

پاسخ ستون‌های فولادی با مقطع جعبه‌ای در شرایط آتش‌سوزی

محمود یحیایی^۱، عباس رضائیان^{۲*}، مهدی صفائیان^۳

۱- استاد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، تهران، ایران

۲- استادیار، دانشکده مهندسی، دانشگاه شهید چمران اهواز، اهواز، ایران

۳- دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، تهران، ایران

چکیده

با توجه به حساسیت خواص مکانیکی فولاد در برابر افزایش دما، بررسی اثرات آتش بر روی سازه‌های فولادی از اهمیتی دوچندان برخوردار است. ستون‌ها به عنوان اجزای باربر اصلی یک سازه، می‌توانند به شدت در برابر آتش‌سوزی آسیب‌پذیر باشند. در این تحقیق رفتار ستون‌های ثقیلی فولادی با مقطع جعبه‌ای تحت اثر آتش مورد بررسی قرار گرفته است. این نوع از ستون‌ها در طراحی سازه‌های فولادی معمول در ایران به طور عمده استفاده می‌شوند. در این تحقیق رفتار این ستون‌ها تحت اثر آتش توسط روش اجزای محدود بررسی شده است. بدین منظور ابتدا مدل اجزای محدود یک ستون فولادی طبق داده‌های آزمایشگاهی موجود، تهیه و مشابه نمونه آزمایشگاهی بارگذاری و تحلیل شده است. پس از صحت‌سنجی نتایج حاصل از مدل اجزای محدود در مقایسه با داده‌های آزمایشگاهی، نمونه‌های مختلفی از ستون‌های ثقیلی با مقطع جعبه‌ای بر اساس آیین‌نامه فولاد ایران طراحی و توسط نرم‌افزار آباکوس مدل‌سازی و تحلیل شده است. اثر نسبت عرض به ضخامت ورق‌های ستون، نسبت بار و میزان لاغری بر مقاومت نهایی ستون مورد بررسی قرار گرفته و زمان دوام با استفاده از منحنی آتش استاندارد ایزو ۸۳۴ بدست آمده است. نتایج نشان داد که افزایش نسبت عرض به ضخامت و نسبت بار باعث کاهش زمان دوام می‌گردد و با افزایش دما میزان تأثیر نسبت عرض به ضخامت بر روی مقاومت نهایی ستون کاهش می‌یابد.

کلمات کلیدی: ستون فولادی، کماتش موضعی، دمای بحرانی، روش اجزای محدود، آتش.

*نویسنده مسئول: عباس رضائیان

پست الکترونیکی: rezaeian_a@scu.ac.ir

DOI: 10.22065/jsce.2017.44333

شناسه دیجیتال

<http://dx.doi.org/10.22065/jsce.2017.44333>

تاریخ دریافت مقاله: ۱۳۹۵/۰۸/۰۸، تاریخ پذیرش مقاله: ۱۳۹۵/۱۱/۱۹

۱- مقدمه

تحقیقات بر روی یک سازه کامل نشان داده است که در طول یک حادثه آتش‌سوزی، پایداری کل سازه به عملکرد سیستم‌های باربر ثقلی شامل سیستم کف و اتصالات آن [۱] و ستون‌های ثقلی [۲ و ۳] بستگی دارد. در دماهای بالا، ناپایداری ستون‌های ثقلی می‌تواند پایداری کل سازه را تحت تاثیر قرار دهد. زیرا اولاً، تنش تسلیم و سختی ستون به صورت قابل ملاحظه‌ای با افزایش دما کاهش می‌یابد. ثانیاً، جدا شدن ستون‌ها از سیستم مهار جانبی در اثر خرابی اتصالات باعث افزایش ارتفاع غیرمهار ستون‌ها می‌شود. بنابراین درک رفتار شکست ستون‌ها در دمای بالا برای ارزیابی ایمنی کل سازه ضروری است. تا کنون تحقیقات اندکی در این زمینه انجام شده است. از جمله فرانس و همکاران [۴] آزمایش‌های محدودی جهت مطالعه پایداری ستون‌های فولادی در شرایط آتش‌سوزی انجام دادند. حیدرپور و برادفورد [۵] نیز تاثیر لاغری بر کماتش موضعی ستون‌های I شکل در دماهای بالا را بررسی نمودند.

ستون‌های ثقلی سازه‌های چند طبقه، معمولاً در دو یا سه طبقه به صورت پیوسته می‌باشند. در یک حادثه آتش‌سوزی، ستون‌های ثقلی در طبقه گرم شده دچار انبساط حرارتی می‌شوند. اجزای سازه‌ای بالا و پایین ستون به صورت مهار محوری عمل نموده و از انبساط ستون ممانعت می‌نمایند. این مهارها تاثیر عمده‌ای بر روی پایداری ستون‌های ثقلی به خصوص در محدوده دمای بحرانی ۳۰۰ تا ۶۰۰ درجه سانتی‌گراد دارند. بنابراین وقتی ستون‌های ثقلی برای تحمل بارهای سرویس در دمای عادی طراحی شوند ضروری است که اثر افزایش بار ناشی از دماهای بالا هم در نظر گرفته شود. در این مطالعه چندین نمونه ستون با مقطع باکسی متناسب با مقاطع فشرده، نیمه‌فشرده و لاغر بر اساس آیین‌نامه فولاد ایران طراحی و توسط نرم‌افزار اجزای محدود آباکوس [۶] مدل‌سازی و تحلیل شده‌اند. رفتار کماتشی، مدهای خرابی و میزان دوام این ستون‌ها در دماهای بالا ارائه گردیده است.

۲- مشخصات ستون‌های مورد مطالعه

در مبحث دهم مقررات ملی ساختمان [۷] مقاطع به سه دسته مقطع فشرده، غیر فشرده و لاغر طبقه‌بندی می‌شوند. در جدول ۱ معیارهای فشردگی ستون آورده شده است. برای بررسی نسبت عرض به ضخامت ورق‌های باکس و تاثیر فشردگی مقطع بر بار بحرانی ستون ثقلی در دمای بالا از هر سه نوع مقطع استفاده شده است. طول ستون‌های طراحی شده، در حدود ارتفاع طبقات ساختمان‌های رایج، برابر چهار متر در نظر گرفته شده است. با توجه به اینکه چرخش ستون در دو انتها آزاد است، ضریب طول موثر ستون (K) در تمامی آنالیزها برابر یک می‌باشد. مقاطع ستون‌های طراحی شده و مورد استفاده طبق جدول ۲ می‌باشند.

جدول ۱: معیارهای مقطع فشرده و غیرفشرده طبق مبحث دهم [۷]

مقطع غیرفشرده	مقطع فشرده
$\frac{2000}{\sqrt{F_y}} = 40.83^*$	$\frac{1590}{\sqrt{F_y}} = 32.46^*$

* با در نظر گرفتن $F_y=2400 \text{ kg/cm}^2$

جدول ۲: مقاطع ستون‌های طراحی شده و مورد استفاده

ابعاد مقطع (سانتی متر)	نسبت عرض به ضخامت	نوع مقطع	دمای هدف (درجه سانتی‌گراد)
B35×35×1.4	۲۵	فشرده	۴۰۰ و ۵۰۰ و ۶۰۰
B55×55×1.46	۳۷	غیر فشرده	۴۰۰ و ۵۰۰ و ۶۰۰
B55×55×1.22	۴۵	لاغر	۴۰۰ و ۵۰۰ و ۶۰۰

۳- مدل سازی عددی

در این بخش تکنیک مدل سازی شامل نوع المان های بکارگرفته شده، شرایط مرزی، مدل های رفتار مواد در دمای بالا ارائه شده است. از نرم افزار آباکوس برای ساخت مدل های اجزاء محدود استفاده شده است. این مدل ها سپس با استفاده از داده های آزمایشگاهی، شامل پاسخ های بار- تغییر مکان محوری نمونه ها، صحت سنجی شده اند.

۳-۱- مدل اجزاء محدود

مدل های سه بعدی با استفاده از المان های C3D8T در نرم افزار آباکوس ساخته شده اند. رفتار غیرخطی هندسی و مصالح در نظر گرفته شد. رفتار غیرخطی هندسی با فعال نمودن گزینه "NLGEOM" در آباکوس لحاظ گردید تا تغییر شکل های بزرگ و اثرات ناپایداری موضعی در مدل اجزاء محدود در نظر گرفته شوند. در آنالیز حاضر تاریخچه افزایش دما در سطح ستون به صورت شرایط مرزی، معلوم و طبق نمودار زمان-دمای استاندارد ایزو ۸۳۴ [۸] در نظر گرفته شده است. این نمودار استاندارد می تواند اثر بارگذاری حرارتی یک آتش سوزی واقعی در سازه را به وجود آورد. البته در شرایط واقعی انرژی حرارتی از طریق همرفت و تابش از آتش به سطح خارجی ستون منتقل می گردد و در اثر خاصیت رسانایی فولاد از سطوح بیرونی به لایه های داخلی جداره ستون منتقل می گردد. از آنجایی که مقطع ستون به شکل باکس متقارن می باشد و با فرض اینکه ستون به طور کامل توسط منبع حرارت احاطه گردیده، توزیع دما در تمام نقاط سطح خارجی باکس ستون یکنواخت در نظر گرفته شده است. لازم به ذکر است که در آتش سوزی های واقعی، توزیع دما می تواند در ارتفاع ستون تغییر نماید، زیرا معمولاً شدت آتش در تمام موقعیت ها یکسان نمی باشد. لذا انتظار می رود فرض فوق نتایج محافظه کارانه ای را بدست دهد. ستون در برابر انبساط حرارتی، آزاد در نظر گرفته شده تا ضمن پیش گیری از ایجاد نیروی محوری ثانویه، بتوان اثر افزایش دما بر ظرفیت باربری ستون را مطالعه نمود. همچنین ستون های مدل شده، جزئی از قاب ساده و به صورت دو سر مفصل در نظر گرفته شده اند و بار محوری بر مرکز سطح ستون ها وارد گردیده است.

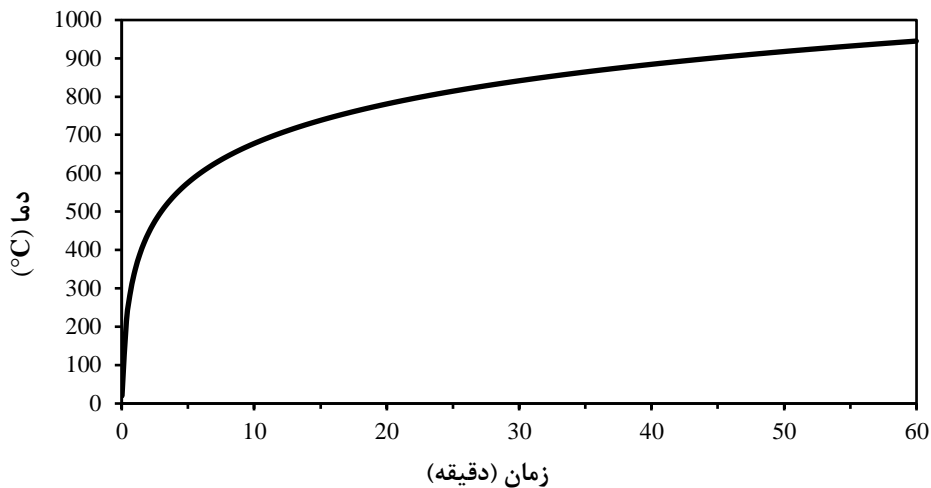
۳-۲- بارگذاری حرارتی در آتش سوزی

دمای آتش و گستردگی آتش سوزی در سازه ها به مقدار مواد قابل اشتعال موجود در آن فضا، مساحت در و پنجره ها (تهویه) و خصوصیات حرارتی مواد بکار رفته در دیوارها، کف و سقف سازه بستگی دارد. در این مطالعه بارگذاری تحت شرایط آتش به دو روش در نظر گرفته شده است: الف) حالت گذرا؛ که در این حالت ابتدا بارهای مکانیکی به سازه اعمال شده و سپس ضمن ثابت نگه داشتن این بارها، بارگذاری حرارتی آغاز و به تدریج تا آخر آزمایش افزوده می شود. ب) حالت یکنواخت؛ که در این روش، دمای سازه تا یک حد مشخص (دمای هدف) بالا برده می شود، سپس بارهای مکانیکی به سازه اعمال می شوند تا به خرابی برسد. بارگذاری حرارتی طبق نمودار زمان-دمای استاندارد ایزو ۸۳۴ [۸] به نمونه ها اعمال گردید (شکل ۱).

همان طور که در شکل ۱ ملاحظه می شود، شیب نمودار در ابتدا بسیار تند و با عبور از 600°C شیب ملایم تر می شود. معادله منحنی زمان-دمای استاندارد ایزو ۸۳۴ طبق رابطه (۱) می باشد:

$$\theta = 345 \times \log(8t + 1) + 20 \quad (1)$$

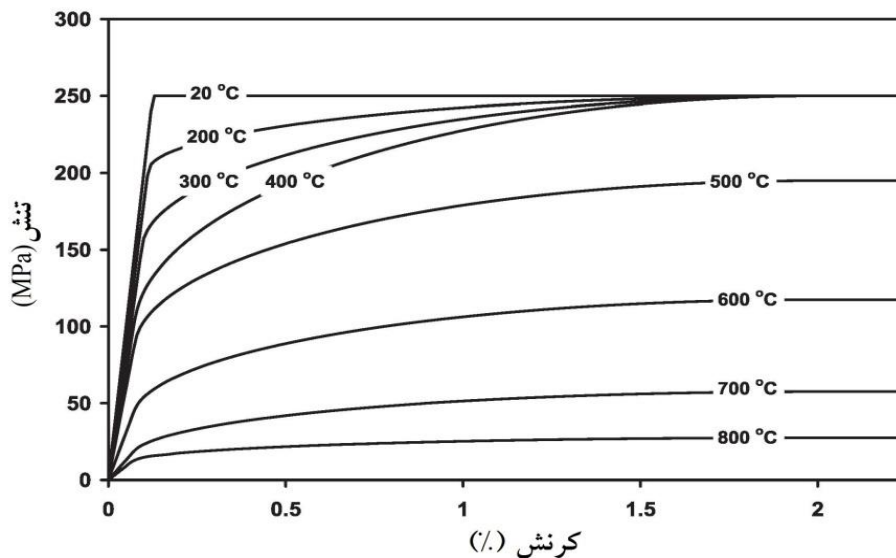
که در این معادله t ، زمان بر حسب دقیقه و دما بر حسب درجه سانتی گراد می باشد.



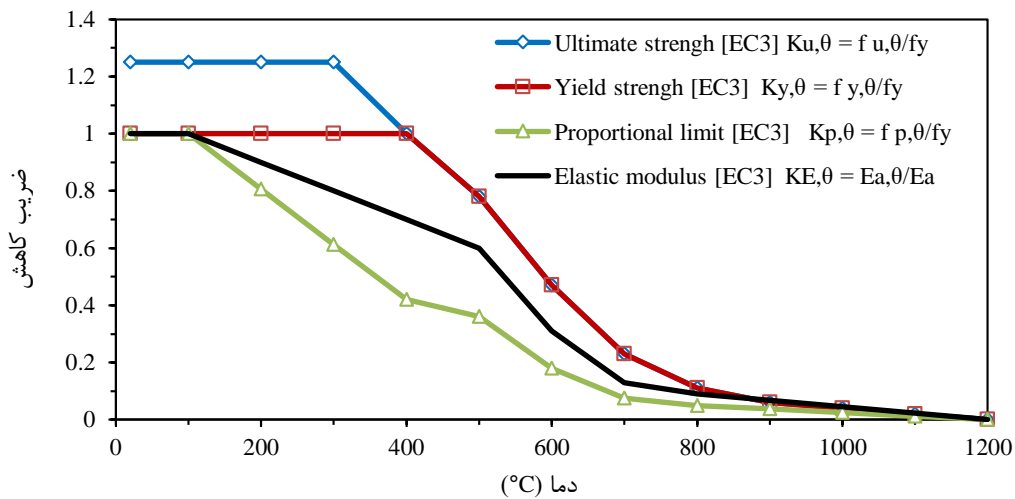
شکل ۱: منحنی زمان-دمای استاندارد ایزو ۸۳۴ [۸].

۳-۳- خواص فولاد در دمای بالا

دقت در لحاظ نمودن خواص مواد در دماهای بالا، یکی از نکات کلیدی برای کسب نتایج قابل اعتماد از تحلیل اجزاء محدود سازه‌ها در آتش است. خواص مکانیکی فولاد نمونه در دمای محیط از طریق آزمایش کشش بدست می‌آید. تبدیل نمودار تنش-کرنش اسمی به نمودار تنش-کرنش واقعی جهت استفاده در مدل عددی، بوسیله روابط $\sigma_{true} = \sigma_{nom}(1 + \epsilon_{nom})$ و $\epsilon_{true} = \ln(1 + \epsilon_{nom})$ انجام گردید که σ_{true} و ϵ_{true} به ترتیب تنش و کرنش واقعی و σ_{nom} و ϵ_{nom} تنش و کرنش اسمی می‌باشند. با توجه به مطالعات کودر و همکاران [۹] استفاده از روابط آیین‌نامه یوروکد [۱۰] برای تنش-کرنش در دمای بالا پیش‌بینی‌های دقیق‌تری از میزان تحمل سازه در آتش در مقایسه با روابط آیین‌نامه ASCE [۱۱] بدست می‌دهد. لذا از نمودارهای تنش-کرنش فولاد ساختمانی در دماهای مختلف (شکل ۲) و ضرایب کاهش خواص مکانیکی فولاد در دماهای بالا (شکل ۳) طبق آیین‌نامه یوروکد، جهت مدل‌سازی رفتار فولاد ساختمانی در دماهای بالا استفاده گردید.



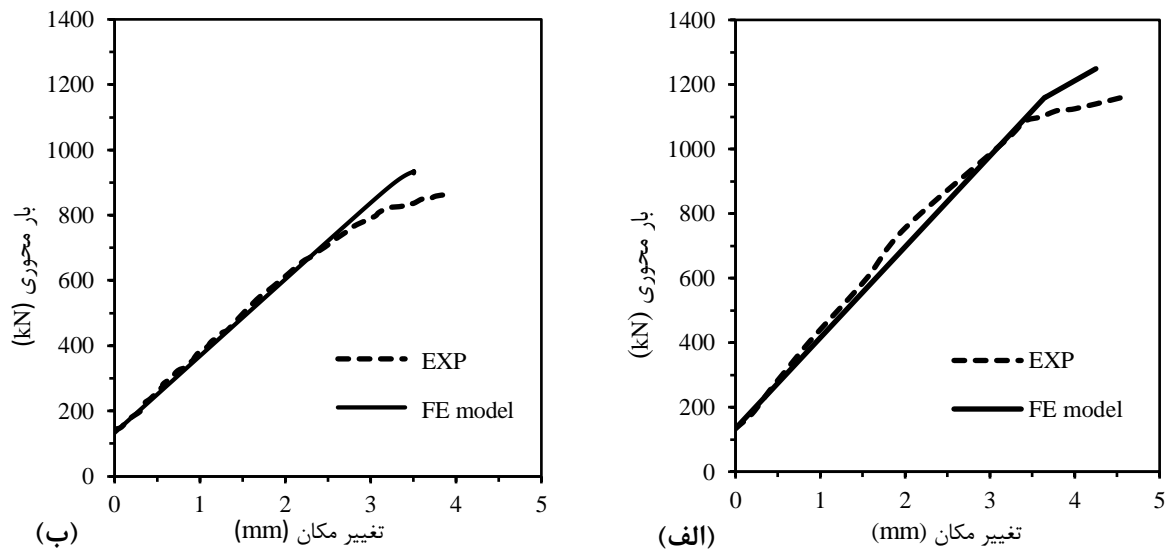
شکل ۲: نمودارهای تنش-کرنش فولاد ساختمانی در دماهای بالا ($F_y = 250 \text{ MPa}$) [۱۰].



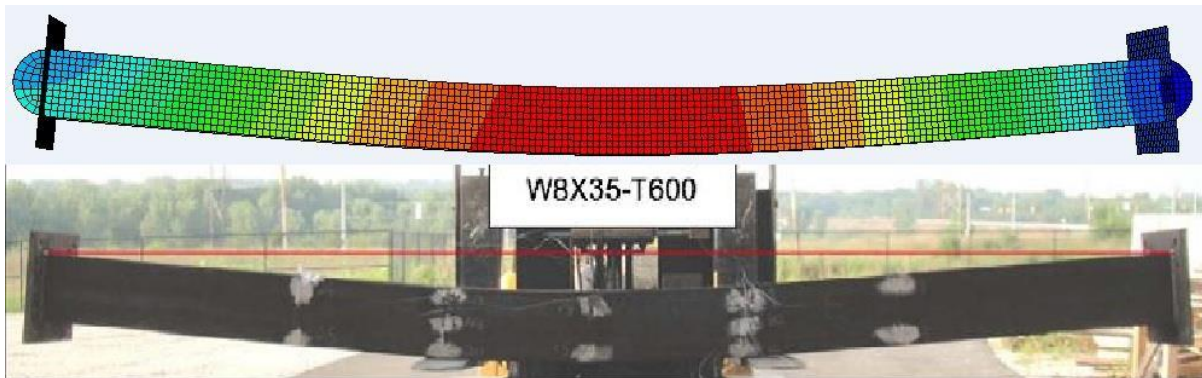
شکل ۳: ضرایب کاهش تنش- کرنش در دمای بالا برای فولاد ساختمانی [۱۰].

۳-۴- صحت سنجی مدل اجزای محدود

برای صحت سنجی مدل اجزای محدود، از آزمایش انجام شده توسط آگاروال و همکاران [۲] بر روی رفتار کمانشی غیرالاستیک ستون فولادی با مقطع I در دمای بالا استفاده شده است. از بین نمونه‌های آزمایش شده، یکی از نمونه‌ها با مقطع $W8 \times 35$ در نرم افزار آباکوس مدل سازی و نتایج آن با داده‌های آزمایشگاهی مقایسه گردید. ستون مورد آزمایش، ابتدا تحت اثر بار محوری اولیه در دمای محیط (20°C) قرار دارد. سپس با ثابت نگه داشتن بار محوری، دمای کوره افزایش یافته تا دمای کل ستون به صورت یکنواخت به دمای هدف (500°C و 600°C) برسد، در ادامه بار محوری افزایش داده می‌شود تا وقتی که خرابی در ستون رخ دهد [۲]. با توجه به داده‌های آزمایش، دماهای اندازه‌گیری شده در مقطع ستون توسط ترموکوپل‌ها تقریباً یکنواخت است و در مدل سازی نیز یکنواخت در نظر گرفته شده است. در شکل ۴ نتایج حاصل از مدل آزمایشگاهی و مدل اجزای محدود مقایسه شده‌اند. در شکل ۵ نیز شکل نهایی ستون در انتهای آزمایش و همین‌طور مدل اجزای محدود آورده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود نتایج بدست آمده مطابقت خوبی با داده‌های آزمایشگاهی دارد.



شکل ۴: مقایسه نمودارهای بار-تغییر مکان محوری حاصل از مدل سازی با داده‌های آزمایشگاهی در دماهای: الف) 500°C و ب) 600°C .

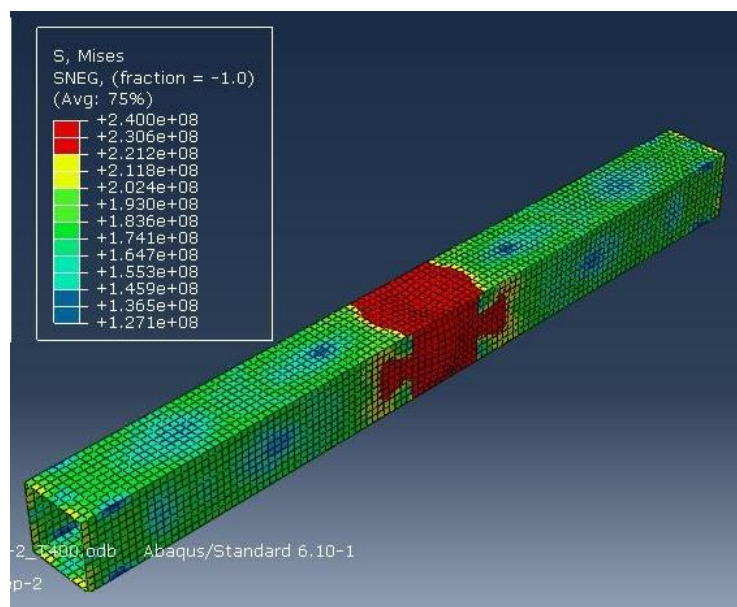


شکل ۵: مقایسه تغییر شکل نهایی ستون برای دمای ۶۰۰ درجه سانتیگراد.

۴- نتایج تحلیل اجزاء محدود

۴-۱- تأثیر نسبت عرض به ضخامت جداره ستون در بارگذاری حرارتی ستون به روش یکنواخت

در این قسمت از دماهای هدف 400°C ، 500°C و 600°C استفاده شده است. پس از اینکه دمای ستون به طور یکنواخت در ضخامت مقطع به دمای هدف رسید، بارگذاری محوری به ستون اعمال گردید تا زمانی که ستون دچار شکست شود. برای بارگذاری حرارتی از بارگذاری استاندارد ایزو ۸۳۴ استفاده شده است. برای اعمال نقص عضو اولیه به ستون، ابتدا آنالیز مقادیر ویژه بر روی ستون انجام شده و از شکل اولین مود کمانشی به عنوان نقص عضو اولیه استفاده گردیده است. مقدار نقص عضو اولیه برای در نظر گرفتن کمانش موضعی، $b/200$ در نظر گرفته شده است. شکل نهایی ستون پس از پایان بارگذاری در شکل ۶ نشان داده شده است. با توجه به اینکه لاغری کلی ستون پایین است (لاغری ماکزیمم بین مدل‌های طراحی شده ۳۰ می‌باشد)، مود شکست در تمامی مقاطع بالا کمانش موضعی می‌باشد.

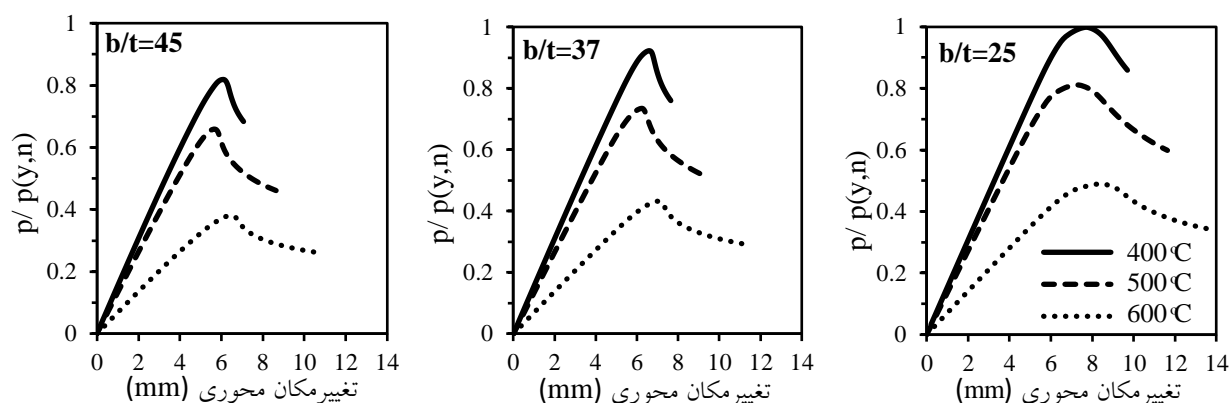


شکل ۶: کمانش موضعی ستون در انتهای بارگذاری حرارتی.

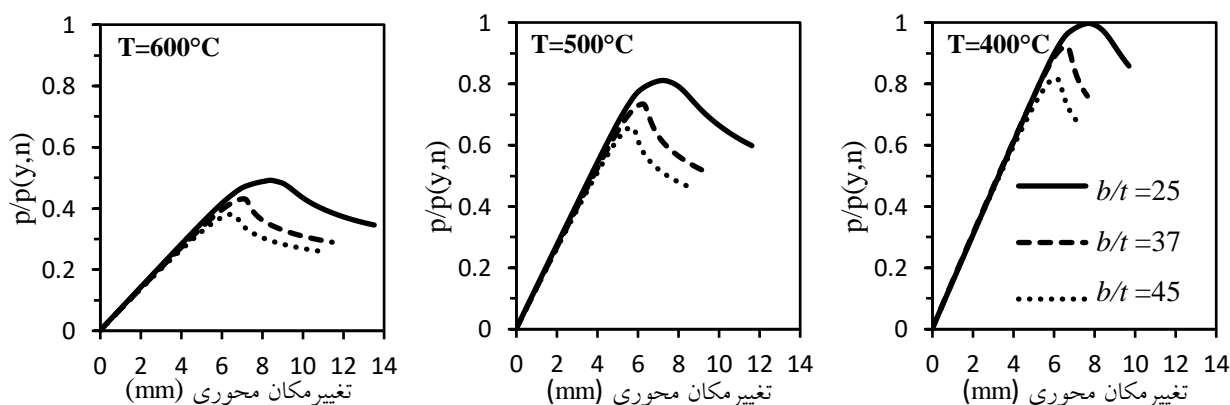
در شکل ۷ نتایج حاصل به تفکیک برای مقاطع فشرده، نیمه فشرده و لاغر رسم شده است. محور قائم با استفاده از تنش تسلیم اسمی نرمالایز شده است. مشاهده می‌شود که با نسبت عرض به ضخامت یکسان، مقاومت نهایی ستون با افزایش دما کاهش می‌یابد. مقدار این کاهش مقاومت برای دمای کمتر از ۵۰۰ درجه در حدود ۳۰ درصد می‌باشد که با افزایش دما به ۶۰۰ درجه، مقدار کاهش مقاومت نهایی

به حدود ۵۵ درصد می‌رسد. دلیل این کاهش مقاومت ناگهانی برای دمای ۶۰۰ درجه این است که هم مقاومت و هم سختی بین دمای ۵۰۰°C و ۶۰۰°C درجه به شدت افت می‌کند. با توجه به نمودار تنش- کرنش فولاد در دمای بالا، برای دمای بالاتر از ۴۰۰ درجه کرنش سخت‌شوندگی نداریم، بنابراین کرنش سخت‌شوندگی برای دمای بالاتر از ۴۰۰°C تأثیری در مقاومت نهایی ستون ندارد.

در شکل ۸ نمودارهای بار نرمال شده - تغییر مکان محوری ستون برای نسبت‌های مختلف عرض به ضخامت جداره (b/t) رسم شده‌اند. تأثیر نسبت عرض به ضخامت بر رفتار ستون در هر یک از دماهای هدف ۴۰۰°C، ۵۰۰°C، ۶۰۰°C به خوبی نشان می‌دهد که مقاومت نهایی برای همه مقاطع اعم از فشرده و غیرفشرده تا دمای ۵۰۰°C بزرگتر از ۰.۶۶٪ مقاومت اسمی نمونه‌ها در دمای عادی است. بنابراین اگر ماکزیمم تنش مجاز برای طراحی مقاطع $0.66F_y$ باشد، دمای ۵۰۰°C به عنوان دمای بحرانی برای کمانش موضعی ستون پیشنهاد می‌شود، مشروط بر اینکه کمانش کلی رخ ندهد. این دما، ۳۰ درجه سانتی‌گراد کمتر از حداقل دمای بحرانی ستون برای کمانش کلی (۵۳۰°C) طبق استاندارد BS 5950 می‌باشد.



شکل ۷: نمودارهای بار نرمال شده - تغییر مکان محوری ستون برای نسبت‌های مختلف عرض به ضخامت (b/t).



شکل ۸: نمودارهای بار نرمال شده - تغییر مکان محوری ستون در دماهای مختلف.

برای اینکه تأثیر نسبت b/t بر ضریب افت مقاومت ستون در دماهای بالا بررسی شود، آنالیزهای بیشتری بر روی ستون‌هایی با نسبت‌های مختلف b/t در دماهای ۴۰۰°C، ۵۰۰°C، ۶۰۰°C انجام گردید و نمودارهای بار محوری نرمال شده در برابر عرض به ضخامت در شکل ۹ رسم شده‌اند. همان‌طور که مشاهده می‌شود، با افزایش نسبت b/t و دما، مقاومت ستون کاهش می‌یابد و تأثیر دما بر کاهش مقاومت

بسیار بیشتر از اثر نسبت b/t می‌باشد. به بیان دیگر، با افزایش دما در ستون تأثیر نسبت عرض به ضخامت بر روی بار بحرانی ستون خیلی کمتر از دمای عادی می‌شود.

۲-۴- تأثیر نسبت عرض به ضخامت جداره ستون در بارگذاری حرارتی ستون به روش گذرا

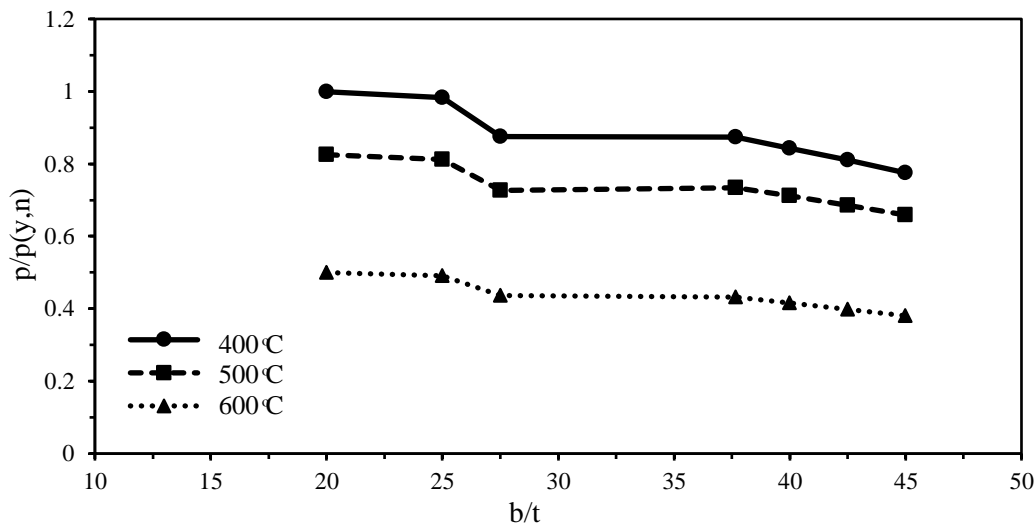
شکل ۱۰ نمودار شماتیک بار محوری- دما را برای ستون با بارگذاری محوری و دمای یکنواخت نشان می‌دهد. با توجه به شکل، سه منطقه قابل تشخیص است:

(۱) منطقه A-B: به علت انبساط حرارتی آزاد ستون در دمای بالا می‌باشد.

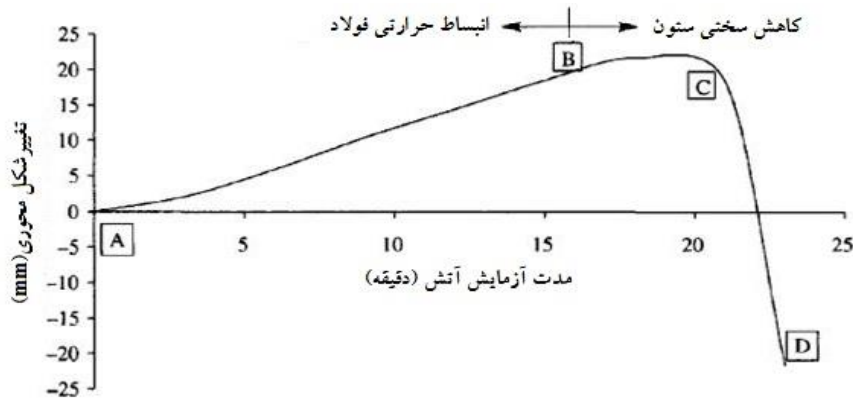
(۲) منطقه B-C: با کاهش سختی ستون نرخ افزایش تغییرشکل محوری ستون کاهش یافته و انقباض مکانیکی مهم‌تر می‌شود.

(۳) منطقه C-D: انقباض مکانیکی بر انبساط حرارتی ستون غالب می‌شود. روند تغییر شکل محوری ستون تغییر نموده و ستون شروع به منقبض شدن می‌کند تا زمانی که نتواند بارهای وارده را تحمل کند. انقباض مکانیکی ستون مستقیماً به سختی محوری ستون در دمای بالا مربوط می‌شود. از آنجایی که سختی محوری به سرعت کاهش می‌یابد، زمان مرحله سوم کوتاه می‌باشد.

در آنالیز به روش گذرا، ابتدا هر یک از نسبت‌های مختلف بارگذاری محوری (ρ) به ستون اعمال گردیده و ثابت نگه داشته شده است، سپس بارگذاری حرارتی طبق استاندارد ایزو ۸۳۴ به صورت شرایط مرزی به ستون اعمال گردیده است. برای هر دو مرحله بارگذاری حرارتی و بارگذاری محوری از آنالیز کوپله دما-تغییر مکان استفاده گردیده است. دمایی که در آن، جهت تغییر شکل محوری ستون برعکس شود، به عنوان دمای بحرانی در نظر گرفته می‌شود. با استفاده از این رویکرد (روش گذرا) که به شرایط آتش‌سوزی واقعی نزدیک‌تر است، زمان دوام ستون تحت اثر نسبت‌های مختلف بارگذاری (۰/۳، ۰/۵ و ۰/۷) به دست آمده و مقایسه شده است.



شکل ۹: منحنی تأثیر b/t بر افت مقاومت ستون در دماهای بالا.



شکل ۱۰: رفتار ستون فولادی در معرض آتش [۲].

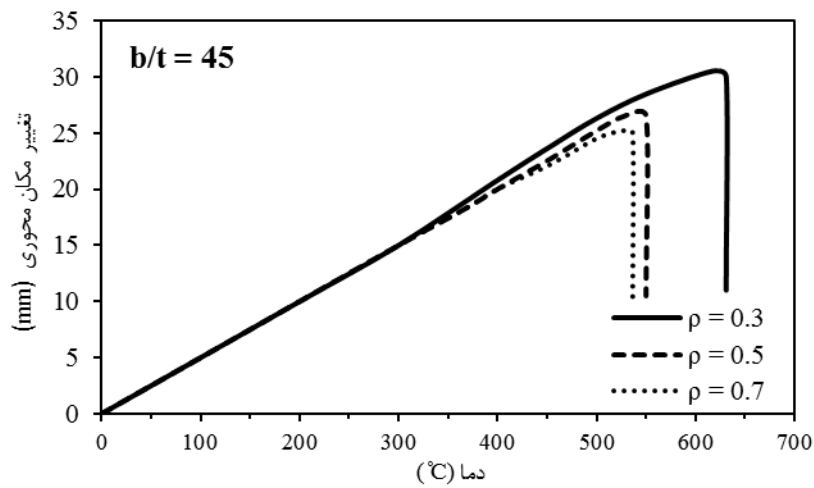
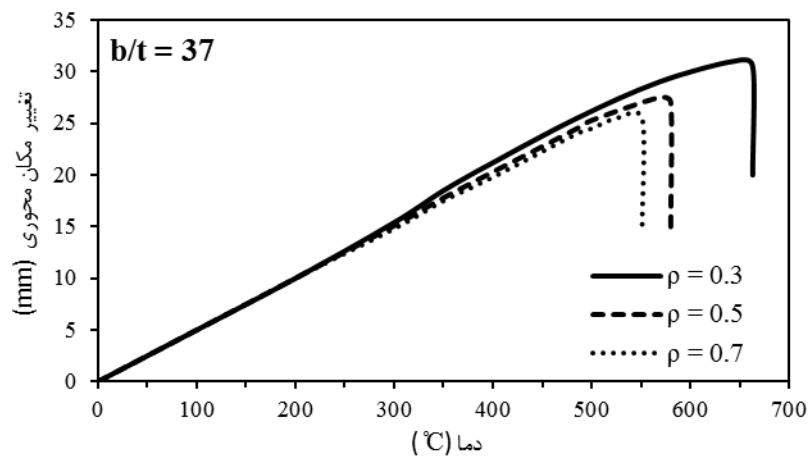
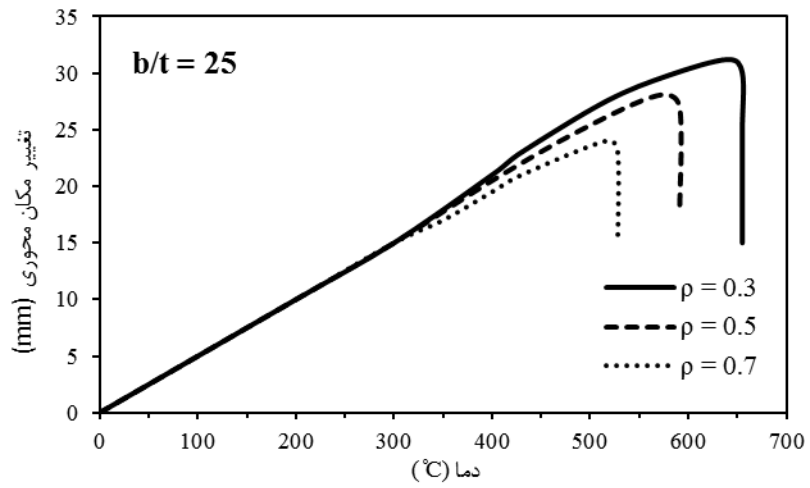
همان‌طور که از شکل ۱۱ مشاهده می‌شود، تغییر شکل محوری ستون عمدتاً ناشی از انبساط حرارتی در دمای بالا می‌باشد. کرنش‌های حاصل از بارگذاری مکانیکی کوچک می‌باشد. این رفتار تا زمانی ادامه پیدا می‌کند که ستون خراب شود. به بیان دیگر، زمانی که سختی محوری ستون افت نموده و کوتاه‌شدگی ستون تحت اثر بارگذاری مکانیکی در دمای بالا سریع‌تر گردد، جهت تغییر شکل محوری ستون برعکس می‌شود. اگر انبساط حرارتی ستون از تغییر طول کل ستون کم شود، تغییر طول باقی‌مانده به سادگی با افزایش انقباض ناشی از افت سختی ستون در دمای بالا توجیه می‌شود. با توجه به نمودارهای نشان داده شده در شکل ۱۱، با افزایش نسبت بار و افزایش نسبت عرض به ضخامت ستون، دمای بحرانی ستون و زمان دوام کاهش می‌یابد. تحت اثر نسبت بار 0.7 ، دماهای بحرانی به دست آمده برای مقاطع فشرده و غیرفشرده و لاغر اختلاف زیادی با هم ندارند. لذا برای نسبت‌های بارگذاری بالا، تاثیر نسبت عرض به ضخامت بر بار بحرانی ستون کاهش می‌یابد. در جدول ۳ زمان دوام ستون برای نسبت‌های مختلف بار و عرض به ضخامت، با توجه به منحنی استاندارد ایزو ۸۳۴ ارائه شده است.

۳-۴- بررسی اثر لاغری بر دمای بحرانی ستون

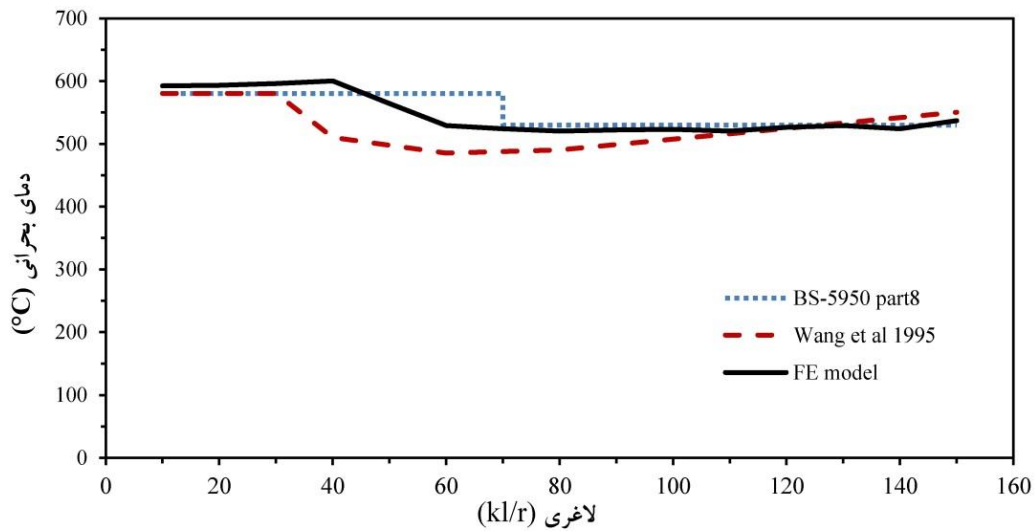
برای بررسی اثر میزان لاغری بر دمای بحرانی ستون‌های باکسی، ستون‌هایی با نسبت عرض به ضخامت جداره ثابت ۲۵ (مقطع فشرده) و لاغری‌های مختلف ۱۰ تا ۱۵۰ مورد آنالیز قرار گرفته و دماهای بحرانی به دست آمد (شکل ۱۲). نتایج حاصل با مقادیر مذکور در استاندارد BS 5950 [۱۲] و همچنین نتایج بدست آمده توسط وانگ [۱۳] برای ستون‌های با مقطع I شکل مقایسه گردیده است. مشاهده می‌شود که ستون‌های با مقطع باکس برای تمام لاغری‌ها مقاومت و دمای بحرانی بیشتری نسبت به مقطع I شکل نشان دادند. در لاغری‌های پایین، گسیختگی ستون با کنترل مقاومت می‌باشد و دمای بحرانی ارائه شده در بخش ۸ استاندارد BS 5950 دقیق می‌باشد. همچنین اگر لاغری ستون بالا باشد تنش کمانش ستون پایین و رابطه تنش - کرنش فولاد در دمای بالا در محدوده خطی خواهد بود. تخمین بالادست دمای بحرانی توسط BS 5950 برای ستون‌های با لاغری متوسط به علت غیرخطی شدن منحنی تنش - کرنش فولاد در تنش کمانش این ستون‌ها می‌باشد که این امر در BS 5950 لحاظ نشده است.

جدول ۳: زمان دوام ستون برای نسبت‌های مختلف عرض به ضخامت.

	$b/t=25$		$b/t=37$		$b/t=45$	
	دمای بحرانی (°C)	زمان دوام (دقیقه)	دمای بحرانی (°C)	زمان دوام (دقیقه)	دمای بحرانی (°C)	زمان دوام (دقیقه)
$\rho \leq 3$	۶۷۵	۹/۷	۶۵۲	۸/۳	۶۳۳	۷/۴
$\rho \leq 5$	۵۹۶	۷/۵	۵۷۱	۴/۸	۵۵۰	۴/۱
$\rho \leq 7$	۵۳۵	۳/۸	۵۴۲	۳/۹	۵۴۲	۳/۹



شکل ۱۱: تأثیر نسبت بارگذاری بر دمای بحرانی ستون.



شکل ۱۲: تأثیر میزان لاغری بر دمای بحرانی ستون.

۵- نتیجه گیری

از تحلیل‌های عددی انجام شده بر روی ستون‌های با مقطع جعبه‌ای با نسبت‌های مختلف عرض به ضخامت، بار محوری و لاغری می‌توان نتیجه گرفت که:

- با نسبت عرض به ضخامت یکسان، مقاومت نهایی ستون با افزایش دما کاهش می‌یابد. این کاهش مقاومت برای دمای کمتر از 500°C در حدود ۳۰ درصد می‌باشد و با افزایش دما به 600°C ، مقدار کاهش مقاومت نهایی به حدود ۵۵ درصد می‌رسد. این کاهش مقاومت به دلیل افت ناگهانی مقاومت و سختی فولاد در دماهای 500°C تا 600°C است. با توجه به نمودار تنش-کرنش فولاد در دمای بالا، برای دماهایی بالاتر از 400°C کرنش سخت‌شوندگی وجود ندارد، لذا تأثیری بر مقاومت نهایی ستون ندارد.
- مقاومت نهایی ستون برای مقاطع فشرده و غیرفشرده تا دمای 500°C بزرگتر از $0/66$ مقاومت اسمی نمونه‌ها در دمای عادی است. بنابراین اگر حداکثر تنش مجاز برای طراحی مقطع $0/66F_y$ باشد، دمای 500°C برای دمای بحرانی کم‌انرژی موضعی پیشنهاد می‌شود.
- برای نسبت‌های لاغری کمتر از ۴۰، دمای بحرانی در حدود 600°C می‌باشد. با افزایش نسبت لاغری تا ۸۰، دمای بحرانی تا حدود 520°C کاهش می‌یابد. بعد از آن با افزایش لاغری، دمای بحرانی به مقدار کمی افزایش نشان می‌دهد به طوری که دمای بحرانی برای لاغری ۱۵۰ در حدود 537°C می‌باشد.
- اختلاف بین زمان دوام ستون برای مقطع فشرده و غیرفشرده برای نسبت بارگذاری $0/3$ در حدود $2/3$ دقیقه است. با افزایش نسبت بارگذاری این اختلاف کم می‌شود، به طوری که برای نسبت بارگذاری $0/7$ زمان دوام ستون با مقطع فشرده و غیر فشرده و لاغر تقریباً یکسان است.

مراجع

- [1] NIST. (2008). *Final report on the collapse of world trade center building 7*. NIST NCSTAR 1A, Gaithersburg, MD.
- [2] Agarwal, A., Varma, A. H. and Cedeno, G. (2009). Steel columns under fire loading: Stability behavior and design. In: *Annual Stability Conference*. Phoenix: structural stability council, 405-429.
- [3] Hong, S., Varma, A. H., Agarwal, A. and Prasad, K. (2008). Behavior of steel building structures under realistic fire loading. In: *Structures Congress-Vancouver*. Reston: ASCE.
- [4] Franssen, J.M., Talamona, Kruppa, J. and Cajot, L.G. (1998). Stability of steel column in case of fire: experimental evaluation. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 124 (2), 158-163.
- [5] Heidarpour, A. and Bradford, M.A. (2007). Local buckling and slenderness limits for flange outstands at elevated temperatures. *Journal of Constructional Steel Research*, 63, 591-598.
- [6] Dassault Systemes Simulia Corp. (2008). *ABAQUS analysis user's manual version 6.8*. Providence, RI, USA.
- [7] Ministry of Housing and Urban Development, (2013). *Iranian National Building Code, Part 10, Design and Construction of Steel Structures*. Tehran, (In Persian).
- [8] ISO. (1999). *ISO 834: Fire resistance test-elements of building construction*. Geneva: International Organization for Standardization.
- [9] Kodur, V., Dwaikat, M. and Fike, R. (2010). High-Temperature Properties of Steel for Fire Resistance Modeling of Structures. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 22, 423-434.
- [10] CEN. (2005). *Eurocode 3: Design of steel structures, Part 1.2: general rules-structural fire design*. Brussels: European Committee for Standardization.
- [11] ASCE. (1992). *Structural fire protection, Manual No. 78*. Reston: ASCE committee on fire protection.
- [12] BSI. (1990). *BS 5950: Structural use of steelwork in building, Part 8: code of practice for fire resistance design*. London: British Standard Institution.
- [13] Wang YC. (2004). Post-buckling behaviours of axially restrained and axially loaded steel column under fire conditions. *Journal of structural Engineering*, ASCE, 130,371-385.