

روابط

پارامتری برای طراحی ضخامت پوشش محافظ ستون‌های فولادی در برابر آتش

مهسا چابکی^۱، علی اکبر آفاکوچک^{۲*}

- ۱- دانشجوی دکتری مهندسی سازه، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس
- ۲- استاد، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس

Email: *a_gha@modares.ac.ir

پذیرش: [۱۴۰۲/۱۲/۰۹]

دریافت: [۱۴۰۲/۰۷/۲۰]

چکیده

هدف از انجام این پژوهش، بررسی اثر پارامترهای مختلف شامل شرایط تکیه‌گاهی، نسبت تقاضا به ظرفیت اولیه عضو (DCR)، فاکتور اندازه مقطع (نسبت محیط به مساحت) و ضخامت پوشش عایق حرارت بر روی مدت زمان مقاومت ستون‌های فولادی تحت اثر آتش می‌باشد. به این منظور، چهار نمونه ستون با مقطع H شکل و چهار نمونه ستون با مقطع قوطی شکل با طول ۴ متر در نرم‌افزار آباکوس مدل‌سازی شده و سپس با در نظر گرفتن اثر پارامترهای مختلف از چهار سمت تحت اثر منحنی آتش استاندارد قرار داده شده‌اند. نتایج پژوهش حاکی از آن است که افزایش ضخامت مقطع قوطی شکل فولادی باعث افزایش مدت زمان مقاومت ستون فولادی تحت اثر آتش شده است. اما افزایش پهنای مقطع اثر قابل توجهی بر زمان خرابی ستون نداشته است. همچنین افزایش ضخامت بال و کاهش ارتفاع جان در ستون‌های H شکل موجب افزایش مدت زمان مقاومت ستون‌ها تحت اثر آتش شده است. از طرفی نتایج نشان می‌دهد که فاکتور اندازه مقطع، مقدار بارگذاری اولیه عضو و ضخامت پوشش محافظ اثر قابل توجهی بر زمان گسیختگی و خرابی ستون داشته و در نتیجه آن روابطی پارامتری برای محاسبه زمان خرابی ستون‌های حفاظت شده ارائه شده است. از مقایسه رابطه مبحث دهم مقررات ملی ساختمان و روابط ارائه شده در پژوهش حاضر مشخص می‌شود که با در نظر گرفتن DCR اولیه معادل ۰/۷ در روابط پیشنهادی این مقاله، نتایج روابط به هم نزدیک می‌شوند. این امر نشان‌دهنده محافظه‌کاری بیش از حد رابطه مبحث ۱۰ برای بسیاری از سازه‌های متداول است، در حالی که روابط پژوهش حاضر، طراحی دقیق‌تر و بهینه‌تری از ضخامت پوشش عایق حرارت را به دست می‌دهد.

واژگان کلیدی: ستون قوطی شکل فولادی، ستون H شکل فولادی، نرم‌افزار Abaqus، تحلیل انتقال حرارت، تحلیل استاتیکی غیرخطی، تعیین ضخامت پوشش عایق حرارت

۱- مقدمه

هر ساله ساختمان‌های زیادی در سراسر دنیا دچار آتش‌سوزی می‌شوند که بیشتر آن‌ها خسارت‌های جبران‌ناپذیری وارد می‌کنند. همچنین در بسیاری از کشورها از جمله ایران بیشتر سازه‌ها برای بارهای ناشی از آتش طراحی نمی‌شوند و اگر در زمان بهره‌برداری در معرض چنین شرایطی قرار گیرند، خسارت‌های مالی و جانی بسیاری را تجربه خواهند کرد. در این بین مسئله‌ی آتش‌سوزی در ساختمان‌های فولادی شرایط بحرانی‌تری دارد که این امر ناشی از کاهش شدید مقاومت و مدول الاستیسیته‌ی فولاد در اثر افزایش درجه حرارت و دما می‌باشد. از جمله حوادث مهم در این زمینه، آتش‌سوزی برج‌های تجارت جهانی [1, 2] و نیز حادثه آتش‌سوزی ساختمان پلاسکو در ایران [3, 4] می‌باشند که حادثه اخیر منجر به مرگ جمعی از آتش‌نشانان، تخریب کامل و فروریزش کلی ساختمان شد. از این رو، حفاظت اعضای فولادی در برابر آتش به موضوعی مهم و ضروری در سراسر دنیا تبدیل شده است. در زمینه سابقه تحقیقات، پژوهش‌گران زیادی به بررسی رفتار قاب‌ها و سازه‌های فولادی حفاظت نشده [5, 6] و حفاظت شده [7, 9] تحت اثر آتش پرداختند. در خصوص اعضای تکی تیر و ستون فولادی تحت اثر آتش، کراس^۱ و همکاران [10] در سال ۲۰۱۵ به بررسی اثر سقف عرشه فولادی روی رفتار تیرهای فولادی حفاظت شده تحت اثر آتش پرداختند. پودلسکی^۲ [11] به بررسی چگونگی توزیع دما در تیرهای فولادی حفاظت شده با پوشش‌های ضدحریق تحت اثر آتش پرداخت. هاوتالا^۳ و همکاران [12] در سال ۲۰۲۱ و تقی‌پور و همکاران [13] در سال ۲۰۱۹ به بررسی کاهش مقاومت و رفتار تیرهای فولادی با پوشش محافظ آسیب‌دیده تحت اثر آتش پرداختند. زاکوان^۴ و همکاران [14] در سال ۲۰۲۰ به بررسی رفتار تیرهای سلولی (لانه زنبوری) فولادی حفاظت شده با ضخامت‌های مختلف پوشش ضدحریق تحت اثر آتش پرداختند. همچنین لی و همکاران [15, 16] در سال ۲۰۱۰ به بررسی آزمایشگاهی رفتار ستون‌های فولادی مقید

شده توسط اعضای قاب دو بعدی اطراف آن تحت اثر آتش پرداختند. آن‌ها دریافتند هنگامی که دمای ستون به دمای کماتش آن رسیده (حدود ۵۱۰ درجه سانتی‌گراد)، جابه‌جایی و تغییر شکل جانبی ستون به صورت ناگهانی افزایش یافته و دچار فروریزش و خرابی شده است. آگاروال^۵ و همکاران [17] در سال ۲۰۱۴ و وایکات^۶ و همکاران در سال ۲۰۱۱ [18] به مطالعه آزمایشگاهی و عددی آثار گرادیان حرارتی روی رفتار ستون‌های فولادی بال پهن پرداختند. آن‌ها به این نتیجه رسیدند که ستون‌های تحت اثر حرارت یکنواخت نسبت به ستون‌های در معرض گرادیان حرارتی (حرارت غیریکنواخت) میانگین دمای بالاتری دارند. همچنین در بیشتر موارد، ستون‌های تحت اثر حرارت یکنواخت خیلی سریع‌تر از ستون‌هایی که بخشی از آن‌ها تحت حرارت می‌باشد، به دمای بحرانی خود رسیده‌اند. لی و همکاران در سال ۲۰۰۹ [19] و جین و چان در سال ۲۰۲۰ [20] به بررسی مقاومت و رفتار ستون‌های فولادی با پوشش محافظ آسیب‌دیده تحت اثر آتش پرداختند. آن‌ها به این نتیجه رسیدند که خرابی قسمتی از پوشش محافظ موجب ایجاد توزیع دمایی غیریکنواخت به صورت همزمان در طول ستون و در مقطع عرضی آن شده است. از طرفی خرابی قسمتی از پوشش محافظ در ستون با نسبت بار بزرگتر شرایط بحرانی‌تری ایجاد کرده است.

اغلب مطالعات گذشته، رفتار کلی سازه‌های فولادی حفاظت شده و حفاظت نشده را در برابر سناریوهای مختلف آتش‌سوزی بررسی نموده‌اند. در این بررسی‌ها کمتر به اثر پارامترهای مختلف در تعیین ضخامت پوشش محافظ اعضای فولادی تحت اثر آتش پرداخته شده است. از طرفی، تولیدکنندگان پوشش‌های عایق حرارت اغلب براساس نتایج تعداد محدودی تست آزمایشگاهی، جداولی برحسب سه پارامتر (۱) فاکتور اندازه مقطع، (۲) نرخ مقاومت مورد نیاز در برابر آتش، (۳) دمای بحرانی مورد نظر، برای تعیین ضخامت پوشش محافظ مورد نیاز اعضای سازه‌ای ارائه می‌کنند. اغلب این آزمایش‌ها روی نمونه‌های تیر و ستون با طول محدود و

1 Kraus
2 Podolski
3 Hautala

4 Zakwan
5 Agarwal
6 Dwaikat

۲۴۰ کیلوگرم بر متر مکعب (kg/m^3) در نظر گرفته شده است. اما گرمای ویژه و رسانایی حرارتی مصالح فولاد و کافکو ۳۰۰ به صورت متغیر با دما در نظر گرفته شده است [13, 22]. گرمای ویژه و رسانایی حرارتی مصالح کافکو ۳۰۰ در دمای محیط به ترتیب برابر ۶۹۵ ژول بر کیلوگرم درجه سانتی‌گراد ($\text{J/kg}\cdot^\circ\text{C}$) و ۰/۰۵۴ وات بر متر درجه سانتی‌گراد ($\text{W/m}\cdot^\circ\text{C}$) در نظر گرفته شده است. سپس به منظور انجام تحلیل انتقال حرارت^{۱۰}، منحنی آتش استاندارد ASTM E119، با ضریب همرفتی^{۱۱} ۲۵ وات بر مترمربع درجه سانتی‌گراد ($\text{W/m}^2\cdot^\circ\text{C}$) و ضریب تابشی^{۱۲} ۰/۸ به لبه‌های خارجی مصالح محافظ اعمال شده است [23]. همچنین به منظور انتقال کامل درجه آزادی حرارتی از مرز میان مصالح محافظ و مقطع فولادی از قید Tie Constraint در این مرز استفاده شده است. در این تحلیل‌ها، دمای مقطع ستون در طول آن به صورت یکنواخت در نظر گرفته شده است. همچنین فرض شده است که مصالح عایق حرارت در طول آتش‌سوزی دست‌نخورده باقی‌مانده و از ستون فولادی جدا نشده است.

به منظور انجام تحلیل‌های مکانیکی، ابتدا مدل‌سازی ستون فولادی به طول ۴ متر در محیط سه بعدی و به وسیله المان‌های Beam (Wire) انجام شده است. در مدل‌های مورد بررسی اندازه مش ستون‌ها برابر ۰/۵ متر در نظر گرفته شده است. برای مدل کردن رفتار غیرخطی فولاد باید مدل رفتاری واقعی فولاد به نرم‌افزار معرفی شود. فولاد در محدوده رفتار خطی مصالح تنها با دو متغیر مدول ارتجاعی و ضریب پواسون معرفی می‌شود. برای تعریف پلاستیسیته فولاد در آباکوس باید از تنش و کرنش واقعی استفاده شود. در این قسمت، با توجه به آن که تنها تحلیل استاتیکی غیرخطی انجام شده است، برای مصالح فولاد چگالی با مقدار ثابت، مدول الاستیسیته متغیر با دما، ضریب پواسون، ضریب انبساط حرارتی متغیر با دما، تنش و کرنش پلاستیک متغیر با دما مطابق یوروکد ۳ تعریف شده است [9, 22]. در ادامه، شرایط تکیه‌گاهی ستون شامل تکیه‌گاه گیردار یا مفصلی در گره پایین و تکیه‌گاه غلتکی قائم در گره بالای آن اعمال شده است. سپس چهار تحلیل استاتیکی غیرخطی متوالی

بدون بارگذاری مکانیکی انجام شده که در نتیجه آن در این طراحی‌ها اثر سایر پارامترها از جمله بارگذاری ثقلی اولیه عضو تحت اثر آتش در نظر گرفته نشده است. به همین خاطر، هدف از این پژوهش بررسی اثر پارامترهای مختلف شامل شرایط تکیه‌گاهی، نسبت تقاضا به ظرفیت اولیه عضو (DCR)، فاکتور اندازه مقطع و ضخامت پوشش عایق حرارت روی مدت زمان مقاومت ستون‌های فولادی تحت اثر آتش می‌باشد. همچنین تلاش می‌شود روابطی برای تعیین ضخامت پوشش محافظ مورد نیاز ستون‌های فولادی بر حسب پارامترهای موثر مختلف ارائه شود و نتایج این روابط با نتایج حاصل از رابطه ارائه شده در مبحث دهم مقررات ملی ساختمان مقایسه شود. به همین منظور، چهار نمونه ستون با مقطع H شکل و چهار نمونه ستون با مقطع قوطی شکل با طول ۴ متر با در نظر گرفتن اثر پارامترهای مختلف از چهار سمت تحت اثر منحنی آتش استاندارد بررسی شده‌اند.

۲- مدل‌سازی در نرم‌افزار Abaqus

در این تحقیق، به منظور حفاظت ستون فولادی در برابر آتش از مصالح عایق حرارت کافکو ۳۰۰ استفاده شده است. مصالح عایق حرارت کافکو ۳۰۰ یک ماده معدنی بر پایه گچ و ورمیکولیت می‌باشد. با توجه به آنکه این ماده بر پایه گچ است از مقاومت چسبندگی بالایی در برابر حریق برخوردار است که از مزایای اصلی این محصول می‌باشد. مزیت دیگر این مصالح عایق حرارت، پایین بودن دانسیته آن است.

ابتدا به منظور انجام تحلیل انتقال حرارت، مقطع فولادی و پوشش عایق حرارت متصل به آن با المان‌های چهار گرهی Shell (حالت تنش مسطح) در نرم‌افزار آباکوس مدل‌سازی شده‌اند [21]. اندازه مش مقاطع برابر ۰/۰۰۵ متر در نظر گرفته شده است. در این قسمت، برای مصالح عایق حرارت کافکو ۳۰۰ و فولاد، تنها چگالی^۷، گرمای ویژه^۸ و رسانایی حرارتی^۹ تعریف شده است [9, 13]. چگالی فولاد و مصالح عایق حرارت کافکو ۳۰۰ در طول تحلیل‌ها ثابت و به ترتیب برابر ۷۸۵۰ و

10 Heat Transfer
11 Convection coefficient
12 Emissivity coefficient

7 Density
8 Specific heat
9 Thermal conductivity

حرارتی اعمال شده است. در این آزمایش‌ها، ستون‌ها تحت اثر منحنی آتش استاندارد ASTM E119 قرار داده شده‌اند.

شکل ۱. جزئیات هندسی نمونه‌های آزمایشگاهی مورد بررسی

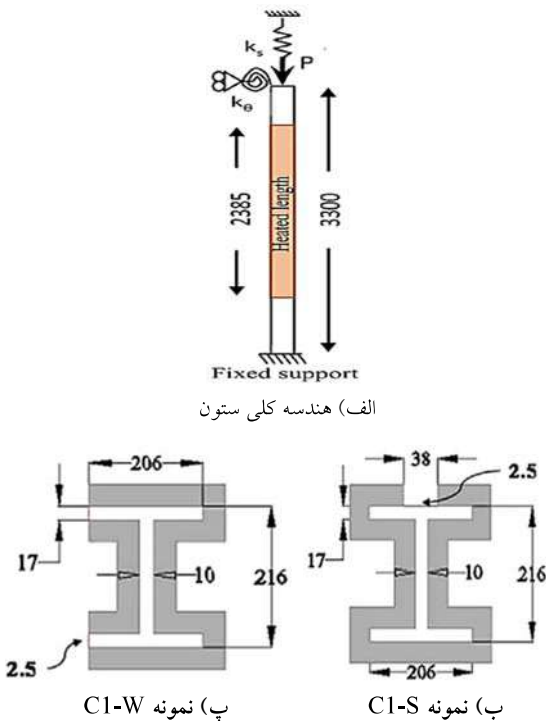


Fig. 1. Geometrical details of specimens

نتایج دمایی و تغییرشکل‌های حاصل از تست‌های آزمایشگاهی و مدل‌های عددی در شکل (۲) نشان داده شده است. مطابق نمودارها، روند تغییرات دمایی حاصل از تحلیل انتقال حرارت با نتایج آزمایشگاهی هماهنگی دارد، ولی اندکی بالاتر از آن‌ها هستند که می‌تواند ناشی از عایق نبودن کامل کوره، خطای وسایل اندازه‌گیری، جذب مقداری از گرما و حرارت برای تبخیر آب موجود در مصالح عایق حرارتی در تست‌های آزمایشگاهی، اختلاف مشخصات حرارتی مصالح مدل‌سازی شده و تست آزمایشگاهی و همچنین اندرکنش حرارتی بین دو مصالح و شرایط مرزی مدل عددی باشد. در نتیجه، نتایج تحلیل‌های عددی شرایط بحرانی‌تر و محافظه‌کارانه‌تری را به دست می‌دهند. همچنین مطابق شکل (۲)، تا زمان خرابی و گسیختگی ستون‌ها، عمده تغییرشکل‌های

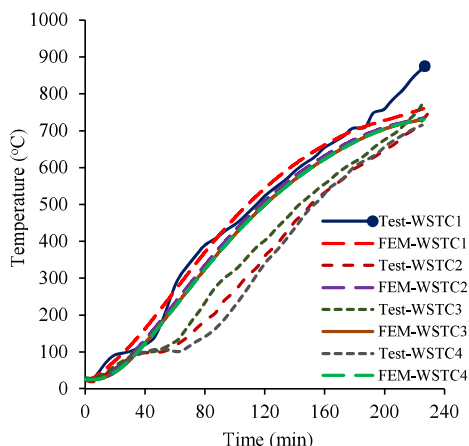
از نوع General Static تعریف شده است. تحلیل اول تحت اثر بار از نوع Gravity با شتاب ثقلی $9/806$ متر بر مجذور ثانیه در نظر گرفته شده است. تحلیل دوم به منظور ایجاد نقص اولیه معادل $0/001$ طول ستون در وسط دهانه آن و از طریق اعمال نیروی متمرکز افقی انجام شده است. تحلیل سوم تحت اثر بار متمرکز محوری اعمالی می‌باشد. تحلیل چهارم تحت اثر منحنی‌های دمایی حاصل از تحلیل انتقال حرارت انجام شده است. به این منظور، منحنی‌های دما - زمان حاصل از خروجی تحلیل‌های انتقال حرارت در نقاط مشخصی از مقاطع تحت عنوان شرایط Predefined field به ستون مورد نظر اعمال شده است.

۳- درستی آزمایشی تحلیل‌های حرارتی و مکانیکی

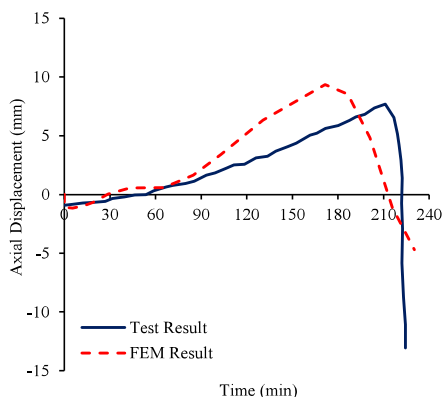
در این درستی آزمایشی از نتایج تست‌های آزمایشگاهی انجام شده توسط وایکات و همکاران در سال ۲۰۱۱ روی رفتار ستون‌های فولادی تحت اثر گرادیان حرارتی ناشی از آتش‌سوزی استفاده شده است [18] مدل‌سازی تحلیل انتقال حرارت و مکانیکی مورد نظر و همچنین مشخصات مصالح فولاد و عایق حرارت کافکو ۳۰۰ نیز مطابق آنچه در قسمت قبل ارائه شده انجام شده است. شرایط تکیه‌گاهی ستون نیز شامل تکیه‌گاه گیردار در پایین و تکیه‌گاه غلتکی قائم، فنرهای انتقالی و دورانی با سختی‌های به ترتیب ۲۵۰۰۰ کیلونیوتن بر متر و ۲۵۰۰ کیلونیوتن در متر بر رادیان در بالا اعمال شده است. همچنین به منظور شبیه‌سازی رفتار ستون‌ها و تیرهای محیطی سازه تحت اثر آتش (آتش‌سوزی سه طرفه و وجود گرادیان حرارتی در مقطع)، ستون‌های فولادی بال پهن با ۴۵ میلی‌متر مصالح عایق حرارت کافکو ۳۰۰ پوشانده شده و چون ستون‌ها از چهار سمت در کوره تحت آتش می‌باشند، به منظور ایجاد گرادیان حرارتی در مقطع ستون‌ها، پوشش عایق حرارتی قسمت‌هایی از بال بالای ستون‌ها برداشته شده است (شکل ۱). در این بررسی‌ها، ابتدا ستون‌ها تا حدود ۲۵٪ ظرفیت محوری تسلیم خود (۶۵۰ کیلونیوتن) به صورت گام به گام و در مدت ۱۰ دقیقه به صورت محوری بارگذاری شده‌اند. سپس بارگذاری

ستون‌ها ناشی از انبساط حرارتی ستون فولادی با افزایش دما می‌باشد.

ت) موقعیت ترموکوپل‌ها و کانتور تغییرشکل محوری نمونه C1-W



ث) نمودار دما بر حسب زمان نمونه C1-W



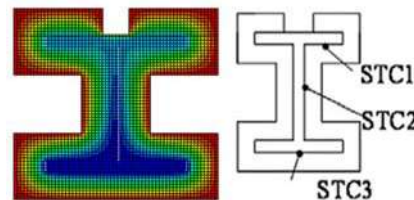
ج) نمودار جابجایی محوری بر حسب زمان نمونه C1-W

Fig. 2. Comparison of the tests and numerical analyses results

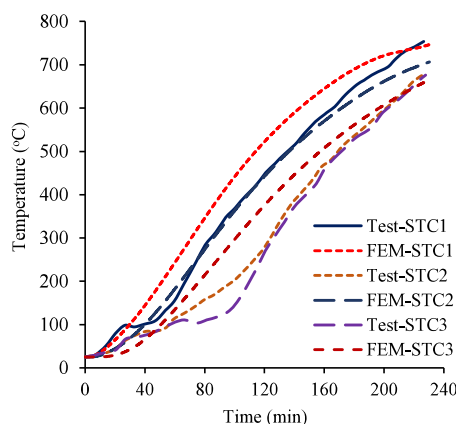
پس از آن در دماهای بالا (حدود ۵۰۰ تا ۵۵۰ درجه سانتی‌گراد)، مقاومت و مدول الاستیسیته ستون فولادی به صورت قابل توجهی کاهش یافته و ستون‌های C1-W و C1-S به ترتیب پس از ۲۰۰ و ۱۷۰ دقیقه از شروع آتش‌سوزی دچار خرابی و گسیختگی شده‌اند. همچنین تحلیل‌های عددی مقادیر تغییرشکل‌های بیشتری را به دست می‌دهد که می‌تواند ناشی از اختلاف شرایط تکیه‌گاهی و مشخصات مصالح نمونه آزمایشگاهی و مدل عددی و یا اختلاف دمایی موجود در تحلیل انتقال حرارت انجام شده باشد.

اما بطور کلی، روند تغییرات دمایی و تغییرشکل ستون‌ها حاصل از تست آزمایشگاهی و مدل‌های عددی اختلاف کمی داشته و در نتیجه مدل‌های عددی می‌توانند رفتار ستون‌ها را به درستی

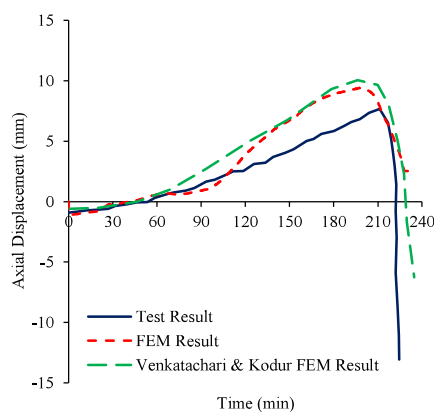
شکل ۲. مقایسه نتایج تست‌های آزمایشگاهی و تحلیل‌های عددی



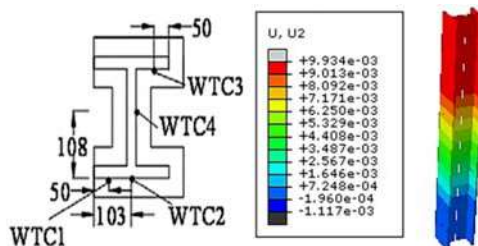
الف) موقعیت ترموکوپل‌ها و کانتور دمای مقطع نمونه C1-S



ب) نمودار دما بر حسب زمان نمونه C1-S



پ) نمودار جابجایی محوری بر حسب زمان نمونه C1-S



سازه و ستون‌های آن برای بارهای جانبی ناشی از باد و زلزله طراحی شده (به‌عنوان مثال ستون‌های قاب‌های خمشی) و DCRهای بالا مربوط به حالتی است که سازه تنها تحت اثر بارهای ثقلی طراحی شده است (به‌عنوان نمونه سازه در مناطق با خطر لرزه‌خیزی خیلی کم و یا ستون‌های ثقلی در قاب‌های مهاربندی شده). در نتیجه زمانی که این سازه‌ها تحت اثر ترکیب بار وقایع غیر معمول (1.2DL+0.5LL) برای بررسی اثر آتش قرار می‌گیرند، انتظار می‌رود DCR بیشتر ستون‌های سازه‌ها در محدوده بین ۰/۳ تا ۰/۷ باشد.

جدول ۱. مشخصات مقاطع

Column Square Section Width × thickness (mm ²)	Fire insulation coating thickness (mm)		
	1-hr FRR	2-hr FRR	3-hr FRR
Box 200×15	12	22	31
Box 250×15	12	22	31
Box 300×15	12	22	31
Box 300×20	12	19	27
Column H-Shaped Section Web (length-thickness)- flange (length-thickness) (mm)	Fire insulation coating thickness (mm)		
	1-hr FRR	2-hr FRR	3-hr FRR
Web (400-8) – Flange (300-25)	14	25	36
Web (500-8) – Flange (300-25)	15	27	40
Web (500-8) – Flange (300-30)	15	27	40
Web (500-8) – Flange (350-30)	13	24	34

Table 1. Section properties

۵- نتایج تحلیل‌ها

به منظور بررسی نتایج تحلیل‌ها، خروجی‌های تغییر شکل و نیروی محوری ستون‌ها مورد مطالعه قرار می‌گیرند. نتایج نشان می‌دهد که ابتدا در دمای محیط و تحت نیروی محوری اعمالی ستون به سمت پایین تغییر شکل داده است. سپس با افزایش دما تا حدود ۲۵۰ درجه سانتی‌گراد و با توجه به آن که یک انتهای ستون تکیه‌گاه غلتکی می‌باشد و در نتیجه آن قیدی در

پیش‌بینی کرده و زمان خرابی آن‌ها را به صورت محافظه‌کارانه‌ای تخمین بزنند. همچنین براساس شکل (۲-پ) نتایج تحلیل عددی پژوهش حاضر و نتایج تحلیل عددی مقاله ونکاتاجاری و کدور در سال ۲۰۲۰ که به درستی آزمایشی تست آزمایشگاهی خود در سال ۲۰۱۱ پرداخته‌اند، هماهنگی خوبی داشته است [9].

۴- نمونه‌های مورد بررسی

در این پژوهش ۳۲۰ نمونه ستون مختلف در نظر گرفته شده است که شامل پارامترهای زیر است:

(۱) ابعاد و اندازه مقطع مورد بررسی: شامل چهار مقطع مختلف قوطی شکل و چهار مقطع مختلف H شکل (جدول ۱).

(۲) رده مقاومت در برابر آتش^{۱۳} (ضخامت‌های مختلف پوشش محافظ^{۱۴} مصالح عایق حرارت کافکو ۳۰۰): شامل چهار حالت بدون پوشش، رده مقاومت یک، دو و سه ساعت در برابر آتش (جدول ۱). برای تعیین ضخامت اولیه پوشش محافظ مقطع ستون‌ها در جدول (۱)، ابتدا مدت زمان مورد نیاز مقاومت عضو برابر سازه در برابر حریق تعیین می‌شود (رده مقاومت مورد نیاز شامل یک، دو و سه ساعت). سپس فاکتور اندازه مقطع (نسبت محیط به مساحت مقطع عرضی ستون) محاسبه شده است. در نهایت براساس جداول موجود که توسط تولیدکننده مصالح و همچنین مرکز تحقیقات مسکن و شهرسازی ارائه شده ضخامت مورد نیاز مصالح پوشش عایق حرارت تعیین می‌شود.

(۳) شرایط تکیه‌گاهی ستون: شامل حالت یک سر گیردار – یک سر غلتک و یک سر مفصل – یک سر غلتک می‌باشد.

(۴) سطح بارگذاری اولیه (نسبت تقاضا به ظرفیت^{۱۵} ستون تحت اثر ترکیب بار ثقلی پیشنهادی آیین‌نامه در زمان وقوع حوادث غیرمعمول از جمله آتش‌سوزی): شامل نیروی محوری معادل ۰/۳۰٪، ۰/۴۰٪، ۰/۵۰٪، ۰/۶۰٪ و ۰/۷۰٪ ظرفیت فشاری محوری ستون در دمای محیط و براساس ضوابط مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان. در این بررسی‌ها، محدوده DCR ستون‌ها بین ۰/۳ تا ۰/۷ فرض شده است. DCRهای پایین حالتی است که

15 DCR (Demand to Capacity Ratio)

13 FRR (Fire Resistance Rating)

14 FCT (Fire insulation Coating Thickness)

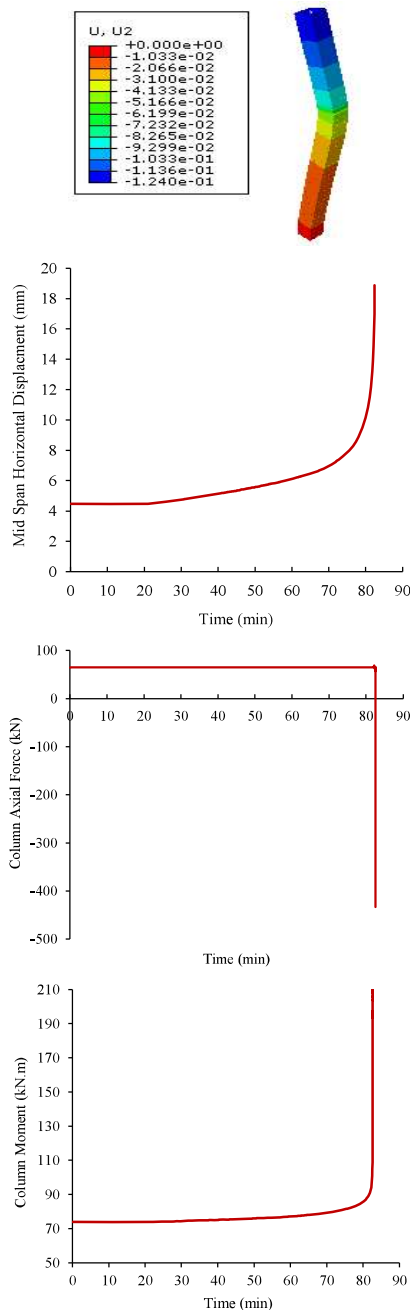


Fig. 3. Deformed shape, mid-span horizontal displacement, axial force, and bending moment of column Box200×15 with FCT (12mm) and DCR (70%)

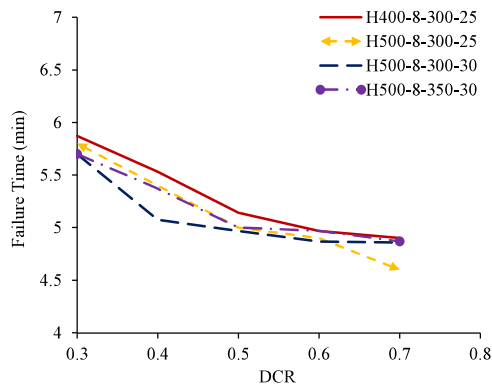
به عنوان نمونه ضخامت پوشش مورد نیاز براساس جداول موجود برای مصالح کافکو ۳۰۰ برای مقاطع با پهنای ۲۰، ۲۵ و ۳۰ سانتی متری با ضخامت ۱/۵ سانتی متر یکسان است. در ستون با مقطع H شکل، پهنای بال مقطع اثر قابل توجهی روی زمان گسیختگی ستون ندارد. اما افزایش ضخامت بال و کاهش

برابر افزایش طول آن وجود ندارد، ستون فولادی تمایل به انبساط حرارتی و افزایش طول داشته است. اما با افزایش بیشتر دما و کاهش مقاومت و مدول الاستیسیته فولاد، ستون به سمت پایین تغییر شکل داده و شروع به شکم دادن می کند. در نهایت با افت مقاومت و ظرفیت باربری مقطع و همچنین افزایش تغییر شکل افقی وسط دهانه ستون و در نتیجه آن افزایش اثر لنگر خمشی $P-\delta$ ، ستون در دمای حدود ۵۰۰-۶۵۰ درجه سانتی گراد دچار خرابی و گسیختگی شده است. در این تحلیل ها به دلیل وجود یک تکیه گاه غلتکی در انتهای ستون، نیروی محوری ستون در طول تحلیل تا قبل از خرابی ثابت باقی مانده است (شکل ۳). همچنین شکل تغییر شکل یافته ستون در دمای خرابی و گسیختگی آن (۵۰۰ درجه سانتی گراد) در شکل (۳) نشان داده شده است. مطابق این شکل، ستون تحت اثر آتش در دمای خرابی و گسیختگی خود شکم داده و دچار کمانش جانبی شده است. همچنین نتایج تحلیل ها نشان می دهد که برای تمامی مقاطع ستون ها، شرایط تکیه گاهی انتهای دیگر ستون (گیردار یا مفصلی بودن آن) تحت اثر DCR اولیه مشخص و مشابه، اثر قابل توجهی روی زمان گسیختگی عضو ندارد. در شرایطی که نسبت نیروی موجود به ظرفیت مشابه باشد، حالتی که یک سر ستون تکیه گاه گیردار باشد (GR) نسبت به حالتی که مفصلی (PR) باشد، زمان خرابی ستون تنها حدود یک تا پنج دقیقه اختلاف داشته است.

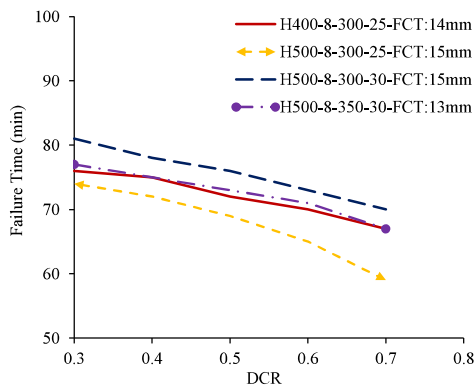
همچنین نتایج تحلیل ها نشان می دهد که در ستون با مقطع قوطی شکل مربعی، ضخامت مقطع اثر قابل توجهی روی مقدار فاکتور مقطع، ضخامت پوشش مورد نیاز و زمان خرابی ستون دارد. اما عرض (پهنای) مقطع اثر قابل توجهی روی زمان گسیختگی این نوع ستون ها ندارد.

شکل ۳. شکل تغییر شکل یافته و نمودار تغییر شکل افقی، نیروی محوری و لنگر خمشی وسط دهانه ستون قوطی شکل ۲۰×۱۵ با ضخامت پوشش ۱۲ میلی متر و نسبت تقاضا به ظرفیت ۷۰٪

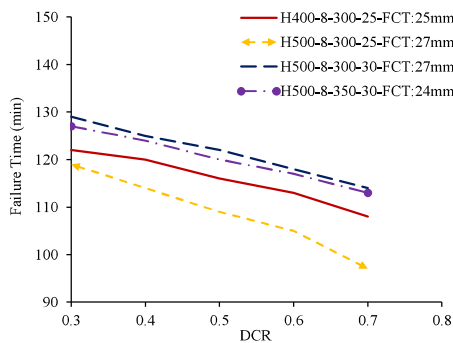
شکل ۵. نمودار زمان خرابی ستون‌های H شکل بر حسب نسبت تقاضا به ظرفیت آن‌ها



الف) بدون پوشش عایق حرارت



ب) نرخ مقاومت در برابر آتش یک ساعته



پ) نرخ مقاومت در برابر آتش دو ساعته

ارتفاع جان مقطع به صورت قابل توجهی باعث افزایش زمان خرابی ستون می‌شود. لازم به ذکر است که در این بررسی‌ها فرض شده است که زمان خرابی و گسیختگی ستون (نقطه A) هنگامی است که تغییرشکل محوری ستون از ۰/۰۱ طول آن و یا نرخ تغییر طول ستون از ۰/۰۰۳ طول ستون بر حسب میلی‌متر بر دقیقه تجاوز نماید (شکل ۴) [9, 25, 26].

شکل ۴. نمودار تغییر شکل محوری ستون H400-8-300-25 با ضخامت پوشش و نسبت بارهای مختلف

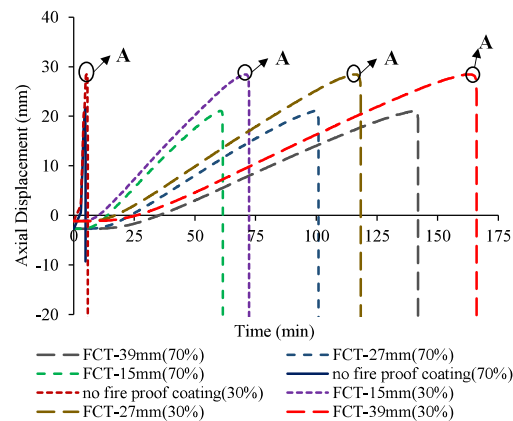


Fig. 4. Axial displacement of column H400-8-300-25 with different FCT and DCR

نتایج تحلیل‌ها نشان می‌دهد که نسبت تقاضا به ظرفیت ستون تحت اثر بارهای ثقلی اولیه موجود (DCR) اثر قابل توجهی روی رفتار المان و زمان و دمای گسیختگی و خرابی عضو ستون تحت اثر آتش دارد تا حدی که با افزایش DCR عضو از ۰/۳ تا ۰/۷ زمان خرابی و گسیختگی المان ستون در حدود ۲۵ تا ۳۵ دقیقه کاهش یافته و دمای گسیختگی آن از ۵۷۰ به حدود ۵۰۰ درجه سانتی‌گراد کاهش یافته است که لازم است برای طراحی و محاسبه دقیق‌تر و بهینه‌تر ضخامت پوشش‌های محافظ در برابر آتش این پارامتر نیز در نظر گرفته شود. همچنین نتایج نشان می‌دهد که با افزایش DCR ستون، زمان گسیختگی و مقاومت عضو در برابر آتش کاهش یافته که با توجه به نمودارهای ترسیم شده این رابطه تقریباً خطی می‌باشد (شکل ۵).

$$CFT = +100.45 - 0.55(P/A) - 40.6(DCR) + 3.88(FCT) \quad (۲)$$

$$TSS = \sum (y_i - \bar{y})^2 \quad (۳)$$

$$RSS = \sum_{i=1}^n (y_i - \hat{y}_i)^2 \quad (۴)$$

$$r^2 = \frac{TSS - RSS}{TSS} = 1 - \frac{RSS}{TSS} \quad (۵)$$

شکل ۶. نمودار زمان خرابی ستون‌ها حاصل از روابط ارائه شده و تحلیل‌های

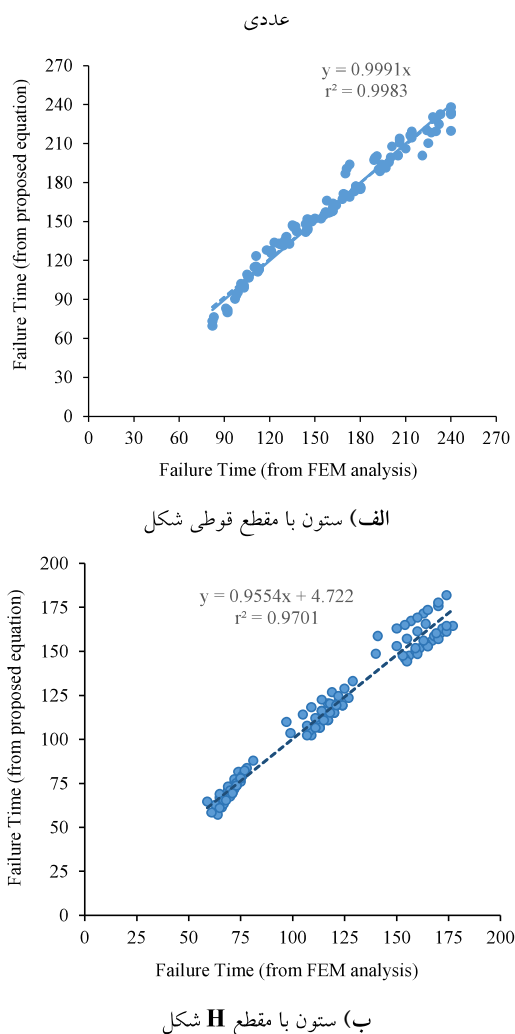
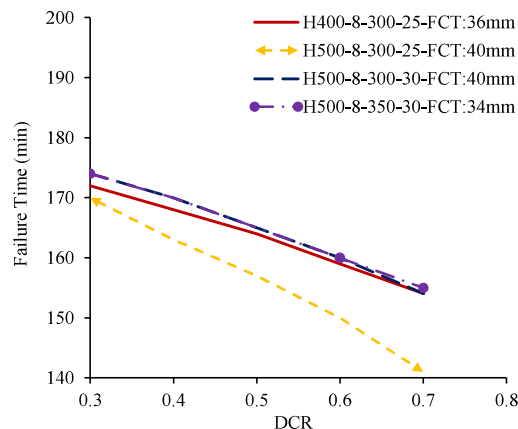


Fig. 6. Columns failure time values based on proposed equations versus FEM analysis results

در اینجا نتایج حاصل از تحلیل‌های انجام شده در پژوهش حاضر و روابط ارائه شده (روابط ۱ و ۲) با نتایج حاصل از رابطه ارائه شده در پیوست آتش مبحث دهم مقررات ملی



(ت) نرخ مقاومت در برابر آتش سه ساعته

Fig. 5. Column failure time versus DCR

۶- ارائه رابطه پارامتریک

براساس نتایج تحلیل‌های اجزای محدودی، در این بخش روابطی برای محاسبه زمان گسیختگی ستون‌های فولادی که با مصالح کافکو ۳۰۰ محافظت شده‌اند، پیشنهاد شده است. رابطه (۱) برای ستون‌های قوطی شکل و رابطه (۲) برای ستون H شکل ارائه شده است. در این روابط، CFT زمان گسیختگی ستون بر حسب دقیقه، P/A فاکتور اندازه مقطع بر حسب یک بر متر (نسبت محیط به مساحت مقطع)، FCT ضخامت پوشش مقطع بر حسب میلی‌متر و DCR نسبت تنش اولیه عضو تحت اثر بارهای ثقلی اولیه می‌باشد. روابط ارائه شده از طریق مدل رگرسیون چندخطی به دست آمده‌اند. از پارامتر t^2 نیز به منظور ارزیابی دقت مدل پیشنهادی براساس تحلیل‌های اجزا محدودی استفاده شده است (روابط ۳ تا ۵). هر چه مقدار t^2 عدد بزرگتری باشد (نزدیک به یک) نشان‌دهنده آن است که مقادیر پیش‌بینی شده از رابطه با مقادیر حاصل از تحلیل‌ها هماهنگی بهتری داشته است. شکل (۶) داده‌های مورد استفاده و میزان هماهنگی روابط پیشنهادی با داده‌ها را نشان می‌دهد. با استفاده از این روابط، طراحی بهینه‌تر و دقیق‌تری برای تعیین ضخامت پوشش مورد نیاز مقطع ستون فولادی توسط طراح سازه امکان‌پذیر است.

$$CFT = +197.27 - 1.81(P/A) - 94.7(DCR) + 6.18(FCT) \quad (۱)$$

که سیستم باربر جانبی آن‌ها قاب خمشی یا سیستم دوگانه است، به دلیل طراحی سازه تحت بارهای جانبی، زمانی که سازه فقط تحت اثر بارهای ثقلی سرویس باشد، نسبت بار به ظرفیت ستون به مراتب کمتر از $0/7$ است و این نسبت بار تنها برای بخش‌هایی از سازه‌هایی مانند قاب ساختمانی با اتصالات ساده و سیستم مهاربندی، که برای بارهای جانبی طراحی نشده و تنها تحت بارهای ثقلی طراحی شده‌اند، ممکن است اتفاق بیفتد. در نتیجه روابط بدست آمده در پژوهش حاضر، مقادیر ضخامت پوشش عایق حرارت مورد نیاز مقاطع مختلف را به صورت بهینه‌تری تخمین زده و پارامترهای موثر را به صورت دقیق‌تری در نظر می‌گیرد.

۷- نتیجه‌گیری

در این مقاله، چهار نمونه ستون با مقطع قوطی شکل و چهار نمونه ستون با مقطع H شکل از چهار سمت تحت اثر منحنی آتش استاندارد قرار داده شده‌اند. در این بررسی‌ها، اثر پارامترهای مختلف شامل نسبت تقاضا به ظرفیت اولیه ستون تحت بارهای ثقلی، شرایط تکیه‌گاهی، فاکتور اندازه مقطع و ضخامت‌های مختلف پوشش عایق حرارت روی مدت زمان مقاومت ستون‌ها تحت اثر آتش بررسی شده است، که با توجه به نمودارها و جداول بدست آمده، نتایج زیر حاصل شده‌اند.

- ستون‌ها تا دمای حدود 250 درجه سانتی‌گراد، تغییرشکل زیادی نداشته و تنها دچار انبساط حرارتی شده‌اند. اما پس از این دما با افت مقاومت و ظرفیت باربری مقطع و همچنین افزایش تغییر شکل افقی وسط دهانه ستون و در نتیجه آن افزایش اثر لنگر $P-\delta$ ، ستون در دمای مابین $500-650$ درجه سانتی‌گراد دچار خرابی و گسیختگی شده است.
- شرایط تکیه‌گاهی پای ستون (گیردار یا مفصلی بودن آن) تحت اثر DCR اولیه مشخص و مشابه، اثر قابل توجهی روی زمان گسیختگی عضو نداشته است.
- در ستون با مقطع قوطی شکل، ضخامت مقطع اثر قابل توجهی روی زمان خرابی ستون داشته است. اما پهنای مقطع اثر قابل توجهی روی زمان گسیختگی این نوع ستون‌ها نداشته است.

ساختمان برای رده مقاومت یک، دو و سه ساعت در برابر آتش در جدول (۲) مقایسه شده‌اند. [24]. در این مبحث رابطه (۶) برای این منظور ارائه شده که در آن R مدت زمان مقاومت در برابر آتش بر حسب ساعت، h ضخامت مصالح عایق حرارت بر حسب میلی‌متر، M و D نیز به ترتیب جرم واحد طول ستون بر حسب کیلوگرم بر متر و محیط در معرض گرمای ستون بر حسب میلی‌متر می‌باشند. همچنین C_1 و C_2 ضرایب ثابت مربوط به نوع مصالح پوشش عایق حرارت می‌باشند که برای مصالح کافکو 300 به ترتیب برابر $1/05$ و $0/7$ می‌باشند (24).

$$R = \left[0.672C_1 \left(\frac{M}{D} \right) + 0.039C_2 \right] \times h \quad (6)$$

جدول ۲. ضخامت پوشش مورد نیاز مقاطع

Column section	FRR (hr)	FCT base on Eq.6	FCT base on Eq.1&2 (DCR)		
			(0.1)	(0.4)	(0.7)
Box200×15	1	9.6	4	5.1	9.7
Box200×15	2	19.2	10.2	14.8	19.4
Box200×15	3	28.8	19.9	24.5	29.1
Box250×15	1	9.5	4	4.7	9.3
Box250×15	2	19	9.8	14.4	19
Box250×15	3	28.5	19.5	24.1	28.8
Box300×15	1	10.6	4	4.5	9.1
Box300×15	2	21.1	9.6	14.2	18.8
Box300×15	3	31.7	19.3	23.9	28.5
Box300×20	1	7.7	4	4	4.2
Box300×20	2	15.3	4.8	9.4	14
Box300×20	3	23	14.5	19.1	23.7
H400-8-300-25	1	12.4	5.3	8.4	11.6
H400-8-300-25	2	24.8	20.8	23.9	27
H400-8-300-25	3	37.2	36.2	39.4	42.5
H500-8-300-25	1	13.7	7.7	10.8	13.9
H500-8-300-25	2	27.3	23.1	26.3	29.4
H500-8-300-25	3	40.9	38.6	41.7	44.9
H500-8-300-30	1	12.5	5.5	8.6	11.8
H500-8-300-30	2	25	20.9	24.1	27.2
H500-8-300-30	3	37.5	36.4	39.5	42.7
H500-8-350-30	1	12.2	4.8	8	11.1
H500-8-350-30	2	24.3	20.3	23.4	26.6
H500-8-350-30	3	36.4	35.8	38.9	42

Table 2. Required FCT for different column sections

براساس جدول (۲)، رابطه ارائه شده در پیوست آتش مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، ضخامت پوشش محافظ مورد نیاز مقاطع مختلف ستون‌ها را معادل نسبت تقاضا به ظرفیت $0/7$ تخمین می‌زند. این امر منجر به طراحی دست‌بالایی از ضخامت پوشش محافظ مورد نیاز می‌شود، زیرا در بسیاری از سازه‌هایی

9. Venkatachari S., Kodur V. 2020, System level response of braced frame structures under fire exposure scenarios, 170, 106073.

10. Kraus P., Mensinger M., Tabeing F., Schaumann P. 2015, Investigations of steel elements with intumescent coating connected to space-enclosing elements in fire.

11. Podolski D. 2017, Temperature distribution in intumescent coating protected steel sections: The University of Manchester (United Kingdom).

12. Hautala J., Kangashaka I., Malaska M., Pajunen S. 2021, Resistance of partially protected steel beams in fire, 4(2-4), 1849-55.

13. Anvari A., Torra-Bilal I., Mahamid M., 2019, The Behavior of Structural Steel Elements with Damaged Fire Protection Material. Structures Congress 2019; American Society of Civil Engineers Reston, VA.

14. Zakwan F., Krishnamoorthy R., Ibrahim A., Ismail R., 2020, Finite Element Analysis of Coated (Intumescent Coating Protection) Cellular Steel Beam (CSB) Expose to Fire. IOP Conference Series: Materials Science and Engineering; IOP Publishing.

15. Li G., Wang P., Wang Y. 2010, Behaviour and design of restrained steel column in fire, Part 1: Fire test, 66(8-9), 1138-47.

16. Wang P., Wang Y., Li G. 2010, Behaviour and design of restrained steel column in fire: Part 2. Parameter study, 66(8-9), 1148-54.

17. Agarwal A., Choe L., Varma A. 2014, Fire design of steel columns: Effects of thermal gradients, 93, 107-18.

18. Dwaikat M., Kodur V., Quiel S., Garlock M. 2011, Experimental behavior of steel beam-columns subjected to fire-induced thermal gradients, 67(1), 30-8.

19. Li G., Wang W., Chen S. 2009, A simple approach for modeling fire-resistance of steel columns with locally damaged fire protection, 31(3), 617-22.

20. Jin H., Chun Q. 2020, Research on fire-resistance capacities of steel columns with partial-damaged fire protection coating, 24(6), 1893-902.

21. Inc A. ABAQUS Analysis User's Manual, Version 6.14. 2014.

22. B. Standard. 2005, Eurocode 3-Design of Steel Structures: Part 1-2: General Rules-Structural Fire Design. European Committee for Standardization Brussels, Belgium.

23. B. Standard. 2002, Eurocode 1-Actions on structures: part 1-2: General actions: actions on structures exposed to fire Design. European Committee for Standardization Brussels, Belgium.

24. MHUD. 2023, "Iranian National Building Code 10, steel structure design. Tehran (Iran)." In: Ministry of Housing and Urban Development (In Persian).

25. Beyler C., Beitel J., Iwanki N., Lattimer B. 2007, Fire resistance testing for performance-based fire design of buildings, Final report, The Fire Protection Research Foundation Quincy, Quincy.

26. BS 476-20. 1987, "Fire Tests on Building Materials and Structures - Part 20: Method for Determination of the Fire Resistance of Elements of Construction (General Principles)." BSI, UK.

- در ستون با مقطع H شکل، پهنای بال مقطع اثر قابل توجهی روی زمان گسیختگی ستون نداشته است. اما افزایش ضخامت بال و کاهش ارتفاع جان مقطع به صورت قابل توجهی باعث افزایش زمان خرابی ستون شده است.
- نسبت تقاضا به ظرفیت ستون تحت اثر بارهای ثقلی اولیه موجود (DCR) اثر قابل توجهی روی رفتار المان و زمان گسیختگی و خرابی عضو ستون تحت اثر آتش داشته تا حدی که با افزایش DCR عضو از ۰/۳ تا ۰/۷ زمان خرابی و گسیختگی ستون در حدود ۲۵ تا ۳۵ دقیقه کاهش یافته است.
- با استفاده از نتایج تحلیل‌های اجزای محدودی، روابطی برای محاسبه زمان گسیختگی ستون محافظت شده با مصالح کافکو ۳۰۰ برحسب پارامترهای نسبت تقاضا به ظرفیت اولیه، فاکتور اندازه مقطع و ضخامت پوشش پیشنهاد شده است.
- روابط بدست آمده در پژوهش حاضر در مقایسه با رابطه پیشنهادی مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، مقادیر ضخامت پوشش عایق حرارت مورد نیاز مقاطع مختلف را به صورت بهینه‌تر و دقیق‌تری تخمین زده و پارامترهای موثر بیشتری را در نظر می‌گیرند.

۸- مراجع

1. Bažant Z., Zhou Y. 2002, Why did the world trade center collapse? Simple analysis, 128(1), 2-6.
2. Kotsovinos P., Usmani A. 2013, The World Trade Center 9/11 disaster and progressive collapse of tall buildings, 49, 741-65.
3. Behnam B. 2019, Fire structural response of the plasco building: A preliminary investigation report, 17(5), 563-80.
4. Shakib H., Pirizadeh M., Dardaai S., Zakersalehi M. 2018, Technical and administrative assessment of Plasco building incident, 16, 1227-39.
5. Chaboki M., Heshmati M., Aghakouchak A.A. 2021, Investigating the Behaviour of steel framed-tube and moment-resisting frame systems exposed to fire, Structures Journal.
6. Qin C., Mahmoud H. 2019, Collapse performance of composite steel frames under fire, 183, 662-76.
7. Jiang J., Li G., 2017, Disproportionate collapse of 3D steel-framed structures exposed to various compartment fires, 138, 594-607.
8. Jiang J., Zhang C. 2018, Simulating the Response of a 10-Storey Steel-Framed Building under Spreading Multi-Compartment Fires, 7(4), 389-96.

Parametric equations for design of fire insulation coating thickness of steel columns

Mahsa Chaboki¹, Ali Akbar Aghakouchak^{2*}

- 1- Ph.D. student of Structural Engineering, Faculty of Civil and Environmental Engineering, Tarbiat Modares University, Tehran, Iran
- 2- Professor of Structural Engineering, Faculty of Civil and Environmental Engineering, Tarbiat Modares University, Tehran, Iran

Email: *a_gha@modares.ac.ir

Abstract

This paper investigates the effects of various parameters, including support conditions, the Demand to Capacity Ratio (DCR) of the member under gravitational loads, the section factor (the ratio of perimeter to area), and the fire insulation coating thickness on the fire resistance duration of steel columns under fire effects. To this end, four steel H-shaped columns and four steel tube columns with the height of 4 meters, are subjected to the standard fire curve (ASTM E119) from four sides, and the effects of different parameters are studied. Initially, a heat transfer analysis is carried out on the 2D cross-section of columns with its fire insulation coating in Abaqus software. Then, a nonlinear general static analysis is performed on a 3D steel column model subjected to gravity (concentrated axial) and thermal loading simultaneously.

Results of this study indicate that the columns only expand but do not deform significantly until approximately 250°C. After that, a decrease in the steel strength and stiffness and as a result, a decrease in fire resistance and bearing capacity of the steel column occurs. This is accompanied by an increase in the mid-span horizontal displacement of the column and an increase in the effect of the P- δ bending moment, which results in the column failure at about 500°C to 650°C. The column failure is defined as the time when the column cannot maintain the applied load (when the sudden decrease in axial force and sudden increase in axial displacement and moment initiates). In this case, while the column axial force remains constant, the induced bending moment is amplified but the element axial and bending moment capacities are simultaneously decreased at elevated temperatures. The results also show that the fixed or pin support condition on the bottom end of the column does not significantly affect the column failure time under fire effects. In square box columns, the increase in the section thickness increases the fire resistance duration of the steel column. However, increasing the section width does not significantly affect the column failure time. In H-shaped columns, the increase in the flange thickness and the decrease in the column web height increases the column fire resistance duration. On the other hand, the results indicate that the section factor, the initial load level of the member due to gravitational loads, and the fire insulation coating thickness have a significant effect on column failure time to the extent that with the increase in DCR of the member from 0.3 to 0.7, the failure time of the column decreases by about 25 to 35 minutes.

Based on the results of this study, two formulae have been presented to calculate the failure time of protected columns by CAFCO300. The results of these formulae have also been compared to a relationship proposed in Chapter 10 of the Iranian National Building Regulations. It is found that the results of these formulae are fairly similar, when the initial DCR equals 0.7. Therefore, the relationships of the present study provide a more optimal and accurate design of the fire insulation coating thickness, because this load level can only occur in structures that are not designed for lateral loads and are designed only under gravitational loads.

Keywords: Steel tube column, Steel H-shaped column, Abaqus software, Heat transfer analysis, Nonlinear static analysis, Fire insulation coating thickness design.