

Evaluation of the performance of special steel moment frames under fire conditions

A. Ghasemi^{1*}, H. Mirzaei²

- 1- Assistant Professor, Faculty of Engineering, Islamic Azad University, Central Tehran Branch, Tehran, Iran
2- Master of Structures, Faculty of Engineering, Islamic Azad University, Central Tehran Branch, Tehran, Iran

ABSTRACT

Steel structures are vulnerable to fire and material properties such as modulus of elasticity, ultimate strength and yield strength will change with increasing temperature. In this study, the effect of fire on the performance of special steel moment frames is investigated. For this purpose, different scenarios such as changing the location of the fire in different bays and floors were considered. Thermal analysis and nonlinear analysis and finally the performance of the structures were performed using modified thermal steel materials. The results indicate that the fire in the outer opening of the building will create a critical situation. The performance of the structures was evaluated based on the thermal analysis and using the modified thermal steel material. The results indicated that the fire in the exterior bays will be a critical situation. The variation trend of the ratio of collapse loads to design loads as soon as the temperature reaches 300 ° C is different. In different locations and at temperatures below 300 ° C, The increase rate of collapse loads to design loads is approximately 25%. While at temperatures above 300 ° C, with regard to the fire location, the rate of increase will reach 60%. The trend of collapse load variations under high temperatures and different fire locations is such that it converges to a certain value. Based on the results of nonlinear analysis, a design procedure was proposed to predict the collapse load of steel frames under fire conditions.

ARTICLE INFO

Receive Date: 15 September 2020
Revise Date: 07 April 2021
Accept Date: 15 April 2021

Keywords:

Fire,
Special Steel moment frame,
Performance,
Collapse Loads

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2021.248520.2241>

*Corresponding author: A. Ghasemi
Email address: abb.ghasemi@iauctb.ac.ir

ارزیابی عملکرد سازه‌های قاب خمشی فولادی ویژه در برابر حریق

عباس قاسمی^{۱*}، هادی میرزایی^۲

۱- استادیار، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران مرکزی، تهران، ایران

۲- کارشناس ارشد سازه، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران مرکزی، تهران، ایران

چکیده

سازه‌های فولادی در برابر آتش آسیب‌پذیر می‌باشند و با افزایش دما، مشخصات مصالح نظیر مدول الاستیسیته، مقاومت نهایی و مقاومت تسلیم تغییر خواهند نمود. در این مقاله اثر حریق بر عملکرد قاب‌های خمشی فولادی ویژه مورد بررسی قرار می‌گیرد. بدین منظور، سناریوهای مختلف نظیر تغییر موقعیت حریق در دهانه‌ها و طبقات مختلف، مورد بررسی قرار گرفت. آنالیز حرارتی و تحلیل غیرخطی و در نهایت بررسی عملکرد سازه‌ها با استفاده از مصالح فولادی حرارتی اصلاح شده، انجام گردید. نتایج حاصل شده حاکی است که آتش سوزی در دهانه خارجی ساختمان، وضعیت بحرانی را بوجود خواهد آورد. روند تغییرات نسبت بارهای فروریزش به بارهای طراحی، به محض رسیدن به درجه حرارت ۳۰۰ درجه سانتی‌گراد، متفاوت است. در موقعیت‌های مختلف آتش‌سوزی و در دماهای پایین تر از ۳۰۰ درجه سانتی‌گراد، میزان افزایش بارهای فروریزش در مقایسه با بارهای طراحی تقریباً ۲۵ درصد می‌باشد. در حالی که در دماهای بالاتر از ۳۰۰ درجه سانتی‌گراد، با توجه به موقعیت قرارگیری آتش، میزان افزایش یادشده به ۶۰ درصد نیز خواهد رسید. روند تغییرات بار فروریزش تحت دماهای بالا و موقعیت‌های مختلف آتش‌سوزی به‌گونه‌ای است که به مقدار مشخصی همگرا می‌شود. بر اساس نتایج حاصله از تحلیل‌های غیرخطی، راهکاری پیشنهادی جهت پیش‌بینی بار فروریزش قاب‌های فولادی تحت شرایط آتش‌سوزی ارائه گردید.

کلمات کلیدی: آتش، قاب خمشی، فولادی ویژه، عملکرد، بار فروریزش

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2021.248520.2241	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	10.22065/jsce.2021.248520.2241	۱۴۰۰/۱۲/۲۹	۱۴۰۰/۰۱/۲۶	۱۴۰۰/۰۱/۲۶	۱۴۰۰/۰۱/۱۸	۱۳۹۹/۰۶/۲۵
				*نویسنده مسئول:		
				پست الکترونیکی:		
				عباس قاسمی		
				abb.ghasemi@iauctb.ac.ir		

۱- مقدمه

آتش همیشه تهدیدی جدی برای جنبه‌های متنوع زندگی بشر بوده است. حادثه آتش‌سوزی، انفجار و فروپاشی ساختمان پلاسکو در ۲۹ دی‌ماه، موجب کشته شدن ۲۶ نفر و زخمی شدن ۲۳۵ نفر شد و میزان خسارت مالی تخمین زده شده حدود ۱۵۰۰ میلیارد تومان بوده است [۱]. از سال ۱۹۹۹ تا ۲۰۰۸، هر ساله بیش از ۵۰۰۰۰۰ آتش‌سوزی در سازه‌ها در ایالات متحده آمریکا رخ داده است. ایالات متحده آمریکا هر ساله در اثر این آتش‌سوزی‌ها با مرگ ۳۰۰۰ نفر و زخمی شدن ۱۵۰۰۰ نفر و بیش از ۱۰ میلیارد دلار خسارت مواجه می‌باشد [۲]. علاوه بر این، حادثه ۱۱ سپتامبر موجب مرگ ۲۴۵۱ نفر و زخمی شدن ۸۰۰ نفر گردید که میزان خسارت کل این حادثه تقریباً ۳۳/۵ میلیارد دلار بود [۲]. در طی آتش‌سوزی به دلیل افزایش دما استحکام مصالح ساختمانی کاهش می‌یابد. در سازه‌های پیوسته، ظرفیت باربری به رفتار پلاستیک و توزیع بار در قاب‌ها بستگی دارد. از این رو، اگر قاب‌ها به اندازه کافی قابلیت شکل پذیری و نامعینی نداشته باشند، شکست یک عضو می‌تواند به گسیختگی پیشرونده کل سازه منجر شود [۳ و ۴]. به صورت سنتی، طراحی سازه‌ای برای آتش‌سوزی صرفاً بر رفتار تک المان در آزمون‌های مقاومت در برابر آتش‌سوزی متکی بوده است. تعدادی از مطالعات تحقیقاتی نیز بر روی بخش‌های مختلف سازه نظیر تیر، ستون، دال و اتصالات متمرکز شده‌اند. نتایج بیانگر تفاوت شکست المان منفرد تحت آزمایش حریق در مقایسه با شکست المان متناظر در سازه‌ای با درجه نامعینی بالاتر خواهد بود. متأسفانه مطالعات و یافته‌های تحقیقاتی در خصوص نتایج آزمایشگاهی قاب‌های فولادی بدلیل پرهزینه بودن این آزمایشات دارای محدودیت است. علیرغم هزینه‌ی بالای آزمایشات، برخی از پژوهشگران در خصوص انجام آزمایش حریق اقدام نمودند. وندام و همکاران [۵] آزمایش مذکور را در مورد یک قاب فولادی شش طبقه در مقیاس کامل با لحاظ نمودن موقعیت‌های مکانی مختلف آتش‌سوزی، انجام دادند. در قاب مذکور، تیرها و ستون‌های فولادی در برابر آتش محافظت نشده بودند و لذا کمناش موضعی یک ستون بر روی کل سازه تأثیر خواهد گذاشت. آنها نتیجه‌گیری کردند که محافظت ستون در برابر حریق برای ایمنی سازه از درجه بسیار بااهمیتی برخوردار خواهد بود. بسیاری از استانداردها نظیر ASCE 7 - 10 [۶] از روش تعیین^۱ جهت طراحی سازه‌ها در برابر آتش استفاده می‌کنند و راهکارهای محدودی در ارتباط با طراحی سازه‌ها در برابر آتش ارائه می‌نمایند. طراحی به روش تعیینی برای بسیاری از استانداردها و سازه‌های متعارف، رویکردی صحیح تلقی می‌شود. با این حال مشابه آنچه در مهندسی زلزله متصور است، ریسک آتش‌سوزی و حریق غیرقابل اجتناب می‌باشد و لذا رویکرد احتمالاتی به عنوان یک گزینه جهت طراحی در برابر حریق، باید توسعه و گسترش یابد. از طراحی مبتنی بر عملکرد (PBD)^۲ می‌توان جهت طراحی بهینه و همچنین اطمینان از حصول ایمنی در طراحی ساختمانهای پرخطر نظیر بیمارستانها و مدارس استفاده کرد. سه سند رسمی در ایالات متحده آمریکا مشتمل بر راهنمای مهندسی مبتنی بر عملکرد انجمن مهندسان حفاظت از آتش (SFPE 2007) [۷]، آیین‌نامه عملکردی ساختمانها و تاسیسات (ICC 2012) [۸] و پیوست آیین‌نامه AISC جهت طراحی سازه‌های فلزی در برابر آتش‌سوزی (AISC 2011) [۹] راهکارهای طراحی مبتنی بر عملکرد در برابر آتش را ارائه می‌دهند. دو استاندارد جدید نیز که اخیراً منتشر شده است، گامی به سمت طراحی مبتنی بر عملکرد در شرایط آتش‌سوزی بوده که عبارتند از: (۱) استاندارد NFPA-557 [۱۰] که برای تعیین چگالی بار آتش‌سوزی از معیارهای مبتنی بر ریسک استفاده می‌کند (۲) استاندارد مهندسی SFPE که روشی را برای تعیین روند تکامل دما - زمان مهیا می‌نماید. حوادث آتش‌سوزی و پاسخ سازه‌ها در قبال حوادث یاد شده، مشتمل بر مقادیر قابل توجه عدم قطعیت می‌باشد. از طراحی مبتنی بر عملکرد تحت ریسک‌های بالقوه و با در نظر گرفتن عدم قطعیت‌هایی نظیر مقادیر فرکانس تحریک و پاسخ سازه جهت ارزیابی عملکرد یک ساختمان می‌توان استفاده کرد. بنابراین طراحی عملکردی با آگاهی کامل از ریسک‌های محتمل و با در نظر گرفتن تمام عدم قطعیت‌ها با توجه به ایمنی و هزینه کل، ابزار مناسبی برای طراحی بهینه خواهد بود. در این فرآیند، سازه تحت سناریوهای طراحی چندگانه ارزیابی می‌شود و با در نظر گرفتن مقادیر احتمالاتی مرتبط، عملکرد محتمل سازه حاصل خواهد شد. از اینرو فرآیند مذکور با طراحی متعارف و مرسوم که تنها مقادیر مشخصی را در طراحی منظور می‌نماید، در تضاد است. دامنه نتایج محتمل با در نظر گرفتن فراوانی وقایع، به سطح عملکرد قابل قبول سازه مربوط خواهد شد. در همین حال، محققان اخیراً در ایجاد رویکردهای احتمالی برای مهندسی آتش تحولاتی ایجاد نموده‌اند. دی‌سانتیس و همکاران [۱۱] جهت

^۱ deterministic^۲ Performance-based design

طراحی بهینه در برابر آتش، راهکاری ریسک‌محور ارائه نمودند. بدین منظور از شبکه احتمال بیزی^۲ جهت توسعه مدل‌ها استفاده نمودند. گوا و همکاران [۱۲] آنالیز قابلیت اطمینان سازه تحت آتش را با استفاده از شبیه‌سازی مونت کارلو انجام دادند. تعداد متغیرهای تصادفی مورد استفاده در تجزیه و تحلیل با استفاده از آنالیز حساسیت، بهینه‌سازی گردیدند. آنها از طریق یک روش احتمالاتی به مطالعه طراحی سازه‌ها در برابر حریق پرداختند. در این روش جهت محاسبه احتمال خرابی از تابع چگالی احتمال که متغیرهای آن پارامترهای طراحی می‌باشند، استفاده می‌شود. لانژ و همکاران [۱۳] از رویکرد مبتنی بر عملکرد لرزه‌ای در طراحی عملکردی مهندسی آتش اقتباس نمودند. گوا و همکاران [۱۴] یک نرم افزار جهت طراحی سازه‌ها در برابر آتش با تکیه بر روش قابلیت اعتماد ارائه نمودند. با نگرش سیستماتیک به موضوع فوق، توسعه طراحی مبتنی بر عملکرد در برابر حریق بایستی بر آنالیز حرارتی (به عنوان مدل نیاز) و آنالیز سازه تحت بار حرارتی (به عنوان مدل ظرفیت) متمرکز گردد. الهامی خراسانی و همکاران [۱۵] از مدل چگالی احتمالاتی بار حرارتی برای ساختمانهای اداری با توجه به مطالعات صورت گرفته در زمینه آتش، استفاده نمودند. در مطالعه یاد شده از مدل‌های احتمالاتی برای مشخصات مقاومتی فولاد نظیر مقاومت تسلیم و مدول الاستیسیته تحت بار حرارت، استفاده گردید. همچنین از مدل‌های احتمالاتی برای مشخصات حرارتی نظیر چگالی و میزان گرمای مشخصه برای مصالح عایق استفاده شد. براساس مدل‌های احتمالاتی فوق‌الذکر، میزان قابلیت اعتماد المانهای سازه‌ای در دماهای بالا مورد بررسی قرار گرفت. شکیب و همکاران [۱۶] به ارزیابی خرابی پیشرونده ساختمان پلاسکو تحت شرایط آتش‌سوزی پرداختند. آنها نتیجه‌گیری نمودند که عمده آسیب و خرابی ناشی از عدم پیوستگی مناسب، عدم شکل پذیری مناسب و عدم برخورداری از درجه نامعینی مناسب می‌باشد. نقطه ضعف اساسی سیستم سازه، اتصالات تیر به ستون ارزیابی شده است بنحویکه به محض رسیدن به درجه حرارت بحرانی، سیستم سازه‌ای از مقاومت مناسب در برابر بارهای خرابی موضعی برخوردار نبوده و سازه دچار فروریزش شده است.

در این تحقیق سعی می‌گردد اثرات حریق بر سازه‌های قاب خمشی فولادی ویژه بررسی گردیده و عملکرد این سیستم سازه‌ای مورد ارزیابی قرار گیرد. برای دستیابی به هدف مذکور، بایستی تجزیه و تحلیل آتش‌سوزی انجام شود که از کارآمدترین ابزارها در این زمینه می‌توان به نرم افزار OpenSees [۱۷] اشاره نمود. در این تحقیق سعی می‌شود که ماژول حرارتی نرم افزار OpenSees اصلاح گردد. هدف از اصلاح مذکور، افزایش کارایی نرم افزار جهت تحلیل حرارتی بوده و در نهایت با استفاده از ماژول حرارتی پیشنهادی و انجام آنالیزهای غیرخطی، عملکرد سازه‌ها مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. همچنین در این مقاله جهت پیش‌بینی ظرفیت سازه و مقادیر بارهای گسیختگی تحت دماهای بالا، راهکارهایی ارائه می‌گردد.

۲- ویژگی‌های فولاد در ترازهای دمایی مختلف

مطالعه کودور و همکاران [۱۸] و همچنین گزارش NIST که مبتنی بر مطالعه لوک و همکاران [۱۹] می‌باشد، به عنوان دو مطالعه پایه و اصلی در زمینه مشخصات حرارتی فولاد محسوب می‌شوند. کودور و همکاران [۱۸] در زمینه مشخصات حرارتی فولاد، مطالعات جامعی انجام دادند و به جمع آوری نتایج از پنج منبع مختلف پرداختند. این منابع مشتمل بر مطالعات اتینن و همکاران [۲۰]، اتینن و همکاران [۲۱]، مک‌لاین و همکاران [۲۲]، چن و همکاران [۲۳]، لی و همکاران [۲۴] می‌باشد. نتایج حاصله به ازاء درجات حرارت بالاتر از ۳۰۰ درجه سانتی‌گراد از تغییرات زیادی برخوردار می‌باشند. آنها به تشریح نتایج حاصله از منابع مختلف پرداختند که با توجه به روش‌های مختلف آزمون اندازه‌گیری، تغییرات محسوس در مقادیر ثبت‌شده و روابط پایه‌ای مختلف در گزارشات مشهود می‌باشد. گزارش NIST یک مطالعه جامع در مورد مقاومت تسلیم فولاد برای دماهای مختلف و انواع مختلف فولاد ارائه می‌دهد. عموماً جهت محاسبه مقاومت تسلیم در دماهای بالا، از دو رابطه تعینی مطابق آیین‌نامه یوروکد ۳ [۲۷] و گزارش NIST استفاده می‌شود. مقاومت تسلیم و کران مقاومت تناسبی در مدل یوروکد ۳ به ترتیب مطابق روابط ۱ و ۲ ارائه می‌شود، درحالی‌که در گزارش NIST مقاومت تسلیم مطابق رابطه ۳، به ازاء برون‌محوریت ۰،۲ درصد منظور می‌گردد.

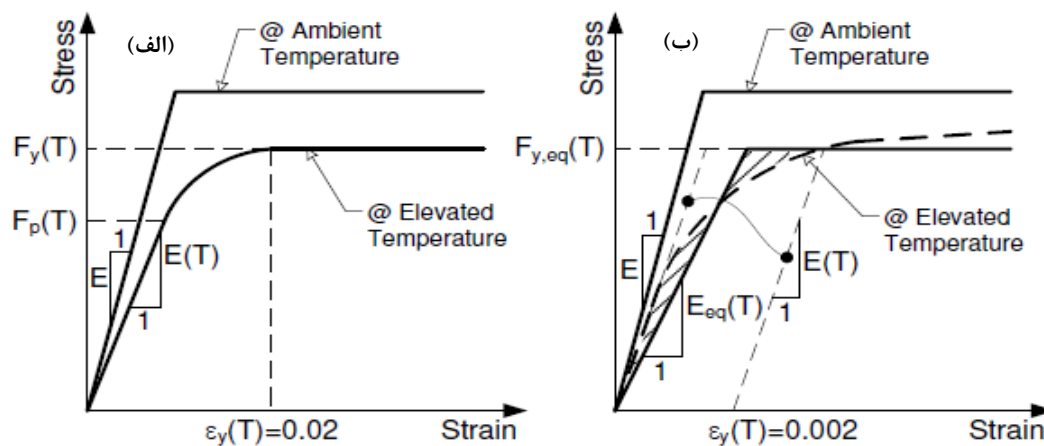
^۲ Bayesian probability

$$K_{y,2\%T} = \frac{F_{y,2\%T}}{F_y} = \begin{cases} 1.0 & T < 400^\circ C \\ -2.2 \times 10^{-3}T + 1.88 & 400^\circ C \leq T < 500^\circ C \\ -3.1 \times 10^{-3}T + 2.33 & 500^\circ C \leq T < 600^\circ C \\ -2.4 \times 10^{-3}T + 1.91 & 600^\circ C \leq T < 700^\circ C \\ -1.2 \times 10^{-3}T + 1.07 & 700^\circ C \leq T < 800^\circ C \\ -5 \times 10^{-4}T + 0.51 & 800^\circ C \leq T < 900^\circ C \\ -2 \times 10^{-4}T + 0.24 & 900^\circ C \leq T < 1200^\circ C \\ 0.0 & 1200^\circ C \leq T \end{cases} \quad (1)$$

$$K_{p,T} = \frac{F_{p,T}}{F_y} = \begin{cases} 1.0 & T < 100^\circ C \\ -1.933 \times 10^{-3}T + 1.193 & 100^\circ C \leq T < 400^\circ C \\ -0.6 \times 10^{-3}T + 0.66 & 400^\circ C \leq T < 500^\circ C \\ -1.8 \times 10^{-3}T + 1.26 & 500^\circ C \leq T < 600^\circ C \\ -1.05 \times 10^{-3}T + 0.81 & 600^\circ C \leq T < 700^\circ C \\ -2.5 \times 10^{-4}T + 0.25 & 700^\circ C \leq T < 800^\circ C \\ -1.25 \times 10^{-4}T + 0.15 & 800^\circ C \leq T < 1200^\circ C \\ 0.0 & 1200^\circ C \leq T \end{cases} \quad (2)$$

$$K_{y,T} = \frac{F_{y,T}}{F_y} = \exp \left[\frac{-1}{2} \left(\frac{T^*}{590} \right)^{5.708} - \frac{1}{2} \left(\frac{T^*}{919} \right)^{1.0} \right] \quad (3)$$

در روابط فوق F_y مقاومت تسلیم در درجه حرارت محیط، $F_{y,T}$ مقاومت تسلیم در برون محوریت ۰٫۲ درصد، $F_{y,2\%T}$ مقاومت تسلیم به ازاء کرنش معادل ۲ درصد و $F_{p,T}$ مقاومت حدی متناسب به ازاء تمام درجه حرارتها مطابق شکل ۱ می باشد. پارامترهای $K_{y,2\%T}$ ، $K_{y,T}$ و $K_{p,T}$ بیانگر نسبت مقاومت های فوق الذکر به مقاومت تسلیم در درجه حرارت محیط می باشد.



شکل ۱: مدل تنش-کرنش (الف) آیین نامه یوروکد ۳ (ب) گزارش NIST مبتنی بر مطالعه لوک و همکاران [۱۹]

مبنای محاسبه مدول الاستیسیته مشابه مقاومت تسلیم بر مبنای مطالعات کودور و همکاران [۱۸] و گزارش NIST (براساس مطالعات لوک و همکاران [۱۹]) می باشد. به طور کلی جهت اندازه گیری مدول الاستیسیته در دماهای بالا دو روش تست استاتیکی و تست دینامیکی وجود دارد. مطالعات گردن و همکاران [۲۵] و گارفالو [۲۶] بیانگر مقادیر بیشتر مدول الاستیسیته تحت آزمایش دینامیکی در مقایسه با آزمایش استاتیکی می باشد. با توجه به پیش بینی غیرمحافظه کارانه مدول الاستیسیته توسط آزمایش دینامیکی در این مقاله تنها مقادیر مدول الاستیسیته منتج از آزمایش استاتیکی منظور خواهد شد. در این تحقیق جهت تعیین روابط مدول الاستیسیته از دو آیین نامه یوروکد ۳ [۲۷] و ASCE [۶] استفاده می گردد. شایان ذکر است روابط ارائه شده در آیین نامه ASCE بر مبنای مطالعات لی [۲۸] می باشد. رابطه (۴) جهت ارزیابی مدول الاستیسیته بر اساس آیین نامه یوروکد ۳ بوده و در معادله (۵) مدول الاستیسیته بر مبنای آیین نامه ASCE برآورد می گردد.

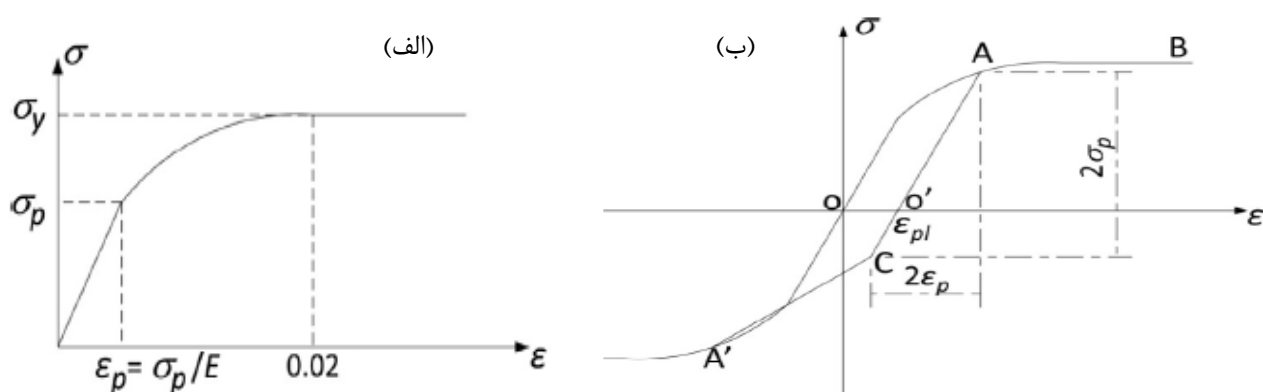
$$K_{E,T} = \frac{E_T}{E} = \begin{cases} 1.0 & T < 100^\circ C \\ -1 \times 10^{-3}T + 1.1 & 100^\circ C \leq T < 500^\circ C \\ -2.9 \times 10^{-3}T + 2.05 & 500^\circ C \leq T < 600^\circ C \\ -1.8 \times 10^{-3}T + 1.39 & 600^\circ C \leq T < 700^\circ C \\ -4 \times 10^{-4}T + 0.41 & 700^\circ C \leq T < 800^\circ C \\ -2.25 \times 10^{-4}T + 0.27 & 800^\circ C \leq T < 1200^\circ C \\ 0.0 & 1200^\circ C \leq T \end{cases} \quad (4)$$

$$K_{E,T} = \frac{E_T}{E} = \begin{cases} 1 + \frac{T}{2000 \ln\left(\frac{T}{1100}\right)} & T \leq 600^\circ C \\ \frac{690 - 0.64 \times T}{T - 53.5} & T > 600^\circ C \end{cases} \quad (5)$$

در روابط فوق E مدول الاستیسیته در دمای محیط، E_T مدول الاستیسیته در دمای شرایط حریق (T) می باشد.

۳- مدل مصالح پایه حرارتی در نرم افزار OpenSees

به منظور دستیابی به هدف این مطالعه، باید تجزیه و تحلیل آتش سوزی انجام شود و نرم افزار OpenSees از کارآمدترین ابزارها جهت انجام تجزیه و تحلیل انتقال حرارت بشمار می رود. با این حال، مدل سازی حرارتی در OpenSees تنها با عنصر نوع DispBeamColumn2dThermal امکان پذیر است [۱۵]. بنابراین، مدل مورد بحث در بالا از انواع مختلف عناصر از جمله المان فنر با طول صفر برای در نظر گرفتن رفتار غیرخطی استفاده می کند. رویکرد این مطالعه مبتنی بر مدل سازی قاب های سازه ای با طبقات و دهانه های مختلف بوده که فرض می شود تیرها و ستون ها تحت شرایط حریق قرار گرفته اند. المان DispBeamColumn2dThermal با استفاده از الیاف فیبری تعریف می شود و به صورت پلاستیسیته گسترده در طول آن منظور می شود. المان حرارتی با استفاده از ۸ فیبر در جان و ۴ فیبر در هر بال مدل سازی شد. ورودی حرارت و گرمایش در راستای عمق سطح مقطع با استفاده از ۹ نقطه دمایی در ۸ لایه از طریق منحنی زمان-درجه حرارت لحاظ گردید. جهت توسعه ماژول حرارتی، مدل های مصالح موجود در نرم افزار که مبتنی بر تنزل مقاومت در فرآیند آتش سوزی می باشند، اصلاح گردیدند. اصلاحات مذکور بر مبنای خصوصیات مصالح وابسته به دما مطابق آیین نامه یوروکد انجام شد. مصالح Steel01Thermal مصالح جدیدی است که قادر به تحمل بارهای لرزه ای و حرارتی سازه های فلزی می باشد. مدل رفتاری پایه در Steel01Thermal بر مبنای دو پیش فرض زیر استوار است: (الف) در دماهای بالا رفتار به صورت الاستوپلاستیک کامل دوخطی منظور می گردد (ب) از روابط تنش محور استفاده می شود و بر خلاف روابط کرنش محور از کرنش برگشتی صرف نظر می شود. نمودار تنش-کرنش تحت دمای محیط مطابق فرضیه اولیه به منظور ساده سازی الاستوپلاستیک کامل لحاظ می شود. با این وجود، مدل رفتاری یاد شده در دماهای بالا باید به یک رابطه غیرخطی تبدیل شود. شکل (۲- الف) تنش حدی متناسب (σ_p) را نشان می دهد که در دماهای بالاتر با تنش تسلیم (σ_y) معادل نخواهد بود. فرضیه ثانویه به مطالعه دقیق تری نیاز دارد زیرا با فرض یاد شده تجزیه و تحلیل حرارتی از حالت کرنش صفر آغاز می گردد که در سناریوی آتش سوزی این امر محقق نخواهد شد. علاوه بر این، در پروسه خنک سازی بدلیل عدم لحاظ برگشت پذیری کرنشی ممکن است عملکرد سازه به درستی ارزیابی نگردد. در این مقاله سعی گردیده تا مدل سازه ای Steel01Thermal بگونه ای اصلاح گردد که رفتار غیرخطی تنش - کرنش در دماهای بالا مطابق آیین نامه یوروکد لحاظ شود. در این شرایط برگشت پذیری کرنشی و تاریخچه تنش - کرنش مصالح قبل از شروع آتش سوزی در مدل یاد شده منظور خواهد شد.



شکل ۲: مدل مصالح فولاد در دماهای بالا (الف) مدل تنش - کرنش (ب) کرنش‌های پلاستیک و کرنش‌های برگشت پذیر

مطالعات فرانس [۲۹] و الیمای و همکاران [۳۰] نشان می‌دهد که برای توصیف تاریخچه کامل تنش-کرنش به دلیل تغییر دمای فولاد در پروسه گرم شدن یا خنک سازی، باید از کرنش پلاستیک به جای تنش حداکثر استفاده شود. کوئیل و گارلاک [۳۱] از یک مدل سه خطی ساده استفاده نمودند بنحویکه نقاط تنش متناسب حدی و تنش تسلیم بصورت خطی به هم متصل شده‌اند و از کرنش پلاستیک برای تعیین روابط تنش - کرنش استفاده می‌شود. در مصالح Steel01Thermal هیچگونه ساده‌سازی انجام نشده و ارتباط بین نقاط حدی و تسلیم بصورت غیرخطی می‌باشد. با استفاده از روابط و فرضیات اساسی تحت شرایط افزایش دما و یا تنزل حرارت، منحنی تنش-کرنش کامل را با دانستن کرنش پلاستیک (نقطه O' در شکل ۲ - ب)) و مدول الاستیسیته برای دمای داده شده می‌توان بنا نهاد. در شکل ۲ - ب)، مسیری OAB است که مصالح از کرنش صفر شروع می‌شوند. چنانچه کرنش پلاستیک در نقطه O' مدنظر باشد، بایستی یک مسیر جدید تنش-کرنش کامل ایجاد نمود. نقطه A تقاطع مسیر OAB با خط امتداد یافته از نقطه O' با شیب معادل مدول الاستیسیته خواهد بود. نقطه C را می‌توان با دانستن این نکته که طول ناحیه خطی همواره یکسان بوده و تنش و کرنش ناحیه مذکور به ترتیب معادل $2\sigma_p$ و $2\epsilon_p$ است، پیدا نمود. نقطه A' نیز قرینه نقطه A است. لذا منحنی تنش-کرنش مسیر $A'CO'AB$ را برای مصالح مذکور طی خواهد نمود. ماژول المان محدود حرارتی در OpenSees دارای سه فاز اصلی است: (۱) مرحله پیش‌بینی: نیروی اولیه نامتعادل ناشی از بارهای خارجی و بارهای حرارتی پیش‌بینی شده و برای محاسبه افزایش جابجایی متناظر از ماتریس سختی مربوطه استفاده می‌شود. بار حرارتی به عنوان یک بار اعمالی بر المان منظور می‌گردد، بگونه‌ای که در روابط المان محدود به بارهای گره‌ای معادل تبدیل می‌شود. با انتگرال‌گیری از تنش‌های لایه‌های مقطع عرضی، نیروهای مقطع عرضی منتج می‌گردد که مبین نیروهای ناشی از حرارت خواهد بود. (۲) مرحله اصلاح: افزایش جابجایی حاصل از مرحله اول برای محاسبه کرنش کل استفاده می‌شود. برای محاسبه کرنش مکانیکی، مقدار کرنش حرارتی از کرنش کلی کم می‌شود که برای کنترل وضعیت تنش مورد استفاده قرار خواهد گرفت. با انتگرال‌گیری تنش‌ها بر سطح مقطع، نیروی نامتعادل محاسبه می‌گردد. روش یاد شده به صورت سعی و خطا بوده که از روش آنالیز کلی موجود در OpenSees استفاده می‌شود. (۳) مرحله بررسی همگرایی: نیروهای نامتعادل کنترل گردیده و چنانچه سازه در تعادل باشد، همگرایی حاصل می‌شود. این مرحله از روش نهادینه شده در ویرایش اصلی OpenSees تبعیت می‌نماید.

۴- روش‌های طراحی در برابر آتش‌سوزی

آیین نامه یوروکد [۲۷] به طراحی سازه‌های فولادی در برابر آتش‌سوزی و ارائه ضوابط طراحی به منظور جلوگیری از فروریزش سازه‌ای، پرداخته است. به طور کلی آیین نامه یوروکد از ضرایب ایمنی جزئی به منظور اصلاح بارها و مقاومت مشخصه مصالح با لحاظ نمودن عدم قطعیت استفاده می‌نماید. یوروکد ۳، همچنین سه سطح محاسباتی برای طراحی آتش‌سوزی سازه‌های فولادی شامل راهکار مبتنی بر جداول طراحی، ساده‌سازی محاسباتی و محاسبات پیشرفته را ارائه کرده است. راهکار مبتنی بر استفاده از جداول طراحی، عمدتاً

برای طراحی متداول و معمول مورد استفاده قرار می‌گیرد. در روش دوم، تکنیک‌های محاسباتی بر اساس تئوری غیرارتجاعی بنا شده که کاهش مقاومت مصالح با افزایش درجه حرارت مد نظر قرار گرفته است. استفاده از ضرایب تطبیقی در آیین نامه یوروکد ۳ برای طراحی سازه‌های فولادی تحت شرایط آتش‌سوزی به عنوان بخشی از راهکار در محاسبات ساده معرفی شده است. ارتباط لنگر خمشی مقاوم طراحی تحت شرایط دمایی غیریکنواخت $M_{fi,t,Rd}$ و لنگر مقاوم طراحی مقطع عرضی تحت شرایط دمایی یکنواخت $M_{fi,0,Rd}$ با استفاده از معادله ۶ محاسبه می‌گردد.

$$M_{fi,t,Rd} = M_{fi,0,Rd} / K_1 K_2 \quad (6)$$

K_1 ضریب انطباقی برای دمای غیریکنواخت در سرتاسر سطح مقطع و K_2 ضریب انطباقی برای دمای غیریکنواخت در سرتاسر طول تیر است که در جدول ۱ ارائه شده است

جدول ۱: ضرایب تطبیقی آیین نامه یوروکد ۳ [۲۷]

نماد	شرایط	مقدار	
K_1	هر چهار وجه تیر در معرض هوای آزاد می‌باشد.	۱/۰	۱/۰
	تنها سه وجه تیر در معرض هوای آزاد باشد	۰/۷	۰/۷
K_2	تکیه‌گاه تیر نامعین استاتیکی	۰/۸۵	۰/۸۵
	سایر موارد	۱/۰	۱/۰

پترسون و همکاران [۳۲] مجموعه‌ای از روش‌های محاسباتی اعضای فولادی را تحت شرایط آتش‌سوزی معرفی کردند. مشابه با ضرایب انطباقی آیین‌نامه یوروکد ۳، در این روش طراحی از یک ضریب وابسته به دما (β) استفاده می‌شود. این ضریب به منظور پیش‌بینی بار بحرانی مورد استفاده قرار گرفته است که تابعی از تنش تسلیم، مدول مقطع و طول تیر می‌باشد و از رابطه (۷) قابل محاسبه است.

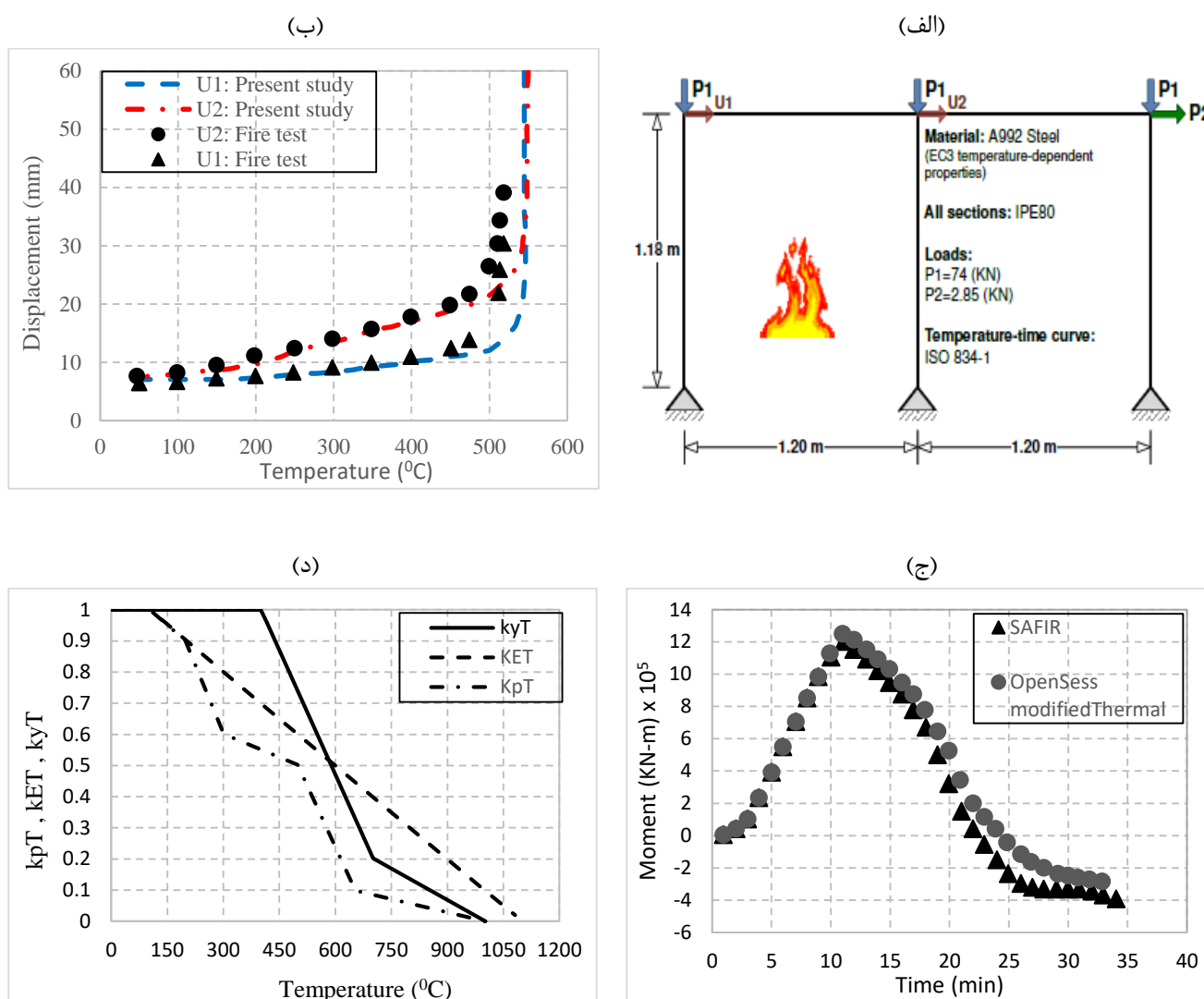
$$q_{cr} = \beta \frac{c \sigma_y Z}{L^2} \quad (7)$$

q_{cr} شدت بار بحرانی، C ثابت وابسته به بارگذاری، Z مدول مقطع پلاستیک و σ_y تنش تسلیم در دمای محیط می‌باشد. این معادلات به مجموعه‌ای از مدل‌ها مشتمل بر الگوهای بارگذاری مختلف و شرایط مرزی اعمال گردید. بر این اساس ضریب β می‌تواند در دمای مورد نظر تعیین شود.

۵- صحت‌سنجی

برای صحت‌سنجی تحلیل حرارتی، یک قاب فولادی در مقیاس کوچک مطابق شکل (۳ - الف) انتخاب گردید. این قاب قبلاً در دمای بالا توسط روبرت و شومان [۳۳] مورد آزمایش قرار گرفته بود و سپس توسط لین و همکاران [۳۴] و همچنین سان و همکاران [۳۵] مورد تجزیه و تحلیل قرار گرفت. تمام اعضای قاب سازه‌ای از مقاطع I شکل (IPE-80) تشکیل شده است. اعضای سازه‌ای دهانه سمت چپ به‌طور یکنواخت و با استفاده از منحنی استاندارد ISO 834 گرم می‌شوند. مدل اعتبارسنجی شامل خصوصیات مصالح وابسته به دما مطابق آیین‌نامه یوروکد ۳ می‌باشد. جابجایی‌های جانبی در مقابل دما در دو اتصال صلب با نتایج آزمایشگاهی و مطالعات عددی قبلی مقایسه شده است. با مقایسه نتایج مدل‌سازی با استفاده از نرم افزار OpenSees و مصالح Steel01Thermal مطابق شکل (۳-ب)، مطالعات آزمایشگاهی و عددی قبلی تطابق مناسبی را با مدل ارائه شده در این تحقیق نشان می‌دهد. لذا رویکرد مورد استفاده در این مطالعه برای شبیه‌سازی انتقال حرارت و بررسی عملکرد سازه قاب فولادی را تأیید می‌نماید. المانهای تیر و ستون در OpenSees با هشت المان `disbeamcolumnThermal` مدل‌سازی گردید. هر المان از سه مقطع و هر مقطع مشتمل بر فیبرهایی می‌باشد. مقاطع تیر و ستون

در بال‌های فوقانی و تحتانی متشکل از ۴ فیبر می‌باشد و جان از ۸ فیبر تشکیل شده است. مصالح Steel01Thermal به تمامی المانها اختصاص داده شد.

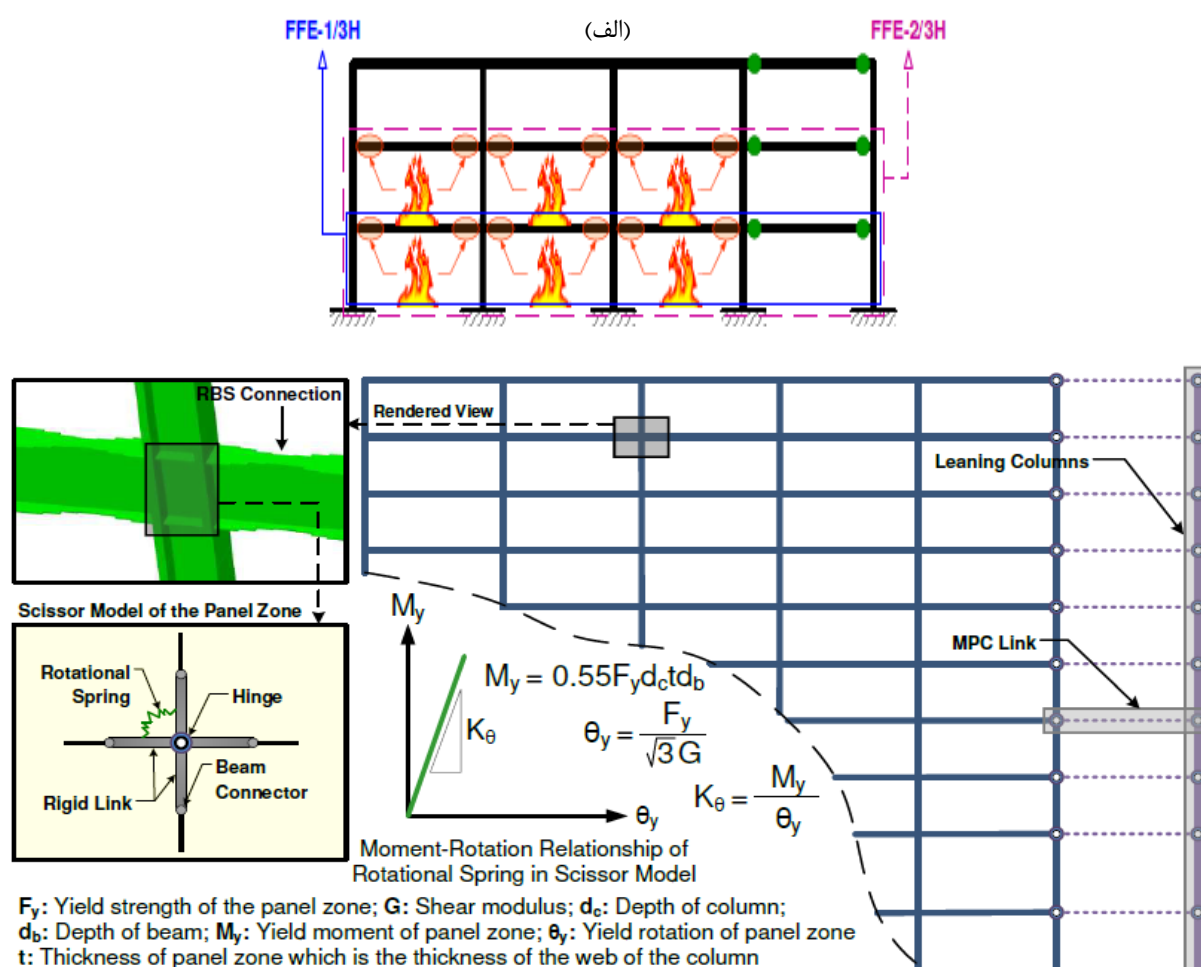


شکل ۳: (الف) مقیاس کوچک قاب فولادی مورد استفاده برای اعتبارسنجی آنالیز حرارتی (ب) مقایسه مقادیر جابجایی جانبی بر مبنای نتایج آزمایشگاهی [۳۳] و مطالعه حاضر (ج) مقایسه مقادیر ممان خمشی مقطع با مدل اصلاح شده حرارتی OpenSees و SAFIR (د) مشخصات مصالح تحت حرارت فزاینده

مقادیر لنگر خمشی مقطع عرضی در طی زمان توسط نرم افزارهای SAFIR و OpenSees در شکل (۳-ج) محاسبه و مقایسه شده است. لنگر خمشی معکوس ناشی از تجمع کرنش‌های پلاستیک در بال گرم‌تر بوده که این پدیده از مدل مصالح غیرخطی فولاد تحت حرارت نشأت می‌گیرد. پس از گذشت ۲۰ دقیقه درجه حرارت بال در معرض حرارت و جان در حدود ۶۰۰ درجه سانتیگراد خواهد بود، درحالی‌که درجه حرارت بال مقابل کمتر از ۴۰۰ درجه سانتیگراد می‌باشد. بنابر این تارخشی از مرکز سطح مقطع به صورت قابل ملاحظه‌ای دور خواهد شد. با مقایسه نتایج حاصل از ممان خمشی ارائه شده مشاهده می‌شود که مقادیر حاصل از برنامه SAFIR تطابق مناسبی با نتایج حاصل از مقادیر برنامه OpenSees دارد. مشخصات مصالح تحت حرارت فزاینده مطابق شکل (۳-د) منظور شده است.

۶- مدل سازی و آنالیز مدل های سازه ای

هدف اصلی این فعالیت، شناخت الگوی بار فروریزش و مکانیسم خرابی مدل پایه تحت دماهای مختلف بوده است. این بخش همچنین اثرات نامعینی سازه ای مدل پایه را مورد بررسی قرار داده است. به منظور تحقیق در مورد اثرات پیوستگی سازه فولادی، یک قاب با کاربری اداری به صورت تیپ طراحی گردید. اندازه دهانه قاب ۷/۵ متر در نظر گرفته شد. این قاب دارای سه دهانه بوده که اندازه هر دهانه ۷/۵ متر می باشد و فاصله بین قاب ها نیز ۷/۵ متر است. این قاب برای بارهای ثقلی با کاربری اداری طراحی شده است که شامل بارهای مرده و بارهای زنده پروژه هستند. ضخامت دال ۱۲ سانتیمتر منظور شده و همچنین بار زنده اداری ۲۵۰ کیلوگرم بر متر مربع، بار تیغه بندی ۷۵ کیلوگرم بر متر مربع، بار تاسیسات مکانیکی و تجهیزات برقی ۲۵ کیلوگرم بر متر مربع منظور شده است. اعضای قاب در برابر آتش محافظت نشده است و مبنای بارهای ارائه شده بر اساس تحقیق مور [۳۶] بوده که در تحقیق مذکور جهت طراحی سازه ای ساختمان ها در برابر فرآیند آتش سوزی ارائه شده است.



شکل ۴: (الف) وضعیت قرارگیری آتش در دهانه های مختلف (ب) دیتایل ستون P-Δ، دیتایل RBS و مدل سازی چشمه اتصال

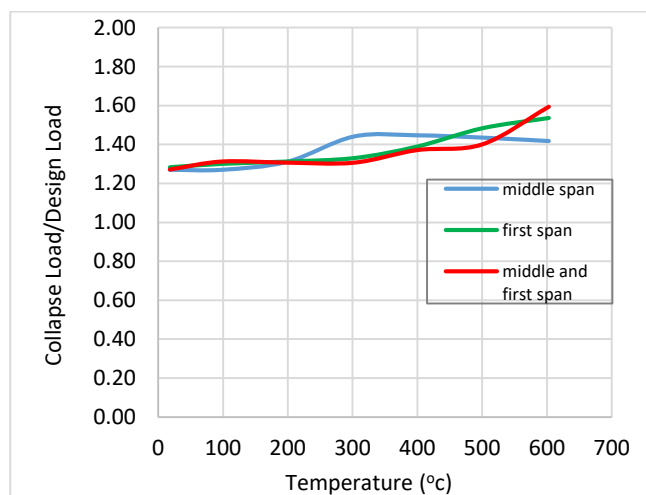
مدل پایه به صورت یک طبقه منظور می گردد. پس از ایجاد مدل پایه، سازه در دماهای مختلف مورد تجزیه و تحلیل قرار می گیرد. فرض گردیده آتش سوزی در دهانه خارجی سازه برای سناریوی اول رخ دهد. در سناریوی دوم، فرض می شود آتش سوزی در دهانه داخلی سازه رخ دهد و در نهایت سناریوی آخری بر این مبنا است که آتش سوزی همزمان در هر دو دهانه داخلی و خارجی اتفاق بیفتد.

برای هر سناریو، فرض شده است که آتش سوزی در یک دهانه خاص منظور گردد و تیر اصلی تنها تحت تأثیر آتش سوزی قرار خواهد گرفت. با توجه به موقعیت‌های مکانی مختلف آتش سوزی، موقعیت‌های مکانی بحرانی حاصل از کمترین بار فروریزش ناشی از آتش سوزی را می‌توان مورد شناسایی قرار داد. با استفاده از نرم افزار OpenSees، مطابق شکل ۴ بادر نظر گرفتن ستون متکی، اثرات $P-\Delta$ منظور شده است. همچنین مدل سازی چشمه اتصال مطابق شکل (۴-ب) به منظور محاسبه ظرفیت باربری حداکثر قاب در محدوده‌های مختلف دمایی لحاظ شده است. سازه در دماهای مختلف به صورت گسسته و موقعیت‌های مکانی مختلف آتش سوزی مورد بررسی قرار می‌گیرد. مقاومت تسلیم و مدول‌های الاستیسیته فولاد در این دماها در جدول ۲ ارائه شده‌اند و این مشخصات به عنوان داده‌های ورودی به نرم افزارهای المان محدود جهت آنالیز و تجزیه تحلیل خرابی مورد استفاده قرار می‌گیرد.

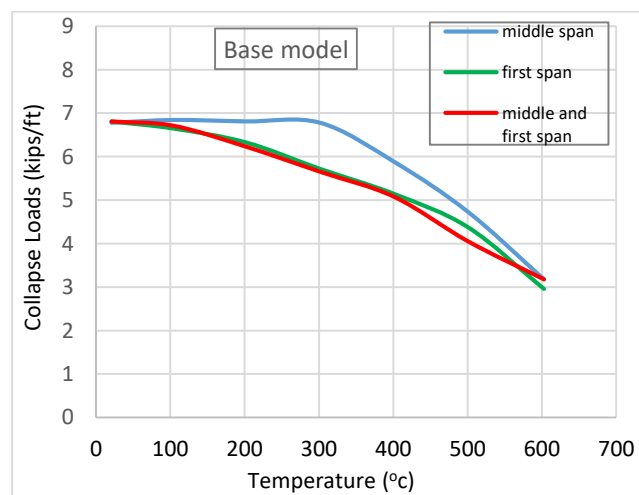
جدول ۲: مقاومت تسلیم و مدول‌های الاستیسیته فولاد A992 در دماهای مختلف

T (°C)	E_t (kg/cm ²)	F_{yt} (kg/cm ²)
۲۰	۲۰۳۰۰۰۰	۳۵۰۰
۱۰۰	۱۹۸۷۶۷۱	۳۳۶۴
۲۰۰	۱۹۱۰۹۲۱	۳۱۴۲
۳۰۰	۱۷۹۵۶۴۰	۲۸۳۹
۴۰۰	۱۶۲۸۶۵۶	۲۴۴۶
۵۰۰	۱۳۸۶۳۳۸	۱۹۴۸
۶۰۰	۱۰۲۵۲۷۵	۱۳۲۰

نتایج مربوط به بارهای فروریزش قاب تحت دماهای مختلف در شکل ۴ ارائه شده است. بارهای فروریزش برای سه سناریوی مختلف آتش سوزی مورد محاسبه قرار گرفت که شامل دهانه اول، دهانه میانی و ترکیب دهانه اول و میانی بوده است. با نگاهی به داده های شکل ۵، به طور واضح می‌توان تفاوت در بارهای فروریزش در موقعیت‌های مکانی آتش سوزی را مشاهده کرد.



شکل ۶: نسبت بارهای فروریزش به بارهای طراحی در دماهای مختلف



شکل ۵: روند تغییرات بارهای فروریزش مدل پایه

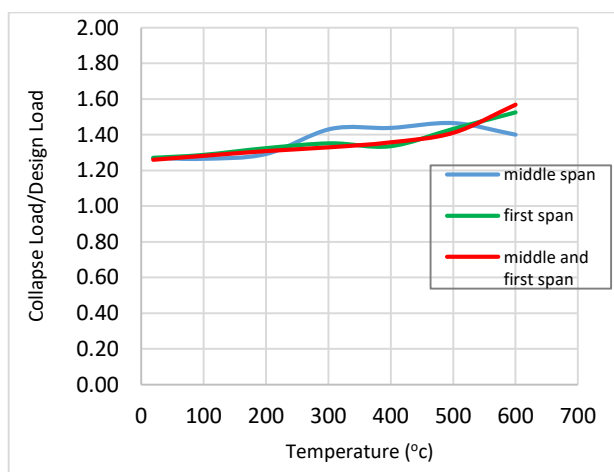
در مورد اول زمانی که آتش سوزی در دهانه میانی رخ دهد، بارهای فروریزش از ۲۰ درجه سانتی‌گراد به ۳۰۰ درجه سانتی‌گراد تغییر چندانی ننمود. این پدیده بدلیل عدم تغییر مکانیسم خرابی می‌باشد بنحویکه فروریزش همواره در تیرهای دهانه خارجی رخ می‌دهد. پس از افزایش درجه حرارت تا ۳۰۰ درجه سانتی‌گراد و افزون بر آن، بارهای فروریزش شروع به کاهش چشمگیر می‌نمایند زیرا مکانیسم

خرابی تغییر می‌یابد. به محض اینکه دما از ۳۰۰ درجه سانتی‌گراد فراتر برود، از آنجایی که کاهش قابل توجه مقاومت در تیرهای داخلی بوجود می‌آید، مکانیسم خرابی در تیرهای داخلی رخ خواهد داد. در مواردی که آتش‌سوزی در دهانه اول و همزمان در دهانه‌های اول و میانی رخ داده است، بارهای فروریزش نشان‌دهنده روند کاهشی است. اختلاف مقادیر بار فروریزش در سناریوی اول آتش‌سوزی در قیاس با سناریوی سوم چندان قابل توجه نمی‌باشد. ساز و کار فروریزش برای این دو مورد مشابه یکدیگر می‌باشند. این نتایج نشان‌دهنده این موضوع هستند که آتش‌سوزی در دهانه خارجی بحرانی خواهد بود.

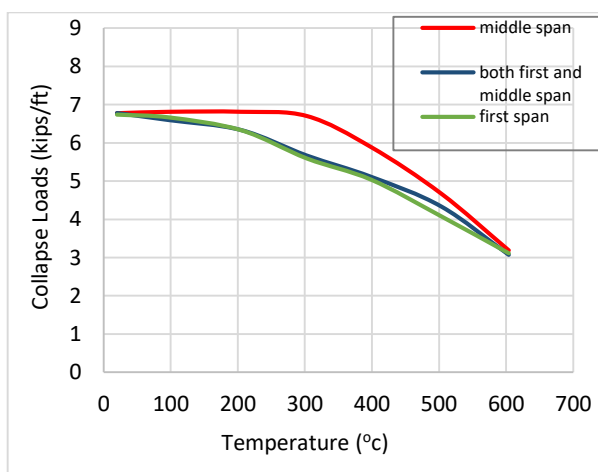
شکل ۶ نشان‌دهنده نسبت بارهای فروریزش به بارهای طراحی مدل قاب پایه در دماهای افزایش یافته است. بارهای طراحی به عنوان بارهایی تعریف شده‌اند که مهندس طراح ممکن است از آنها در طراحی تحت دمای افزایش یافته استفاده نماید. اولین مفصل پلاستیک در این سطح و میزان بار در سیستم سازه ایجاد می‌گردد. هدف از نسبت بارهای طراحی به بارهای فروریزش نشان‌دهنده قابلیت حمل بارهای اضافی پس از اولین تسلیم سازه می‌باشد. در موردی که آتش‌سوزی در دهانه میانی رخ دهد، واضح است که یک پرش و تغییر محسوسی در دمای ۳۰۰ درجه سانتی‌گراد وجود دارد و این پدیده ناشی از تغییر در مکانیسم خرابی است. در دمای بالاتر از ۳۰۰ درجه سانتی‌گراد، مقدار نسبت مذکور در این مطالعه به میزان کمی کاهش پیدا می‌کند. برای دو مورد دیگر چنانچه دما افزایش یابد، نسبت مذکور به تدریج افزایش خواهد یافت. علیرغم مشابه بودن نسبت بارها در دو مورد مذکور، همچنان تفاوت‌های ناچیزی در دمای ۵۰۰ درجه سانتی‌گراد مشاهده می‌شود.

۶-۱- تاثیر افزایش درجات نامعینی بر مقادیر بارهای فروریزش

هدف از این بررسی تعیین حساسیت شرایط تکیه‌گاهی نسبت به بارهای فروریزش سازه‌ای می‌باشد. در آغاز انتظار می‌رود که ظرفیت حمل بار سیستم افزایش یابد، زیرا درجه نامعینی این مدل بالاتر از مدل پایه است. با این حال، شکل ۷ نشان می‌دهد که بارهای فروریزش برای این مدل تقریباً با مدل پایه یکسان است.



شکل ۸: نسبت بار فروریزش به بار طراحی با افزایش نامعینی



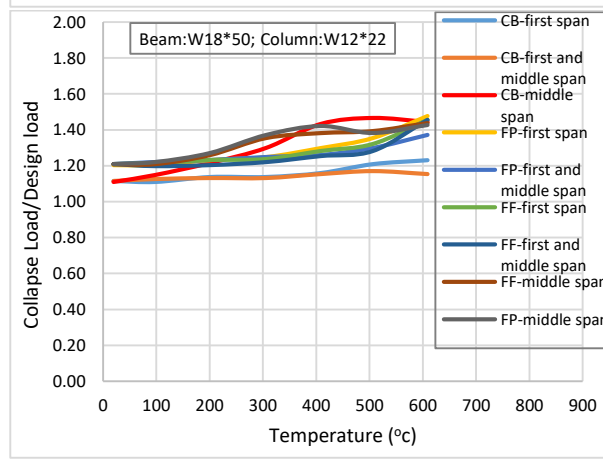
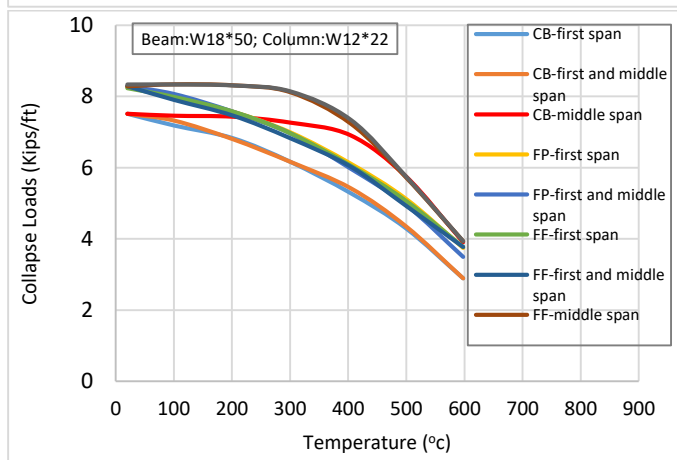
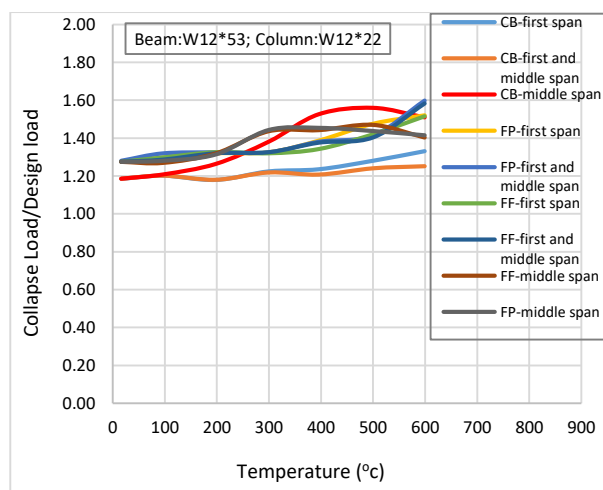
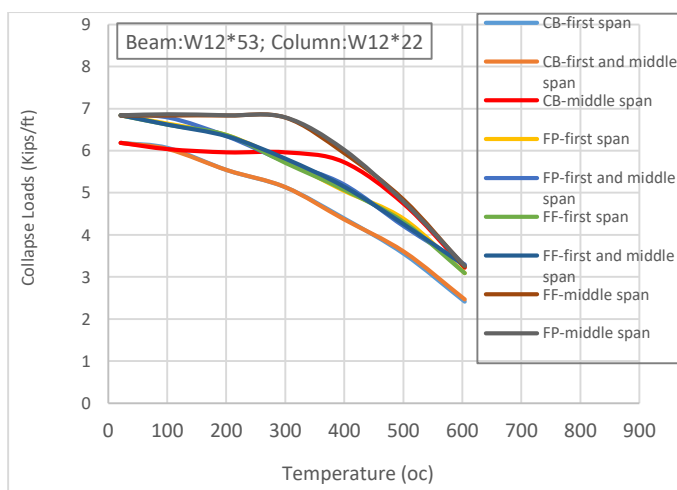
شکل ۷: روند تغییرات بارهای فروریزش با افزایش نامعینی

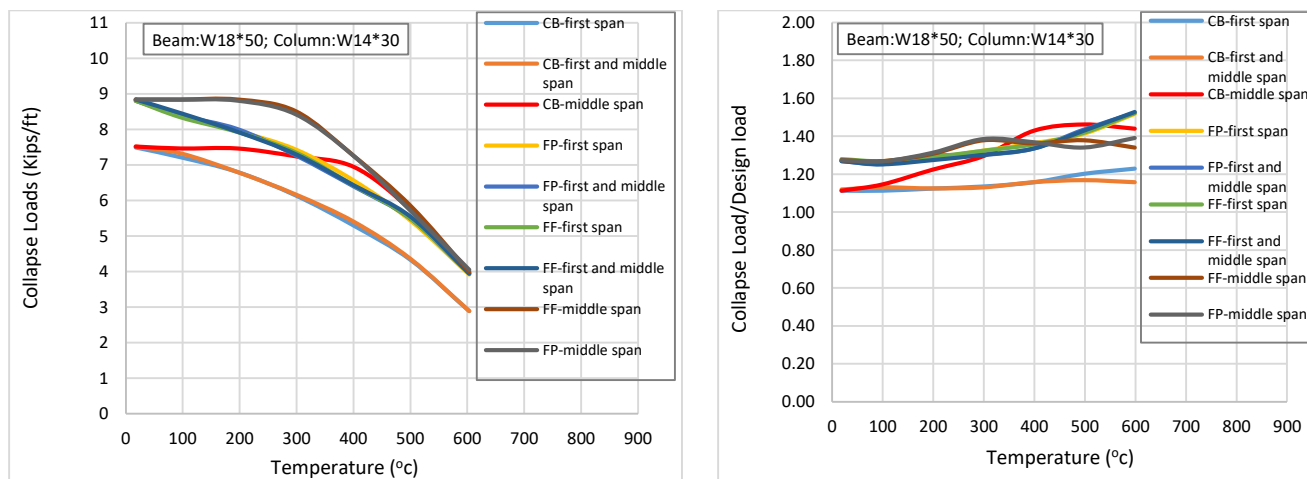
در قیاس این مدل با مدل پایه، تنها در چند مورد بارهای فروریزش این دو مدل با یکدیگر تفاوت داشتند. در سناریوی دوم آتش‌سوزی تحت دمای ۳۰۰ درجه سانتی‌گراد و در سناریوی سوم آتش‌سوزی تحت دماهای ۱۰۰، ۳۰۰ و ۵۰۰ درجه سانتی‌گراد تفاوت مقادیر یادشده مشهودتر می‌باشد. نسبت بارهای فروریزش به بارهای طراحی در دماهای مختلف در قاب دارای تکیه‌گاه گیردار در شکل ۸ ارائه شده است. در مقایسه با مدل پایه، نمودارهای مدل قاب گیردار دارای روندی مشابه با مدل پایه هستند، بنحویکه پرش در منحنی در هر دو نمودار تحت سناریوی دوم آتش‌سوزی مشاهده می‌شود. روند افزایش تدریجی تحت سناریوی اول و سوم آتش‌سوزی در اشکال ۷ و ۸

ارائه شده است. بنابراین، می توان نتیجه گرفت که تغییر شرایط تکیه گاهی مدل پایه تأثیرات قابل توجهی بر بارهای فروریزش سازه خواهد داشت.

۶-۲- اثر تغییر مقطع عضو بر مقادیر بارهای فروریزش

در این بخش دو مدل جدید ارائه می گردد که در هر دو مجموعه جدید، مقاطع تیرهای اصلی مدل پایه بر اساس طراحی تیر دو سر ساده به مقاطع بزرگتری تغییر یافته اند. انتظار می رود بارهای فروریزش با مقاطع بزرگتر، بیش از مقادیر متناظر مدل پایه باشند. در مدل اولیه، مقطع تیر بر اساس طراحی تیر دوسر ساده تحت بارگذاری اداری تغییر می یابد، لیکن ستون ها در این مدل در مقایسه با مدل پایه تغییر نیافته اند.



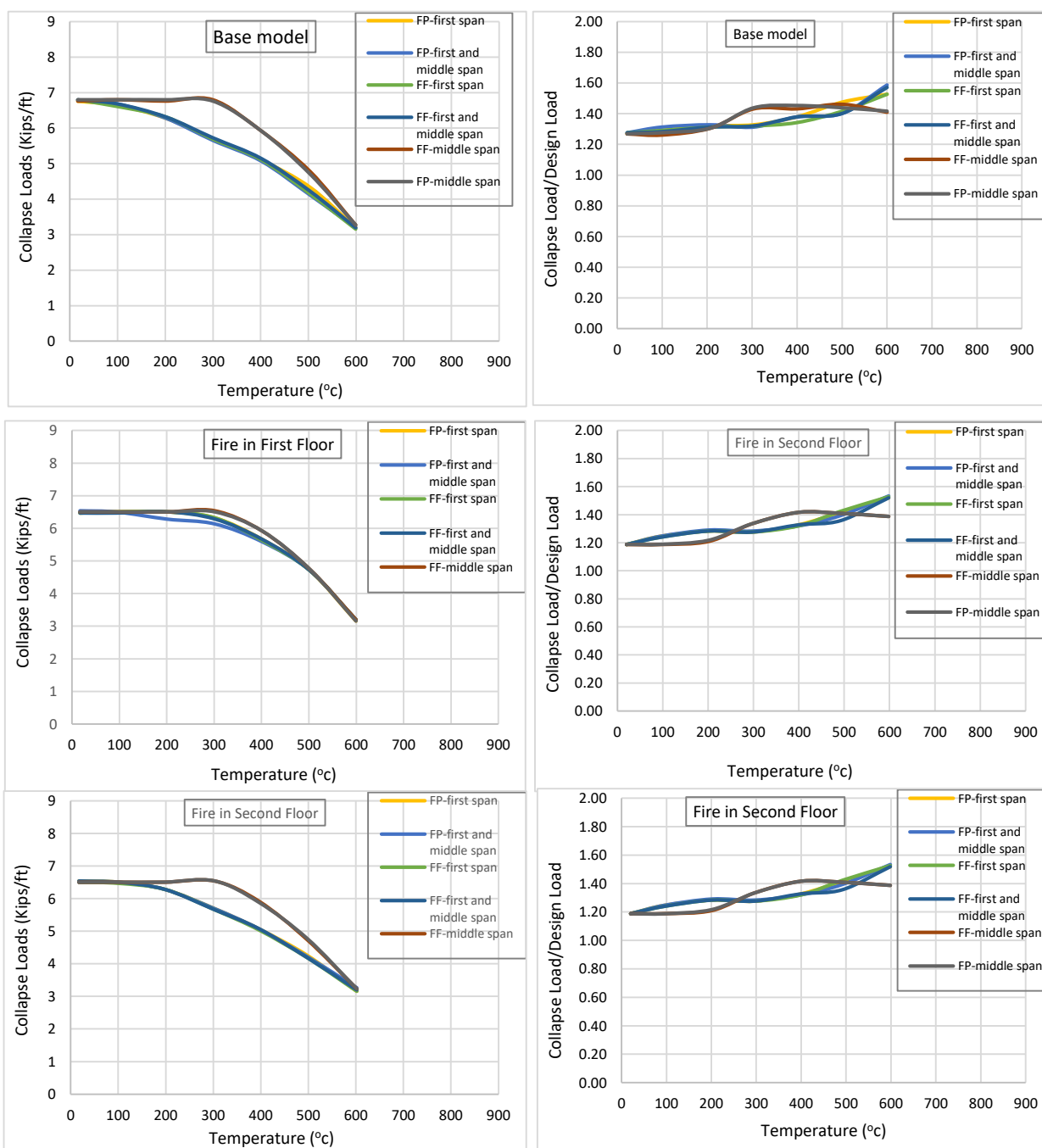


شکل ۹: روند تغییرات بار فروریزش و نسبت بار فروریزش به بار طراحی در برابر دما در شرایط تغییر مقطع عضو

با توجه به تغییر نسبت سختی تیر و ستون، انتظار می‌رود که مکانیسم خرابی و بارهای فروریزش در این مدل متفاوت از مدل پایه باشد. در مدل دوم، مقطع تیر تغییر نیافته و به منظور تثبیت نسبت سختی تیر و ستون، مقطع جدیدی برای ستونها انتخاب گردید. شکل ۹ تأثیر تغییر مقطع تیر بر بارهای فروریزش را نشان می‌دهد. بارهای فروریزش برای دو مجموعه مدل جدید با مدل پایه مقایسه گردیده تا روند مدل‌ها با هم مقایسه گردند. روند و الگوی تغییرات در منحنی‌ها مشابه هستند، لیکن میزان بارهای فروریزش متفاوت می‌باشند. همان‌طور که انتظار می‌رود مدل‌هایی که دارای مقاطع بزرگتری هستند، ظرفیت باربری بیشتری دارا می‌باشند. در همه مدل‌ها تغییر در مکانیسم فروریزش در دهانه میانی ارائه شده است. همچنین چنانچه آتش‌سوزی در دهانه‌های خارجی حادث گردد، همواره حیاتی خواهد بود. با افزایش درجه حرارت، منحنی‌های مرتبط با مدل‌های قاب ساختمانی به مقادیر مشخصی همگرا خواهند شد. نسبت بارهای فروریزش به بارهای طراحی در دمای مختلف در مدل‌های مختلف در شکل ۹ ارائه شده است. این نسبت در مدل پایه بین $1/1$ تا $1/6$ متغیر می‌باشد، در حالی که در دو مدل مذکور در محدوده $1/1$ تا $1/5$ متغیر خواهد بود. در حالتی که نسبت سختی تیر و ستون ثابت باشد، روند تغییرات شبیه به مدل پایه خواهد بود. همانگونه که در شکل نشان داده شده است، با افزایش درجه حرارت نسبت بارهای فروریزش به بارهای طراحی نیز فزونی خواهد یافت.

۳-۶- تأثیر افزودن طبقاتی اضافی بر مقادیر بارهای فروریزش

در ادامه بررسی پارامترهای تاثیرگذار بر رفتار سازه در برابر حریق، تأثیر افزودن یک طبقه اضافی به سازه بررسی خواهد شد. با این وجود اندازه ستون و تیر بدون تغییر حفظ خواهد شد. مکان‌های آتش‌سوزی از طبقه اول تا طبقه دوم متفاوت بوده است که موقعیت‌های مذکور در شکل ۱۰ نشان داده شده است. بنابراین، دو مجموعه از مدل‌های جدید وجود دارد. مدل اول شامل تمامی سناریوهای موقعیت آتش‌سوزی می‌باشد که در طبقه اول رخ خواهند داد. مدل دوم مشتمل بر سناریوهای محل آتش‌سوزی است که در طبقه دوم رخ می‌دهند. مقادیر بار فروریزش دو مجموعه یادشده به ازاء درجه حرارت 300 و 400 درجه سانتی‌گراد اختلاف کمی با یکدیگر دارند.

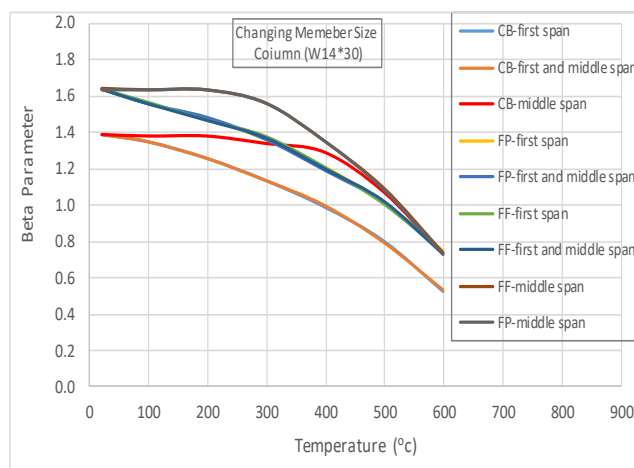
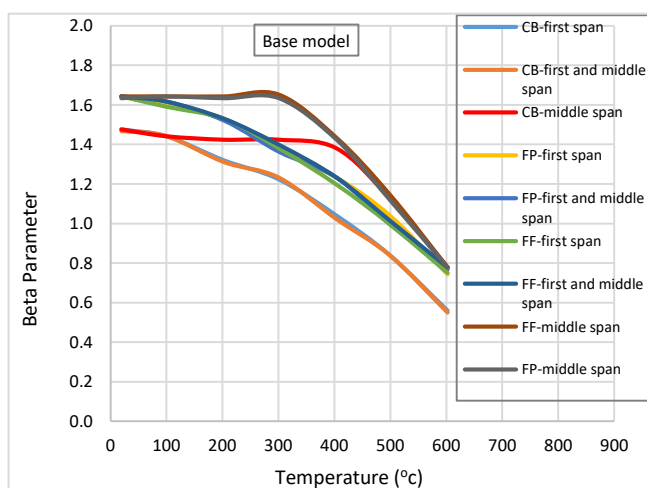


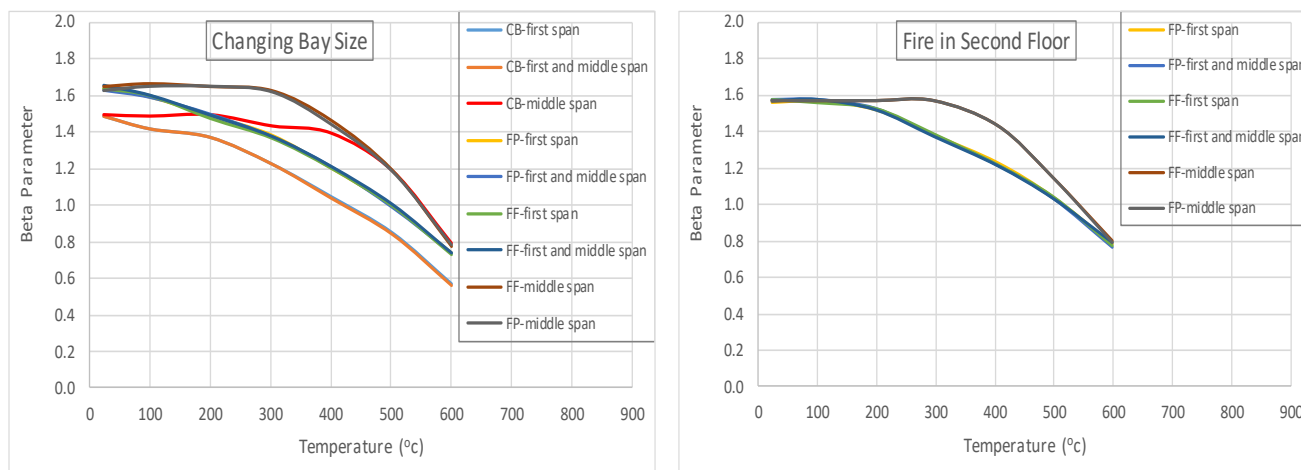
شکل ۱۰: مقادیر بار فروریزش و نسبت بار فروریزش به بار طراحی در برابر دما در شرایط افزایش طبقات

باتوجه به اینکه موقعیت آتش‌سوزی‌ها در طبقه دوم اتفاق می‌افتاد، بخش فوقانی سازه بسیار مشابه با مدل پایه رفتار می‌نماید. باین‌حال، تراز بار فروریزش در مدل‌های دوم کمتر از مدل پایه خواهد بود. هنگامی که یک طبقه به مدل پایه افزوده شود، علیرغم تشابه روند تغییرات منحنی‌ها در مقایسه با مدل پایه، مقادیر بارهای فروریزش تا حدودی کاهش خواهند یافت. آتش‌سوزی در دهانه خارجی همیشه باعث وقوع بحرانی‌ترین حوادث و رویدادها تا دمای ۶۰۰ درجه سانتی‌گراد می‌شود. در دمای ۶۰۰ درجه سانتی‌گراد، منحنی‌های بارهای فروریزش به مقدار مشخصی همگرا خواهند شد که این موضوع نشان‌دهنده تاثیر کم مکان‌های آتش‌سوزی و شرایط مرزی بر فروریزش سیستم سازه در دماهای بیش از ۶۰۰ درجه سانتی‌گراد است.

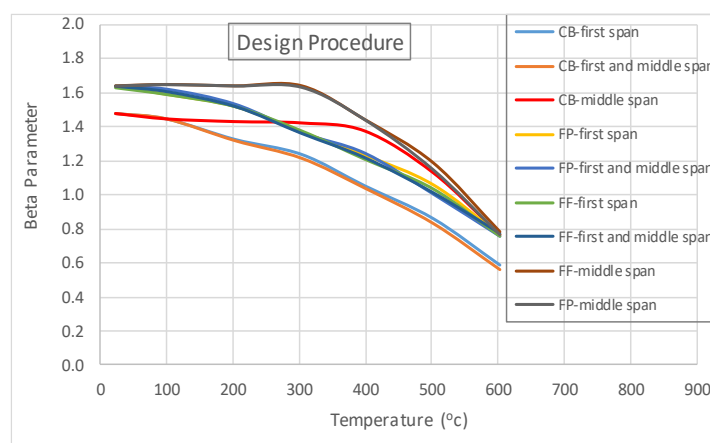
۷- راهکار پیشنهادی برای پیش‌بینی بار فروریزش

ابزارهای طراحی جهت کمک به مهندسی سازه توسعه یافته تا بدین شکل مهندسی سازه به آسانی به طراحی قاب‌های فولادی در برابر آتش‌سوزی مبادرت ورزند. این ابزار بر اساس ایده پیش‌بینی رفتار پیچیده‌ی سازه تحت شرایط آتش‌سوزی از نتایج مدل ساده نظیر مدل تیر دوسر ساده، استنتاج شده است. این مفهوم شباهت بسیاری به آیین نامه یوروکد ۳ و نمودارهای کتاب راهنمای طراحی سوئدی دارد. بار فروریزش سازه در دماهای افزایش یافته با تقسیم بر بار فروریزش تیر دو سر ساده در دمای طبیعی توسط پارامتر β نرمال می‌شود. پس از آن، نمودارها با ترسیم مقادیر β به عنوان تابع دما توسعه داده می‌شوند. برای یافتن روندی مشابه در مدل‌های مورد بررسی، مجموعه‌ای از نمودارهای β بر اساس بارهای فروریزش در تمام مدل‌های مورد مطالعه، ایجاد شده است. شکل ۱۱ نمودارهای مقادیر β را برای همه‌ی پارامتری مختلف مورد بررسی ارائه می‌دهند. در تمامی نمودارها روند بسیار مشابهی مشاهده می‌شود و تفاوت بین این نمودارها تنها در مقدار β است. پس از بررسی انجام شده مشخص گردید که ضریب β به بار فروریزش مدل تیر دو سر ساده و نسبت سختی تیر به ستون بسیار حساس است. چنانچه بار فروریزش تیر دو سر ساده تغییر یابد، مقدار پارامتر β نیز تمایل به تغییر خواهد داشت. با توجه به اینکه تمامی نمودارهای β ناشی از پارامترهای مختلف نسبتاً مشابه مدل پایه می‌باشند، لذا گراف β مربوط به مدل پایه می‌تواند به عنوان یک ابزار طراحی در پیش‌بینی بار فروریزش قاب‌های فولادی تحت شرایط آتش‌سوزی مورد استفاده قرار گیرد. به منظور پیش‌بینی بارهای فروریزش سازه در دمای افزایش یافته، نخست باید بار فروریزش تیر ساده در دمای نرمال محاسبه گردد. برای یافتن بار بحرانی در درجه حرارت مورد نظر می‌بایستی بار فروریزش درجه حرارت نرمال را در ضریب β ضرب نمود. با یافتن بارهای بحرانی در دمای مورد نظر، مهندسان سازه می‌توانند زمان تاب‌آوری سیستم سازه را با انجام تجزیه و تحلیل انتقال حرارت سازه تعیین کنند. سپس این زمان تاب‌آوری را می‌توان با رتبه‌بندی‌های استانداردها و آیین‌نامه‌های ساختمانی مقایسه نمایند. بنابر این تغییرات در طراحی اعضا یا عایق‌بندی ممکن است به منظور افزایش زمان تاب‌آوری مناسب، صورت پذیرد.





شکل ۱۱: نمودار تغییرات پارامتر β در سازه های با مشخصات (الف) مدل پایه (ب) تغییر عضو (ج) تغییر دهانه (د) طبقات فوقانی



شکل ۱۲: راهکار پیشنهادی جهت محاسبه پارامتر β و کاربرد آن در پیش بینی بار فروریزش

شکل ۱۲ ابزار پیشنهادی را نمایش می دهد که می توان این ابزار کمکی را جهت پیش بینی بار فروریزش سازه های فولادی تحت شرایط آتش سوزی مورد استفاده قرار داد. مقدار β را می توان به ازاء دماهای مختلف استفاده نمود. این ابزار برای قاب های ساختمانی با تعداد دهانه های مختلف، بهترین کارایی را دارا می باشد.

۸- نتیجه گیری

در نوشتار حاضر اثر حریق بر عملکرد قابهای خمشی فولادی ویژه بررسی شده است. هدف اصلی این تحقیق بسط و توسعه نگرش در خصوص عملکرد قاب های خمشی فولادی ویژه در برابر حریق می باشد. راهکار مورد استفاده جهت ارزیابی ظرفیت بار فروریزش، مشتمل بر انجام آنالیز حرارتی به منظور تعیین توزیع دمای محتمل و همچنین آنالیز قاب سازه ای جهت تعیین تقاضاها تحت شرایط حریق می باشد. این مطالعه بر اساس نتایج حاصله، توصیه هایی جهت طراحی و پیش بینی تقاضای نیرو و تغییر شکل ارائه نموده است. ارزیابی ها در چهارچوب بارهای فروریزش و مکانیزم های سازه ای صورت پذیرفته است.

نتایج بررسی حاکی از این است که آتش سوزی هایی که در دهانه خارجی ساختمان رخ داده است، همیشه وضعیتی بحرانی را ایجاد می کند. هنگامی که آتش سوزی در دهانه داخلی سازه اتفاق می افتد، در مکانیسم فروریزش با افزایش دما، تغییر رخ خواهد داد. باوجود این که نسبت بارهای فروریزش به بارهای طراحی سازه چندان متأثر از شرایط تکیه گاهی نمی باشد، منحنی بار فروریزش در دمای

۶۰۰ درجه سانتی گراد برای تمامی موقعیت‌های مکانی آتش‌سوزی به مقدار مشخصی همگرا گردید. با افزایش دما به ۳۰۰ درجه سانتی گراد و در حالی که آتش‌سوزی در دهانه میانی حادث گردد، تغییر در مکانیسم خرابی در مقایسه با سایر حالات مشهود می‌باشد.

روند تغییرات نسبت بارهای فروریزش به بارهای طراحی برای آتش‌سوزی در دهانه ابتدایی و میانی، به محض رسیدن به درجه حرارت ۳۰۰ درجه سانتی گراد، متفاوت است. در هر سه موقعیت آتش‌سوزی و در دماهای پایین تر از ۳۰۰ درجه سانتی گراد، میزان افزایش بارهای فروریزش در مقایسه با بارهای طراحی تقریباً ۲۵ درصد می‌باشد که این میزان افزایش می‌تواند محافظه کارانه قلمداد شود. نسبت بارهای فروریزش به بارهای طراحی در دماهای بالاتر از ۳۰۰ درجه سانتی گراد بیش از ۳۰ درصد بوده، بنحویکه نسبت مذکور با توجه به موقعیت قرارگیری آتش تا ۱/۶ متغیر خواهد بود. در اکثر موارد، نسبت بارهای فروریزش به بارهای طراحی با افزایش دما شروع به افزایش می‌کند. نسبت مذکور برای حالتی که آتش‌سوزی در دهانه میانی حادث گردد پس از طی جهشی محسوس، شروع به کاهش می‌نماید.

پارامتر β به عنوان ابزار طراحی در پیش‌بینی بار فروریزش قاب‌های فولادی تحت شرایط آتش‌سوزی می‌تواند مورد استفاده قرار گیرد. در دمای طبیعی پارامتر β تقریباً معادل ۱/۶ بوده، در حالی که با افزایش دما به ۶۰۰ درجه سانتی گراد، پارامتر مذکور تا مقدار ۰/۸ کاهش خواهد یافت.

مراجع

- [1] Tehran City Council' Specialized Committee of Plasco Building (2017). Technical, administrative and legal assessment of Plasco building incident. Urban Studies and Planning Center Publication. <http://rpc.tehran.ir> (in Persian)
- [2] United States Fire Administration. (2010). Structures fire. Retrieved March 29, 2010, from U.S. Fire Administration: http://www.usfa.dhs.gov/statistics/national/all_structures.shtm
- [3] Lamont, S. (2001). *The Behavior of Multi-storey Composite Steel Frame Structures in Response to Compartment Fires*. Edinburgh, United Kingdom: University of Edinburgh.
- [4] Lamont, S., Lane, B., Flint, G., & Usmani, A. (2006). Behavior of Structures in Fire and Real Design - A Case Study. *Journal of fire protection engineering*. 16(1), 5-35
- [5] Vandamme, M. and Janss, J. (1981). Buckling of axially loaded steel columns in fire conditions. *IABSE Proceedings*, P-43/81, *IABSE Periodica* 3/1981, pp. 81-95
- [6] ASCE/SEI 07-10 (2010). Minimum design loads for buildings and other structures. American Society of Civil Engineers/Structural Engineering Institute, Reston, VA.
- [7] SFPE (Society of Fire Protection Engineers). (2007). SFPE engineering guide to performance-based fire protection, 2nd Ed., Bethesda, MD.
- [8] ICC (International Code Council). (2012). International building code. Country Club Hills, IL.
- [9] AISC. (2011). AISC construction manual, appendix 4: Structural design for fire conditions, 14th Ed., Chicago.
- [10] NFPA (National Fire Protection Association). (2012). Standard for determination of fire loads for use in structural fire protection design. NFPA 557, Quincy, MA.
- [11] De Sanctis, G., Fischer, K., Kohler, J., Fontana, M., and Faber, M. H. (2011). A probabilistic framework for generic fire risk assessment and risk-based decision making in buildings. *Proc., 11th Int. Conf. on Application of Statistics and Probability in Civil Engineering*,
- [12] Guo, Q., Kaihang, S., Zili, J., and Jeffers, A. (2013). Probabilistic evaluation of structural fire resistance. *Fire Technol.*, 49(3), 793-811.
- [13] Lange, D., Devaney, S., Usmani, A. (2014). An application of the PEER performance based earthquake engineering to structures in fire. *Eng. Struct.*, 66, 100-115.
- [14] Guo, Q., and Jeffers, A. (2014). Finite element reliability analysis of structures subject to fire. *J. Struct. Eng.*, 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001082, 04014129.
- [15] Elhami Khorasani, N., Garlock, M. E. M., and Gardoni, P. (2014). Fire load: Survey data, recent standards, and probabilistic models for office buildings. *J. Eng. Struct.*, 58, 152-165.
- [16] Shakib H., Zakersalehi M., Jahangiri V., Zamanian R. (2020). Evaluation of Plasco Building fire-induced progressive collapse. *J. Structures.*, 28, 205-224
- [17] OpenSees 2.4.1 [Computer software]. Berkeley, CA, Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- [18] Kodur, V., Dwaikat, M., and Fike, R. (2010). High-temperature properties of steel for fire resistive modeling of structures. *J. Mater. Civ. Eng.*, 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0000041, 423-434.
- [19] Luecke, W. E., Banovic, S., and McColskey, J. D. (2011). High temperature tensile constitutive data and models for structural steels in fire. NIST Technical Note 1714, Gaithersburg, MD.

- [20] Outinen, J., and Mäkeläinen, P. (2004). Mechanical properties of structural steel at elevated temperatures and after cooling down. *Fire Mater.*, 28(2-4), 237-251.
- [21] Outinen, J., Kesti, J., and Mäkeläinen, P. (1997). Fire design model for structural steel S355 based upon transient state tensile test results. *J. Constr. Steel Res.*, 42(3), 161-169.
- [22] Mäkeläinen, P., Outinen, J., and Kesti, J. (1998). Fire design model for structural steel S420M based upon transient-state tensile test results. *J. Constr. Steel Res.*, 48(1), 47-57.
- [23] Chen, J., Young, B., and Uy, B. (2006). Behavior of high strength structural steel at elevated temperatures. *J. Struct. Eng.*, 10.1061/(ASCE) 0733-9445(2006)132:12(1948), 1948-1954.
- [24] Li, G. Q., Jiang, S. C., Yin, Y. Z., Chen, K., and Li, M. F. (2003). Experimental studies on the properties of constructional steel at elevated temperatures. *J. Struct. Eng.*, 10.1061/(ASCE)0733-9445 (2003)129:12(1717), 1717-1721.
- [25] Gordon, S. A., Simon, R., and Achbach, W. P. (1956). *Materials-property design criteria for metals. Part 4: Elastic moduli: Their determination and limits of application*. Wright Air Development Center (WADC) Technical Rep. 55-150, Battelle Memorial Institute, Columbus, OH.
- [26] Garofalo, F. (1960). Survey of various special tests used to determine elastic, plastic, and rupture properties of metals at elevated temperatures. *J. Basic Eng.*, 82(4), 867-880.
- [27] CEN (European Committee for Standardization). (2005). *General rules—Structural fire design*. EN 1993-1-2, Brussels, Belgium.
- [28] Lie, T. T. (1992). *Structural fire protection: Manual of practice*. ASCE Manuals and Rep. of Engineering Practice No. 78, Reston, VA.
- [29] Franssen, J. M. (2005). SAFIR: A thermal/structural program for modeling structures under fire. *Eng. J.*, 42(3), 143-158.
- [30] El-Rimawi JA, Burgess IW, Plank RJ. (1996). The treatment of strain reversal in structural members during the cooling phase of fire. *J Constr Steel Res*;37(2):115-35.
- [31] Garlock MEM, Quiel SE. (2008). Plastic axial load – moment interaction curves for fire exposed steel sections with thermal gradients. *J Struct Eng*; 134(6):874-80.
- [32] Pettersson, O., Magnusson, S.-E., & Thor, J. (1976). *Fire Engineering Design of Steel Structures*. Lund, Sweden: Swedish Institute of Steel Construction.
- [33] Rubert, A. and Schaumann, P. (1985). Tragverhalten stahlerner rahmensysteme beirandbeanspruchung. *Stahlbau*, 9, pp. 280-287.
- [34] Lien, K.H., Chiou, Y.J., Wang, R.Z. and Hsiao, P.A. (2010). Vector form intrinsic finite element analysis of nonlinear behavior of steel structures exposed to fire. *Engineering Structures*, 32(1), pp. 80-92.
- [35] Sun, R., Huang, Z. and Burgess, I.W. (2012). Progressive collapse analysis of steel structures under fire conditions. *Engineering Structures*, 34, pp. 400-413.
- [36] Moore, A. (2003). *Development of a Process to Define Design Fires for Structural Design of Buildings for Fire*. Worcester: Worcester Polytechnic Institute.