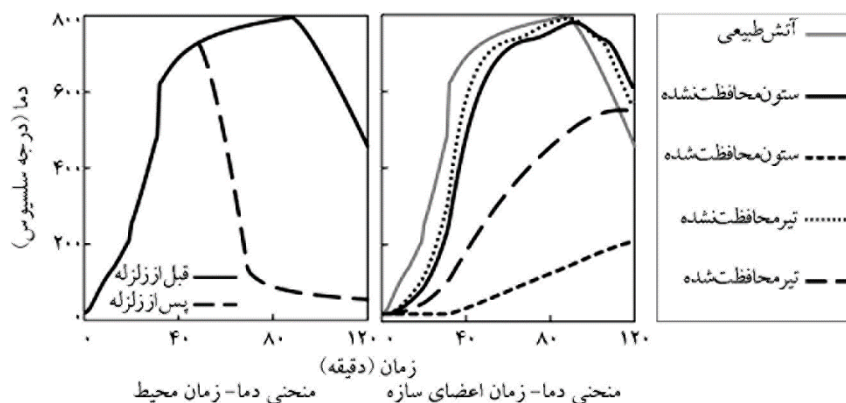
اجزای سازه	چگالی ( $\text{kg/m}^3$ )	گرمای ویژه ( $\text{J/kg K}$ )	هدایت حرارتی ( $\text{W/mK}$ )
سقف و کف	۲۳۰۰	۱۰۰۰	۱/۶
دیوارها	۱۶۰۰	۸۴۰	۰/۸

شکل (۱۱): پلان سازه‌ها و مشخصات حرارتی اجزای آن.

در رابطه (۲)،  $m$  فاکتور مواد سوختنی است،  $\delta_{q,1}$  ضریبی است که خطر آتش را بر اساس مساحت فضا تعیین می‌کند.  $\delta_{q,2}$  ضریبی

جدول (۳): ضرایب اطفای حریق در شرایط پیش و پس از زلزله.

مجموع	سیستم تخلیه دود	وسایل اطفای حریق	مسیر تردد مناسب	دسترسی آتش نشانی	تماس خود کار با آتش نشانی	سیستم اعلام حریق	ذخیره آب	سیستم اسپلینکتر	زمان سناریوی آتش
$\delta_n$	$\delta_{10}$	$\delta_9$	$\delta_8$	$\delta_{6,7}$	$\delta_5$	$\delta_{3,4}$	$\delta_2$	$\delta_1$	
۰/۸۵	۱/۵	۱	۱	۰/۷۸	۱	۰/۷۳	۱	۱	پیش از زلزله
۲/۲۵	۱/۵	۱	۱/۵	۱	۱	۱	۱	۱	پس از زلزله



شکل (۱۲): منحنی دما-زمان آتش طبیعی هوای محیط و اعضای قاب‌ها.

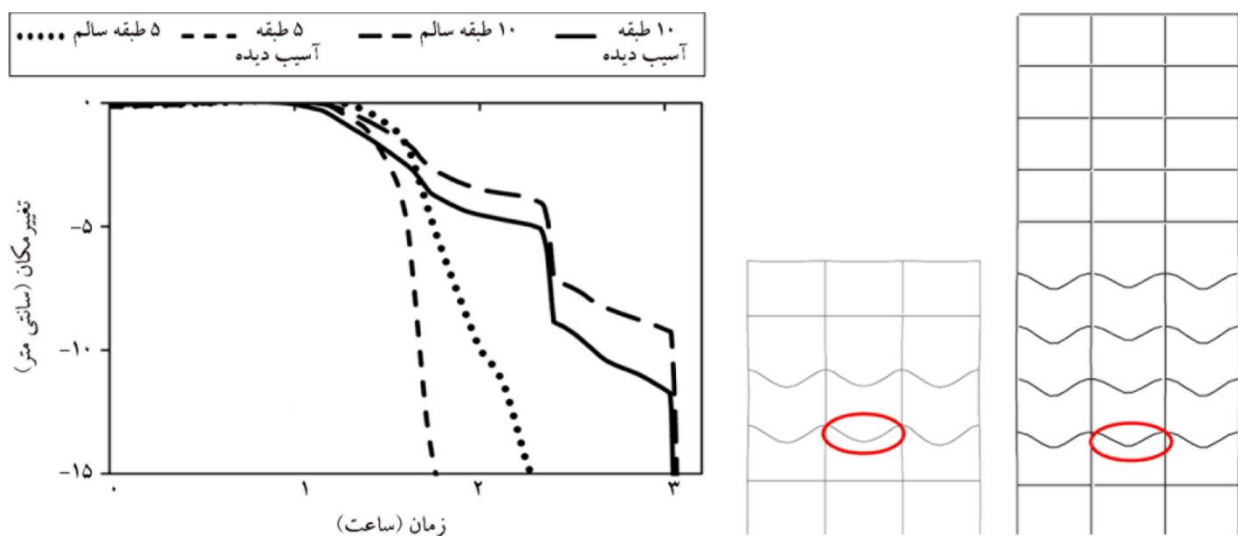
## ۵- نتایج تحلیل آتش

می‌شوند در تیر نیروی فشاری ایجاد می‌شود که با افزایش دما به تدریج بر مقدار این نیرو افزوده می‌شود. این مسئله ادامه می‌یابد تا اینکه تیر ناشی از افزایش حرارت قادر به تحمل بارهای وارده نباشد. در این لحظه خیز زیادی در تیر اتفاق می‌افتد و دو انتهای تیر تمایل به جابه‌جایی به سمت یکدیگر را دارند. از آنجایی که ستون‌ها مانع این جابه‌جایی می‌شوند در تیر نیروی کششی به وجود می‌آید (پدیده زنجیری) که مقدار این نیرو بیشتر از نیروی فشاری ناشی از انبساط طولی می‌باشد. در صورتی که اتصالات بتوانند این نیروی کششی را تحمل نمایند ظرفیت باربری تیر تحت اثر آتش افزایش می‌یابد [۳۱]. به همین دلیل شیب نمودار خیز تیر پس از یک افزایش ممکن است کاهش یابد. این مسئله در نمودار تیر قاب‌های ۱۰ طبقه بیشتر قابل مشاهده است؛ بنابراین در جهت اطمینان زمان خرابی تیر، در اولین زمانی که شیب نمودار بی‌نهایت می‌شود در نظر گرفته شده است. بر این اساس زمان خرابی قاب‌های خمشی ویژه ۵ و ۱۰ طبقه به ترتیب ۱/۶ و ۲/۴ ساعت شده است. این مقدار برای قاب‌های خمشی متوسط ۵ و ۱۰ طبقه به ترتیب ۱/۷۵ و ۲/۴ ساعت می‌باشد. قاب ۱۰ طبقه به دلیل داشتن تیرهای با مقطع بزرگ‌تر مقاومت بیشتری را نسبت به قاب ۵ طبقه در برابر آتش دارد. همچنین به همین دلیل قاب‌های خمشی متوسط نیز نسبت به نوع ویژه هم طبقه با خودش اغلب مقاومت بیشتری را در برابر آتش داشته‌اند.

قاب‌های نمونه ابتدا پیش از زلزله تحت سناریوی آتش مفروض مورد تحلیل آتش قرار می‌گیرند. زمان و مد خرابی آنها در حالت سالم تعیین گردید. سپس قاب‌ها پس از زلزله با دو سطح خطر تحت سناریوی آتش استاندارد و طبیعی مورد تحلیل قرار گرفتند. زمان و مد خرابی قاب‌های آسیب‌دیده نیز مشخص شده و با حالت سالم مقایسه شده است. در زیر نتایج تحلیل هر حالت به صورت مجزا ارائه شده است.

### ۵-۱- نتایج تحلیل قاب‌های سالم تحت آتش استاندارد

قاب‌های مورد تحلیل دارای پوشش ضد حریق هستند بنابراین مد خرابی قاب‌های آسیب‌نندیده تحت آتش استاندارد به صورت خرابی (موضعی) در تیرها می‌باشد؛ زیرا با توجه به شکل (۱۰) دمای ستون‌ها با نرخ کمتری نسبت به تیرها افزایش می‌یابد؛ بنابراین قبل از تسلیم یا کماتش ستون، خرابی تیر رخ می‌دهد. نمودار تغییر خیز تیر نمونه از هر قاب با زمان در شکل (۱۳) نشان داده شده است. خرابی تیر زمانی اتفاق می‌افتد که شیب نمودار خیز به سمت بی‌نهایت میل کند. در مدل‌سازی قاب‌ها فرض شده است که اتصالات قادر باشند تا نیروی کششی‌ای که به دلیل پدیده زنجیری<sup>۱۲</sup> در تیرها ایجاد می‌شود را تحمل نمایند. با افزایش دمای تیر طول آن به دلیل انبساط طولی تمایل به افزایش خواهد داشت. از آنجایی که ستون‌ها مانع این افزایش طول



شکل (۱۳): نمودار تغییر خیز تیر نمونه در قاب‌های سالم تحت آتش استاندارد.

شکل (۱۴) نشان داده شده است. در این شکل عملکرد تیر در قاب آسیب‌دیده با قاب سالم مقایسه شده است. تفاوت رفتار تیر تحت آتش در قاب‌های آسیب‌دیده نسبت به قاب‌های سالم به دلیل حذف پوشش ضد حریق در دو انتهای تیر در قاب‌های آسیب‌دیده است. زمان مقاومت قاب‌های خمشی ویژه آسیب‌دیده در برابر آتش استاندارد پس از زلزله با هر دو سطح خطر به ترتیب در مدت ۱/۵ و ۱/۹ ساعت اتفاق می‌افتد که نسبت به قاب‌های سالم کاهش قابل توجهی را ندارند؛ زیرا در قاب‌های آسیب‌دیده تحت اثر آتش دمای دو انتهای تیر که دارای لنگر بیشینه است با سرعت بیشتری نسبت به مرکز تیر افزایش می‌یابد. در نتیجه به تدریج با کاهش سختی دو انتهای تیر و باز توزیع نیروها، لنگر میانه تیر که دمای پایین تری نسبت به دو انتهای آن دارد افزایش و لنگر دو انتهای تیر کاهش می‌یابد؛ بنابراین مقداری از کاهش مقاومت دو انتهای تیر توسط میانه آن جبران می‌شود.

#### ۲-۲-۵- قاب‌های خمشی متوسط

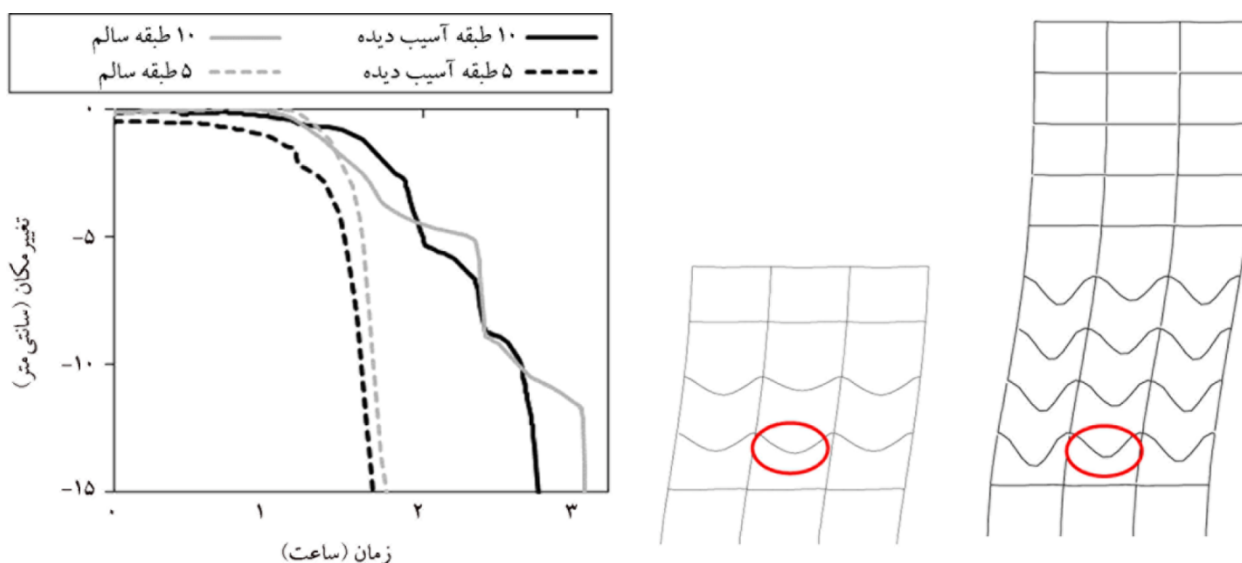
در قاب‌های خمشی متوسط به دلیل عدم وجود ضابطه ستون قوی-تیر ضعیف در طراحی، امکان تشکیل مفاصل پلاستیک در ستون‌ها تحت اثر زلزله وجود دارد. نتایج تحلیل‌ها نشان می‌دهد که مدخرایی قاب‌های خمشی متوسط در برابر آتش استاندارد پس از زلزله طرح (DBE) به صورت خرابی تیر (موضعی) می‌باشد؛ زیرا

#### ۲-۵- نتایج تحلیل قاب‌های آسیب‌دیده تحت آتش استاندارد

برخلاف قاب‌های سالم، مدهای خرابی قاب‌های آسیب‌دیده تحت اثر آتش می‌تواند متفاوت باشد. این موارد شامل مدهای خرابی موضعی (مانند خرابی موضعی تیر یا ستون) و خرابی کلی (کمانش ستون و یا مکانیسم جانی کل سازه) می‌شود. زمان خرابی برای هر قاب معادل زمان وقوع مدخرایی ای است که پیش از سایر مدها رخ می‌دهد. در ادامه نتایج تحلیل آتش هر یک از قاب‌های خمشی ویژه و متوسط آسیب‌دیده به صورت مجزا ارائه شده است.

#### ۱-۲-۵- قاب‌های خمشی ویژه

در قاب‌های خمشی ویژه مفاصل پلاستیک ناشی از بارگذاری لرزه‌ای صرفاً در دو انتهای تیرها تشکیل شده است. شایان ذکر است که اگر جابه‌جایی‌های ماندگار در سازه دارای مقادیر قابل توجهی باشد، می‌تواند باعث شکل‌گیری مکانیسم خرابی جانی سازه تحت اثر بار آتش پس از زلزله شود. این موضوع برای سازه‌های بدون پوشش بارزتر است. با این حال، نتایج تحلیل‌های انجام شده روی سازه‌های مورد مطالعه نشان می‌دهد که مکانیسم خرابی موضعی در تیرها پیش از مکانیسم خرابی جانی واقع شده است. بدین سبب، جابه‌جایی‌های ماندگار تأثیری بر زمان مقاومت سازه‌های نمونه نداشته است. منحنی تغییر خیز تیر نمونه از قاب‌های آسیب‌دیده تحت آتش استاندارد در

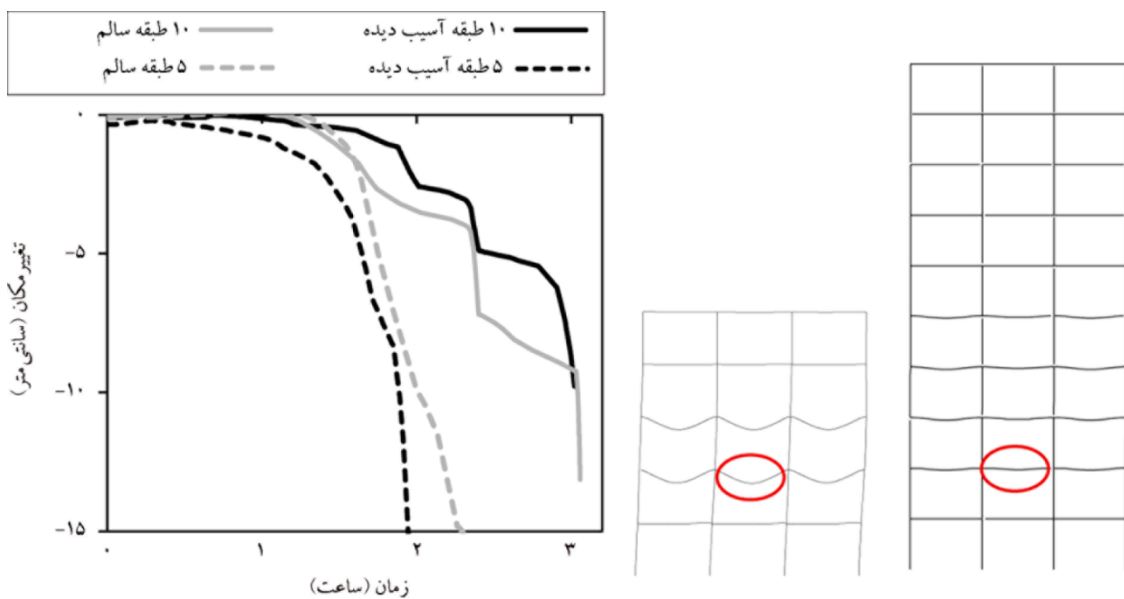


شکل (۱۴): نمودار تغییر خیز تیر نمونه در قاب‌های خمشی ویژه تحت آتش استاندارد.

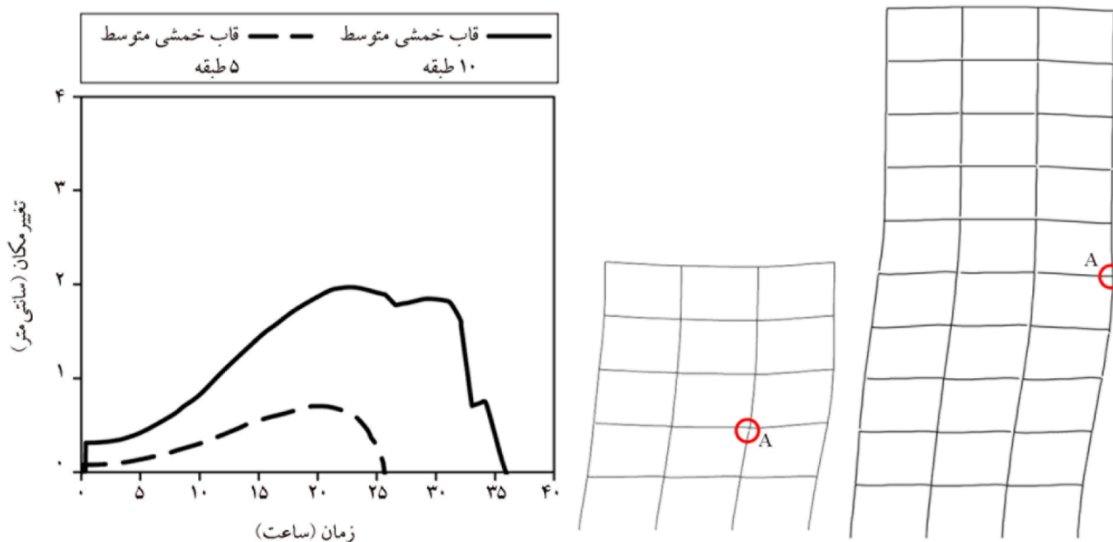


در قاب‌های خمشی متوسط تحت زلزله‌های خیلی شدید (MCE)، مفاصل پلاستیک علاوه بر دو انتهای تیرها در برخی از ستون‌ها نیز تشکیل شده است. این عامل باعث آسیب دیدگی پوشش ضد حریق در این نواحی می‌شود. برای نمونه، نمودار تغییر مکان قائم- زمان گره بالایی یکی از ستون‌ها که مفصل پلاستیک در آن تشکیل شده (نقطه A) تحت آتش استاندارد در شکل (۱۶) نشان داده شده است. در ابتدا نمودار به دلیل افزایش طول ستون ناشی از افزایش حرارت به سمت مثبت حرکت می‌کند.

در این سطح خطر تمامی مفاصل همانند قاب‌های خمشی ویژه تنها در دو انتهای تیرها تشکیل شده‌اند. نمودار تغییرات خیز تیر نمونه از این قاب‌ها تحت آتش استاندارد پس از زلزله با سطح خطر طرح در شکل (۱۵) نشان داده شده است. با مقایسه شکل‌های (۱۴) و (۱۵) مشخص می‌شود که رفتار قاب‌های خمشی متوسط و ویژه در برابر آتش پس از زلزله طرح تشابه زیادی دارد. خرابی قاب‌های خمشی متوسط ۵ و ۱۰ طبقه تحت آتش استاندارد پس از زلزله با سطح خطر طرح به ترتیب در مدت حدود ۱/۶۵ و ۱/۹۶ ساعت اتفاق افتاده است.



شکل (۱۵): نمودار تغییرات خیز تیر نمونه در قاب‌های خمشی متوسط تحت آتش استاندارد.



شکل (۱۶): نمودار تغییر مکان قائم- زمان نقطه A تحت آتش استاندارد.

مقاومت ناشی از زلزله با سطح خطر طرح (DBE) حداکثر ۱۸ درصد است. در این حالت نیز مد خرابی به صورت خرابی تیر ظاهر می شود. رفتار سازه های قاب خمشی متوسط تحت بار آتش پس از زلزله های خیلی شدید متفاوت از رفتار آنها در حالت معمول است، به طوری که مد خرابی در این حالت به صورت تسلیم موضعی در ستون ها می باشد و میزان کاهش زمان مقاومت به طور متوسط در حدود ۷۵ درصد است.

علی رغم اینکه تعداد مفاصل پلاستیک در قاب های خمشی ویژه نسبت به قاب های خمشی متوسط بیشتر شده است (مطابق شکل ۷)، با وجود این، میزان کاهش زمان مقاومت قاب های خمشی متوسط در برابر آتش استاندارد پس از زلزله خیلی شدید در حدود ۵۵ درصد نسبت به قاب های خمشی ویژه بیشتر است. این موضوع به دلیل موقعیت آسیب دیدگی پوشش ضد حریق در آنها می باشد. در قاب های خمشی ویژه به دلیل الزام طراحی تیر ضعیف - ستون قوی، مفاصل پلاستیک در هر دو سطح خطر تنها در دو انتهای تیرها تشکیل می شود، در حالی که در قاب های خمشی متوسط به دلیل عدم الزام چنین ضابطه ای مفاصل پلاستیک در سطح خطر زلزله خیلی شدید در ستون ها نیز ایجاد شده است و پوشش ضد حریق در این مکان ها آسیب دیده است. این موضوع نشان می دهد که آسیب دیدگی پوشش ضد حریق در ستون ها در مقایسه با آسیب دیدگی پوشش تیرها تأثیر بیشتری بر زمان مقاومت سازه در برابر آتش دارد.

#### ۴-۵- نتایج تحلیل قاب ها تحت آتش طبیعی

قاب های خمشی محافظت شده توسط پوشش های ضد حریق در حالتی که قبلاً تحت اثر بارهای لرزه ای شدید قرار نگرفته باشند مقاومت مناسبی در مقابل آتش طبیعی خواهند داشت، با این حال آثار ناشی از زلزله های شدید می تواند باعث آسیب پذیری آنها در مقابل بارهای آتش شود. در این بخش، برای ارزیابی رفتار قاب های آسیب دیده در برابر آتش طبیعی ابتدا میزان تغییر مکان پسماند و محل تشکیل مفاصل پلاستیک در هر سطح خطر مانند بخش های قبلی با استفاده از روش تحلیل

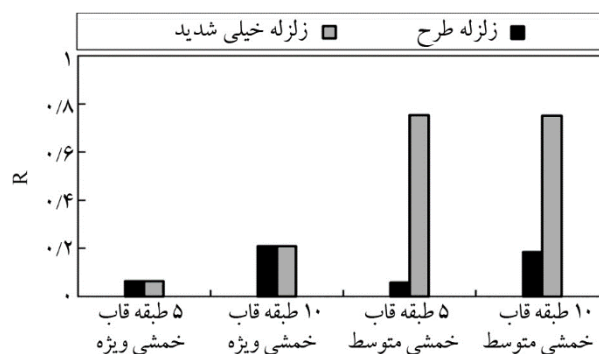
سپس نمودار به صورت ناگهانی به سمت منفی با شیب بی نهایت متمایل می شود. در این زمان ستون به دلیل افزایش حرارت در ناحیه مفصل شده به شکل موضعی تسلیم می شود. خرابی قاب های خمشی متوسط ۵ و ۱۰ طبقه به ترتیب در زمان های ۲۶ و ۳۶ دقیقه اتفاق افتاده است.

#### ۵-۳- میزان کاهش زمان مقاومت قاب ها در برابر آتش استاندارد

در این بخش برای نشان دادن میزان کاهش زمان مقاومت در مقابل آتش به دلیل آثار ناشی از بارگذاری زلزله از ضریب کاهش مقاومت در برابر آتش (R) استفاده شده است. مقدار این ضریب بین ۰ و ۱ بوده و با توجه به رابطه (۳) حاصل می شود.

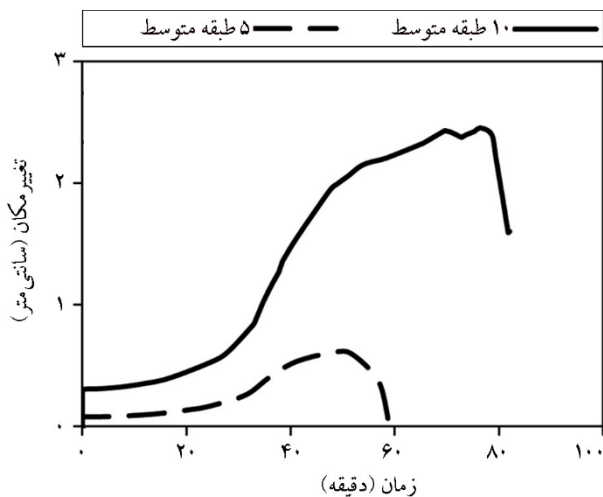
$$R = 1 - T_d / T_u \quad (3)$$

که در آن  $T_d$  زمان مقاومت قاب آسیب دیده  $16$  و  $T_u$  زمان مقاومت قاب سالم  $17$  در برابر آتش استاندارد است. میزان ضریب کاهش مقاومت هر یک از قاب ها در برابر آتش استاندارد پس از زلزله با دو سطح خطر طرح و خیلی شدید در شکل (۱۷) نشان داده شده است.



شکل (۱۷): ضریب کاهش مقاومت (R) قاب های آسیب دیده پس از زلزله با دو سطح خطر.

در قاب های خمشی ویژه، آثار ناشی از بارگذاری زلزله طرح و زلزله شدید باعث کاهش زمان مقاومت در برابر آتش به میزان کمتر از ۲۱ درصد می شود. بر اساس مشاهدات انجام شده، مد خرابی در قاب های ویژه مجهز به پوشش ضد حریق تحت سناریوی مفروض همواره به صورت موضعی و مربوط به خرابی تیر می باشد. در قاب های خمشی متوسط نیز میزان کاهش زمان

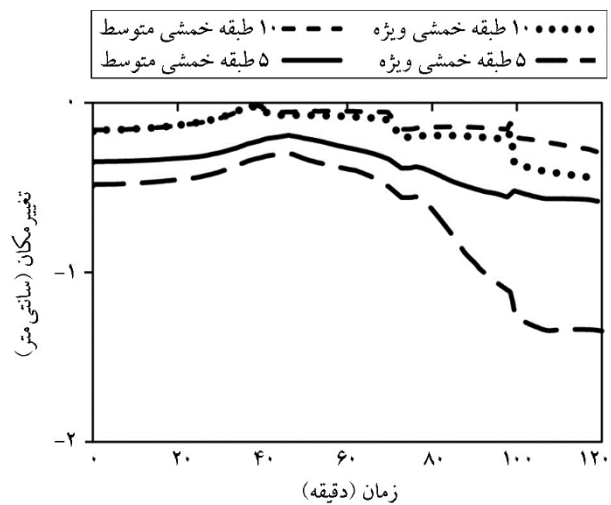


شکل (۱۹): تغییر مکان قائم نقطه A قاب‌های خمشی متوسط در آتش طبیعی.

### ۶- نتیجه‌گیری

در این مقاله رفتار قاب‌های خمشی ویژه و متوسط با پوشش ضد حریق در آتش پس از زلزله با استفاده از روش‌های عددی مورد ارزیابی قرار گرفت. برای این منظور دو قاب ۵ و ۱۰ طبقه به دو صورت قاب خمشی ویژه و متوسط طراحی شده و سپس در شرایط مختلف تحت بارگذاری آتش قرار گرفتند. برای ارزیابی عملکرد لرزه‌ای و تشخیص موقعیت شکل‌گیری مفاصل پلاستیک در سازه‌های نمونه از تحلیل بار افزون استفاده شد و برای ارزیابی عملکرد قاب‌ها تحت بار آتش از تحلیل‌های مکانیکی-حرارتی استفاده گردید. تحلیل بار افزون برای دو سطح خطر زلزله طرح (DBE) و زلزله خیلی شدید (MCE) انجام شد. تحلیل مکانیکی-حرارتی نیز تحت سناریوهای آتش استاندارد و آتش طبیعی انجام پذیرفت. برای انجام تحلیل حرارتی فرض شد که پوشش ضد حریق در محل تشکیل مفاصل پلاستیک در زلزله آسیب دیده باشد. میزان تأثیر تغییر مکان‌های ماندگار حاصل از بارهای لرزه‌ای بر زمان مقاومت قاب‌های خمشی فولادی در مقابل بار آتش از طریق مقایسه زمان مقاومت سازه‌های نمونه در حالت سالم و آسیب‌دیده مورد بررسی قرار گرفت. مهم‌ترین یافته‌های حاصل از این تحقیق عبارتند از:

بار افزون محاسبه شد. سپس قاب‌های آسیب‌دیده تحت یک سناریوی آتش طبیعی افزایش یافته در شرایط پس از زلزله قرار گرفتند. نمودار تغییر خیز تیر نمونه از قاب‌های آسیب‌دیده در سطح خطر طرح که تحت آتش طبیعی قرار گرفته در شکل (۱۸) نشان داده شده است. در هیچ‌یک از قاب‌ها خرابی موضعی تیر تحت آتش طبیعی پس از زلزله اتفاق نیفتاده است.



شکل (۱۸): نمودار تغییر خیز تیر نمونه تحت آتش طبیعی.

قاب‌های نمونه پس از بارگذاری با زلزله‌های خیلی شدید، تحت بار آتش طبیعی قرار گرفتند. علیرغم اینکه هر دو نوع قاب خمشی تحت آتش طبیعی پس از زلزله طرح مقاوم بودند، قاب‌های خمشی متوسط در شرایط آتش طبیعی پس از زلزله خیلی شدید دچار خرابی شدند. نمودار تغییرات تغییر مکان برحسب زمان برای نقطه فوقانی ستونی که در آن مفصل ایجاد شده در شکل (۱۹) نشان داده شده است.

خرابی قاب‌های ۵ و ۱۰ طبقه به ترتیب در زمان‌های ۶۰ و ۸۰ دقیقه اتفاق افتاده است. این خرابی به صورت تسلیم موضعی در ستون‌هایی ظاهر می‌شود که تحت بارگذاری لرزه‌ای پیش از آتش رفتار پلاستیک داشته‌اند. قاب‌های خمشی ویژه حتی در شرایط پس از زلزله خیلی شدید نیز قادر به تحمل بار آتش طبیعی بوده‌اند و هیچ‌گونه خرابی اعم از خرابی کلی و موضعی در آنها مشاهده نگردید.

4. Nishino, T., Tanaka, T., and Hokugo, A. (2012) An evaluation method for the urban post-earthquake fire risk considering multiple scenarios of fire spread and evacuation. *Fire Safety Journal*, **54**, 167-180.
5. Della Corte, G., Landolfo, R., and Mazzolani, F. (2003) Post-earthquake fire resistance of moment resisting steel frames. *Fire Safety Journal*, **38**(7), 593-612.
6. Faggiano, B. (2007) Fire after earthquake. *Proc. WG1 Meeting on Urban Habitat Constructions under Catastrophic Event*. Prague.
7. Faggiano, B., De Gregorio, D., and Mazzolani, F. (2010) Assessment of the robustness of structures subjected to fire following earthquake through a performance-based approach. *Proc. Conference Urban habitat constructions under catastrophic events (COST C26 Action)*, Naples, Italy.
8. Zaharia, R. and Pintea, D. (2009) Fire after earthquake analysis of steel moment resisting frames. *International Journal of Steel Structures*, **9**(4), 275-284.
9. Behnam, B. and Ronagh, H.R. (2014) Behavior of moment-resisting tall steel structures exposed to a vertically traveling post-earthquake fire. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, **23**(14), 1083-1096.
10. Behnam, B. and Ronagh, H.R. (2015) Post-earthquake fire performance-based behavior of unprotected moment resisting 2D steel frames. *KSCSE Journal of Civil Engineering*, **19**(1), 274-284.
11. Memari, M., Mahmoud, H. and Ellingwood, B. (2014) Post-earthquake fire performance of moment resisting frames with reduced beam section connections. *Journal of Constructional Steel Research*, **103**, 215-229.
12. Elhami Khorasani, N., Garlock, M. and Gardoni, P. (2016) Probabilistic performance-based evaluation of a tall steel moment resisting frame under post-earthquake fires. *Journal of Structural Fire Engineering*, **7**(3), 193-216.
13. Behnam, B. (2016) Structural response of vertically irregular tall moment-resisting steel frames under pre-and post-earthquake fire. *The Structural Design*

– بارهای لرزه‌ای متناظر با سطح خطر زلزله طرح باعث کاهش زمان مقاومت سازه‌های قاب خمشی فولادی محافظت شده در برابر آتش استاندارد می‌شوند. این میزان کاهش برای سطح خطر زلزله طرح کمتر از ۲۱ درصد است، درحالی‌که برای زلزله خیلی شدید این میزان تا حد ۷۵ درصد افزایش می‌یابد.

– عملکرد سازه‌های قاب خمشی ویژه تحت آتش پس از زلزله مناسب‌تر از قاب‌های خمشی متوسط است، به‌نحوی‌که کاهش زمان مقاومت قاب‌های خمشی ویژه در شرایط پس از زلزله در هر دو سطح خطر زلزله طرح و زلزله خیلی شدید کمتر از ۲۱ درصد است.

– علیرغم رفتار مناسب قاب‌های خمشی ویژه تحت بار آتش طبیعی پس از زلزله، قاب‌های خمشی متوسط قادر به تحمل بارهای آتش طبیعی پس از زلزله‌های خیلی شدید نیستند و تسلیم ستون‌ها باعث خرابی این سازه‌ها می‌شود.

– مد خرابی قاب‌های آسیب‌دیده تحت آتش استاندارد همانند حالت سالم غالباً مربوط به خرابی تیر طبقات آتش گرفته می‌باشد. تنها در قاب‌های خمشی متوسط پس از زلزله‌های خیلی شدید، خرابی به‌صورت تسلیم موضعی در ستون‌ها ظاهر می‌شود.

آسیب‌دیدگی پوشش ضد حریق در ستون‌ها در مقایسه با آسیب‌دیدگی پوشش تیرها تأثیر بیشتری بر زمان مقاومت سازه در برابر آتش دارد.

## مراجع

1. Cousins, W., Heron, D.W. Mazzoni, S. Thomas, G.C., and Lloyd, D. (2002) Modelling the spread of post-earthquake fire in Wellington City. *Proc. the 2002 Technical Conference and AGM*. New Zealand Society for Earthquake Engineering, Napier.
2. Buchanan, A.H. (2001) *Fire Engineering Design Guide*. Centre for advanced Engineering, University of Canterbury.
3. Mousavi, S., Bagchi, A., and Kodur, V.K. (2008) Review of post-earthquake fire hazard to building structures. *Canadian Journal of Civil Engineering*, **35**(7), 689-698.

- fire conditions. *Engineering Structures*, **34**, 400-413.
26. Memari, M. and Mahmoud, H. (2014) Performance of steel moment resisting frames with RBS connections under fire loading. *Engineering Structures*, **75**, 126-138.
27. FEMA440 (2005) Federal Emergency Management Agency. *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*. Washington, DC, USA.
28. ASCE (2007) ASCE Publications. *Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*. Vol. 41.
29. European Standard (2002) *Eurocode 1: Action on Structures, Part 1-2: Action on Structures Exposed to Fire*. EN 1991-1-2, CEN, Brussels, Belgium.
30. Cadornin, J.F., Pintea, D., Dotreppe, J.C., and Franssen, J.M. (2003) A tool to design steel elements submitted to compartment fires—OZone V2. Part 2: Methodology and application. *Fire Safety Journal*, **38**(5), 429-451.
31. Liu, T., Fahad, M., and Davies, J. (2002) Experimental investigation of behaviour of axially restrained steel beams in fire. *Journal of Constructional Steel Research*, **58**(9), 1211-1230.
14. Leo Braxtan, N. and Pessiki, S. (2011) Bond performance of SFRM on steel plates subjected to tensile yielding. *Journal of Fire Protection Engineering*, **21**(1), 37-55.
15. Keller, W.J. and Pessiki, S. (2012) Effect of earthquake-induced damage to spray-applied fire-resistive insulation on the response of steel moment-frame beam-column connections during fire exposure. *Journal of Fire Protection Engineering*, **22**(4), 271-299.
16. Standard No. 2800 (2015) Building & Housing Research Center. *Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings*. Iran.
17. Ministry of Roads and Urban Development (2013) *Iranian National Building Code for Steel Structures-Part 10*. Tehran.
18. Quiel, S.E. and Garlock, M.E. (2008) Modeling high-rise steel framed buildings under fire. *Proc. Structures Congress 2008*. Crossing Borders.
19. Underwriters' Laboratories (1992) *Fire Resistance Directory*. Vol. 1.
20. Toh, W., Tan, K., and Fung, T. (2001) Strength and stability of steel frames in fire: Rankine approach. *Journal of Structural Engineering*, **127**(4), 461-469.
21. Charney, F.A. and Marshall, J. (2006) A comparison of the Krawinkler and scissors models for including beam-column joint deformations in the analysis of moment-resisting steel frames. *Engineering Journal American Institute of Steel Construction*, **43**(1), 31-48.
22. European Standard (2005). *Eurocode 3: Design of Steel Structures, Part 1-2: Structural Fire Design*. EN 1993-1-2, CEN, Brussels, Belgium.
23. Rubert, A. and Schaumann, P. (1986) Structural steel and plane frame assemblies under fire action. *Fire Safety Journal*, **10**(3), 173-184.
24. Lien, K., Chiou, Y., Wang, R., and Hsiao, P. (2010) Vector form intrinsic finite element analysis of nonlinear behavior of steel structures exposed to fire. *Engineering Structures*, **32**(1), 80-92.
25. Sun, R., Huang, Z., and Burgess, I.W. (2012) Progressive collapse analysis of steel structures under

### واژه‌نامه

- 1- زلزله طرح Design Base Earthquake (DBE)
- 2- زلزله خیلی شدید Maximum Considered Earthquake (MCE)
- 3- قاب خمشی ویژه Special Moment Frame (SMF)
- 4- قاب خمشی متوسط Intermediate Moment Frame (IMF)
- 5- ایمنی جانی Life Safety (LS)
- 6- آستانه فروریزش Collapse Prevention (CP)
- 7- مقطع تیر کاهش یافته Reduced Beam Section (RBS)
- 8- قابلیت استفاده بی وقفه Immediate Occupancy (IO)
- 9- تغییر مکان نسبی بیشینه طبقات Maximum Inter Story Drift Ratio (MIDR)
- 10- محافظت شده با پوشش ضد حریق Protected
- 11- محافظت نشده Unprotected
- 12- پدیده زنجیری Catenary Action
- 13- ضریب کاهش مقاومت در برابر آتش Reduction Factor (R)

## Performance Assessment of Special and Intermediate Steel Moment Resisting Frames Under Post-Earthquake Fire

Mohsen Gerami<sup>1\*</sup> and Pouria Mirzaei<sup>2</sup>

1. Associate Professor, Civil Engineering Department, Semnan University, Semnan, Iran,

\*Corresponding Author, email: mgerami@semnan.ac.ir

2. Ph.D. Student, Civil Engineering Department, Semnan University, Semnan, Iran

Severe earthquakes may cause extensive fires in the structures. In the aftermath of earthquake, factors such as the occurrence of residual displacement in the structural stories (geometrical damage), increased fire intensity, and damage to the fireproofing (local damage) reduce structural resistance rating to fire. The methods and requirements of seismic design of structures can have a great impact on their fire resistance rating. In this paper, the performance of intermediate and special moment frames in post-earthquake fire is compared.

For this purpose, two 5 and 10 story frames are designed with two special and intermediate moment frame systems assuming they are in a high risk seismic zone. It is supposed that the beams and columns of the frames were protected by cement vermiculite spray fireproof material and accordingly the required thickness of the fireproofing is designed for two hours of fire resistance time. The 2D-frames model in Abaqus software for pushover- heat transfer- and thermal-mechanical analyses. The compartment fire scenario is assumed to start from the second floor and extend to two-fifths the height of the frames. For seismic loading, two hazard levels including the Design Base Earthquake (DBE) and the Maximum Credible Earthquake (MCE) are considered. The results of seismic and thermal-mechanical analyses are combined to accurately consider the behavior of seismically-loaded structures under fire loads. The fire resistance time of two sample steel moment frames for pre- and post-earthquake situations is compared to specify the reduction of fire resistance time due to the seismic effects. Two types of temperature-time curves for natural fire in pre- and post-earthquake conditions are considered in relation to Eurocode 3 and fire extinguishing coefficients in post-earthquake conditions. To determine the seismic damage (geometric and local damages) in the frames, the pushover method is employed in which the frames were first pushed by the first mode loading pattern to reach the target displacement of each hazard levels and then unloaded to return their elastic displacements and stay plastic displacements in the frame's stories as the permanent displacements. The location of the plastic hinges in frame's members at the target roof displacement is determined for each hazard levels. It is assumed that the fireproofing delaminate at these points as long as the depth of the beam cross section and directly exposed to the fire. The collapse of the structural systems under fire loads mainly occurs in three different modes: (i) yield of beam members, (ii) buckling of columns, and (iii) side-way collapse. The occurrence of the mentioned collapse mechanisms depends on the factors such as structural characteristics, fireproofing and geometric damage. The resistance time of the frames is the time at which any of the abovementioned collapse modes are detected.

The results show that the failure mode of the undamaged and damaged special moment frames (SMF) under fire scenarios is yield of beam members. The fire resistant rating for undamaged SMF is about 21% less than damaged one. The reason for the low resistance time reduction is due to the redistribution forces in the damaged beam at high temperatures so that by eliminating the fireproofing at the two ends of the beam, the temperature at these points increases more rapidly than the beam center. By reducing the stiffness of the two ends of the beam, due to the redistribution of forces, the moment at these points will be reduced and added to the mid-beam moment. Therefore, some of the lower two end resistance of the beam is compensated by its middle. The fire resistance time of Intermediate Moment Frames (IMF) after Design Base Earthquakes (DBE) is estimated to be 19% less than undamaged one.



However, Maximum Credible Earthquakes (MCE) reduce the resistance time of these frames by 75% since at this hazard level the plastic hinges occurrence in some columns of such frames that results in damage to the column's fireproofing. Also, the results of natural fire analyses show that after MCE earthquakes, the intermediate moment frames may collapse under natural fire, while special moment frames are able to withstand against the natural fire in post-earthquake conditions.

**Keywords:** Post-Earthquake Fire, Standard Fire, Natural Fire, Performance Levels, Steel Moment Frame.