



## رفتار ستون‌های فولادی با مقطع باکس در دماهای بالا

محمود یحیایی<sup>۱</sup>

عباس رضائیان<sup>۲</sup> (نویسنده مسئول)

مهدي صفائیان<sup>۳</sup>

### چکیده

آتش‌سوزی حادثه‌ای است که هر سازه‌ای ممکن است در طول عمر خود آن را تجربه نماید. با توجه به حساسیت بالای فولاد در برابر افزایش دما، بررسی اثرات آتش بر روی سازه‌های فولادی از اهمیت دوچندان برخوردار است. ستون‌ها به عنوان اجزای باربر اصلی یک سازه، می‌توانند به شدت در برابر آتش‌سوزی آسیب پذیر باشند. در این تحقیق رفتار ستون‌های ثقلی 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. لذا با توجه به توانایی بالای روش اجزای محدود رفتار این ستون‌ها تحت اثر آتش توسط روش اجزای محدود بررسی شده است. بدین منظور ابتدا مدل اجزای محدود یک ستون فولادی که قبلاً مورد آزمایش قرار گرفته است تهیه و مشابه آزمایش بارگذاری و تحلیلی شده است. پس از صحت‌سنجی نتایج حاصل از مدل اجزای محدود در مقایسه با داده‌های آزمایشگاهی، در ادامه چندین نمونه ستون ثقلی با مقطع جعبه‌ای و نسبت‌های مختلف عرض به ضخامت براساس آیین‌نامه فولاد ایران طراحی و توسط نرم‌افزار آباکوس مدل‌سازی و تحلیل شده است. اثر نسبت عرض به ضخامت ورق‌های ستون، نسبت بار و همچنین لاغری بر مقاومت نهایی ستون مورد بررسی قرار گرفته و زمان دوام با استفاده از بارگذاری 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 تاثیر نسبت عرض به ضخامت بر روی مقاومت نهایی ستون کاهش می‌یابد.

**کلیدواژگان:** آتش، ستون فولادی، کم‌مانش موضعی، دمای بحرانی، لاغری.

### 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 بدین صورت تحت تاثیر قرار دهد. زیرا، اولاً تنش تسلیم و سختی ستون به صورت قابل ملاحظه‌ای با افزایش دما کاهش می‌یابد، ثانیاً جدا شدن ستون‌ها

۱- استاد سازه، دانشکده مهندسی عمران دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، yahyai@kntu.ac.ir

۲- استادیار سازه، دانشکده مهندسی دانشگاه شهید چمران اهواز، rezaecian\_a@scu.ac.ir

۳- دانشجوی کارشناسی ارشد سازه، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی



از سیستم مهار جانبی به علت خرابی اتصالات باعث می شود که ارتفاع غیرمهارى ستون ها افزایش یابد. بنابراین درک رفتار شکست ستون ها در دمای بالا برای ارزیابی ایمنی کل سازه ضروری است. تاکنون تحقیقات محدودی در این زمینه انجام شده است. از جمله فرانس و همکاران [۴] آزمایش هایی جهت مطالعه پایداری ستون های فولادی در شرایط آتش سوزی انجام دادند. حیدرپور و برادفورد [۵] نیز تأثیر لاغری بر کماتش موضعی ستون های I شکل در دماهای بالا را بررسی نمودند.

ستون های ثقلی سازه های چند طبقه، معمولاً در دو یا سه طبقه به صورت پیوسته می باشند. در یک حادثه آتش سوزی، ستون های ثقلی در طبقه گرم شده دچار انبساط حرارتی می شوند. اجزای سازه ای بالا و پایین ستون به صورت مهار محوری عمل نموده و از انبساط ستون ممانعت می نمایند. این مهارها تأثیر عمده ای بر روی ظرفیت باربری ستون های ثقلی به خصوص محدوده دمای بحرانی ۳۰۰ تا ۶۰۰ درجه سلسیوس دارند. بنابراین اگر ستون های ثقلی برای تحمل بارهای سرویس در دمای عادی طراحی شوند ضروری است که در دماهای بالا اثر مهار محوری هم در نظر گرفته شود. در این مطالعه چندین نمونه ستون با مقطع باکسی متناسب با مقاطع فشرده، نیمه فشرده و لاغر بر اساس آیین نامه فولاد ایران طراحی و توسط نرم افزار اجزای محدود آباکوس [۶] مدل سازی و تحلیل شده اند. رفتار کماتشی، مدهای خرابی و میزان دوام این ستون ها در دماهای بالا ارائه گردیده است.

### مشخصات ستون های مورد مطالعه

در مبحث دهم مقررات ملی ساختمان [۷] مقاطع به سه دسته مقطع فشرده، غیر فشرده و لاغر طبقه بندی می شوند که در جدول ۱ معیارهای فشرده گی آورده شده است. برای بررسی نسبت عرض به ضخامت ورق های باکس و تأثیر فشرده گی مقطع در بار بحرانی ستون ثقلی در دمای بالا از هر سه نوع مقطع استفاده شده است. طول ستون طراحی شده، در حدود ارتفاع طبقات ساختمان های رایج، چهار متر می باشد. با توجه به اینکه چرخش ستون در دو انتها آزاد است، ضریب طول موثر ستون در تمامی آنالیزها برابر یک می باشد ( $K=1$ ). مقاطع مورد استفاده، مطابق جدول ۲ به دست آمدند.

جدول ۱- معیارهای مقطع فشرده و غیر فشرده طبق مبحث دهم [۷]

مقطع غیر فشرده	مقطع فشرده	حداکثر نسبت عرض به ضخامت
$2000/\sqrt{F_y} = 40.83^*$	$1590/\sqrt{F_y} = 32.46^*$	

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



جدول ۲- مقاطع طراحی شده مورد استفاده در این مطالعه

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

### مدلسازی عددی

در این بخش تکنیک مدلسازی شامل نوع المان‌های بکارگرفته شده، شرایط مرزی، مدل‌های رفتار مواد در دمای بالا ارائه شده است. از نرم افزار آباکوس برای ساخت مدل‌های اجزاء محدود استفاده شده است. این مدل‌ها سپس با استفاده از داده‌های آزمایشگاهی، شامل پاسخ‌های بار-تغییر مکان محوری نمونه‌ها، صحت سنجی شده‌اند.

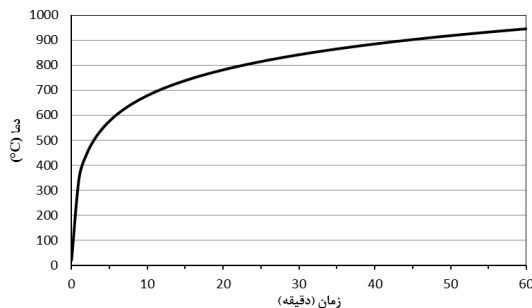
### مدل اجزاء محدود

مدل‌های سه بعدی با استفاده از المان‌های C3D8T در نرم‌افزار آباکوس ساخته شده‌اند. رفتار غیرخطی هندسی و مصالح در نظر گرفته شد. رفتار غیرخطی هندسی با فعال نمودن گزینه "NLGEOM" در آباکوس لحاظ گردید تا تغییر شکل‌های 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 می‌تواند 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 می‌گردد و در اثر خاصیت رسانایی فولاد از سطوح بیرونی به لایه‌های داخلی جداره ستون منتقل می‌گردد. از آنجایی که مقطع ستون به شکل باکس متقارن می‌باشد 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 سوزی‌های واقعی، توزیع دما می‌تواند در ارتفاع ستون تغییر نماید، زیرا معمولاً شدت آتش در تمام موقعیت‌ها یکسان نمی‌باشد. لذا انتظار می‌رود فرض فوق نتایج محافظه کارانه‌ای را بدست دهد. ستون در برابر انبساط حرارتی، آزاد در نظر گرفته شده تا از ایجاد نیروی محوری ثانویه پیشگیری شده و بتوان اثر افزایش دما بر ظرفیت باربری ستون را مطالعه نمود. همچنین ستون‌های مدل شده، جزئی از قاب ساده و به صورت دو سر مفصل در نظر گرفته شده‌اند و بار محوری بر مرکز سطح ستون‌ها وارد گردیده است.



## بارگذاری حرارتی در آتش سوزی

دمای آتش و گستردگی آتش سوزی در سازه‌ها به مقدار مواد قابل اشتعال موجود در آن فضا، به مساحت در و پنجره‌ها (تهویه) و خصوصیات حرارتی مواد بکار رفته در دیوارها، کف و سقف سازه بستگی دارد. در این مطالعه بارگذاری تحت شرایط آتش به دوروش در نظر گرفته شده است: الف) حالت گذرا<sup>۴</sup>، 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 می‌شود. ب) حالت یکنواخت<sup>۵</sup>، که در این روش، دما در سازه تا یک حد مشخص (دمای هدف) بالا برده می‌شود، سپس بارهای مکانیکی به سازه اعمال می‌شوند تا به خرابی برسد. بارگذاری حرارتی طبق نمودار زمان-دمای استاندارد ایزو ۸۳۴ [۸] به نمونه‌ها اعمال گردید.



شکل ۱- منحنی حرارت استاندارد ایزو ۸۳۴ [۸]

همانطور که در نمودار آتش استاندارد (شکل ۱) ملاحظه می‌شود، شیب نمودار در ابتدا بسیار تند می‌باشد و با عبور از ۶۰۰ درجه سلسیوس شیب ملایم ترمی شود. معادله منحنی زمان-دمای استاندارد ایزو ۸۳۴ طبق رابطه (۱) می‌باشد:

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

که در این معادله  $t$  بر حسب دقیقه و دما بر حسب درجه سلسیوس می‌باشد.

## 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 اجزاء فولادی 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  $\sigma_{true}$  و  $\epsilon_{true}$  به ترتیب تنش و کرنش واقعی و  $\sigma_{nom}$  و  $\epsilon_{nom}$  تنش و کرنش اسمی می‌باشند. با توجه به مطالعات کودر و همکاران [۹]

4- Transient

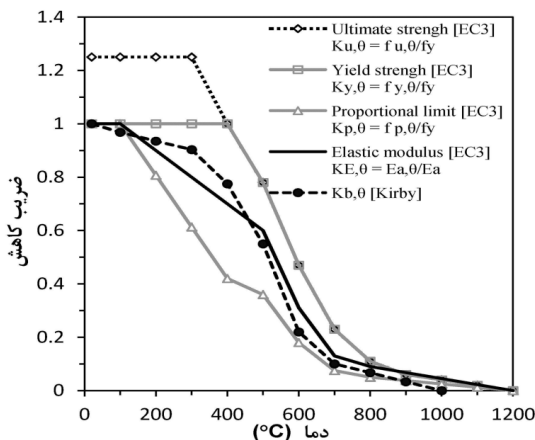
5- Steady



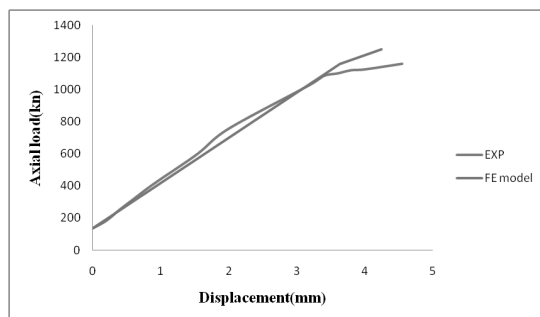
استفاده از روابط آیین نامه یوروکد [۱۰] برای تنش-کرنش در دمای بالا پیش بینی‌های دقیقتری از میزان تحمل سازه در آتش در مقایسه با روابط آیین نامه ASCE [۱۱] بدست می‌دهد. لذا از ضرایب کاهش آیین نامه یوروکد برای استخراج روابط تنش-کرنش فولاد در دمای بالا استفاده گردید (شکل ۲).

### صحت سنجی مدل اجزای محدود

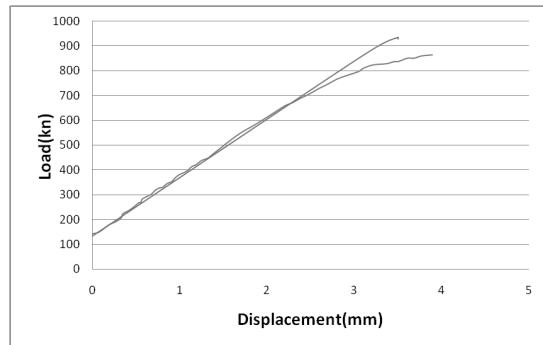
برای صحت سنجی مدل اجزای محدود، از آزمایش انجام شده توسط وارما و همکاران [۲]، که بر روی رفتار کماتشی غیرالاستیک ستون فولادی با مقطع I در دمای بالا انجام گردیده، استفاده شده است. از بین نمونه‌های آزمایش شده، یکی از نمونه‌ها در نرم افزار آباکوس مدل‌سازی شده و نتایج با نتایج آزمایشگاهی مقایسه گردیده است. برای این منظور، از ستون با مقطع  $۳۵ \times ۸ W$  استفاده شده است. در شکل‌های ۳ و 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 مدل آزمایشگاهی دارد.



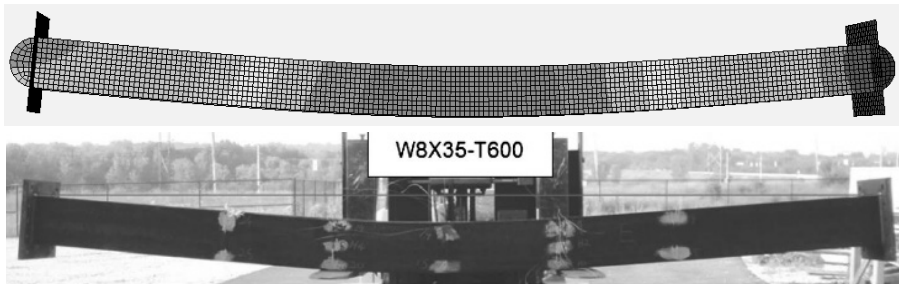
شکل ۲- ضرایب کاهش تنش-کرنش در دمای بالا برای فولاد ساختمانی [۱۰]



شکل ۳- مقایسه نمودارهای بار-تغییر مکان محوری برای دمای ۵۰۰ درجه سلسیوس



شکل ۴- مقایسه نمودارهای بار-تغییرمکان محوری برای دمای ۶۰۰ درجه سلسیوس

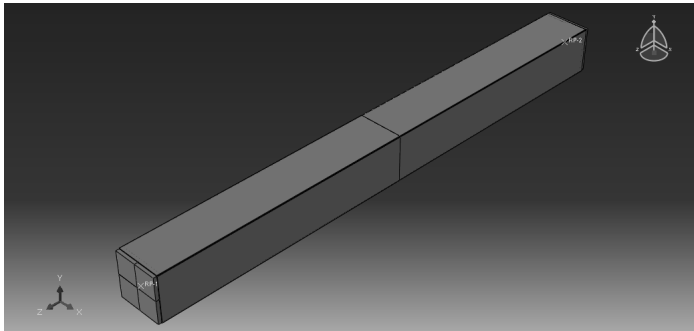


شکل ۵- مقایسه تغییرشکل نهایی ستون برای دمای ۶۰۰ درجه سلسیوس

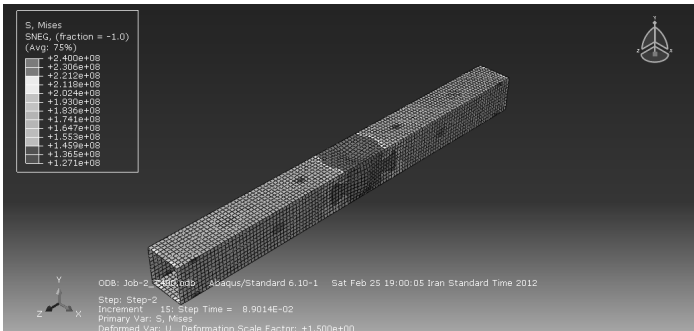
## نتایج تحلیل اجزاء محدود

### تأثیر نسبت عرض به ضخامت جداره ستون (b/t) در بارگذاری حرارتی ستون به روش یکنواخت

در این قسمت از دماهای هدف ۴۰۰، ۵۰۰ و ۶۰۰ درجه سلسیوس استفاده شده است و بعد از اینکه دما در ستون 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. یکی از ستون‌های مدل‌سازی شده در شکل ۶ نشان داده 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  $200/b$  در نظر گرفته شده است. شکل نهایی ستون پس از پایان بارگذاری در شکل ۷ 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.

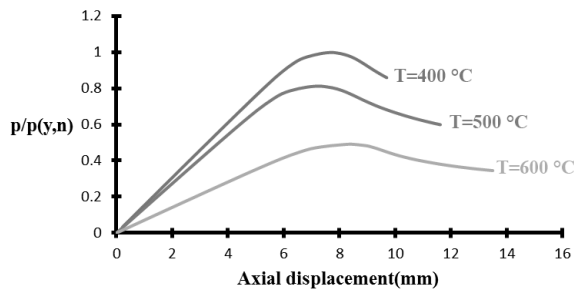
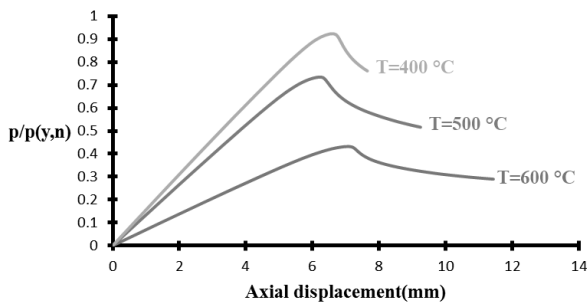
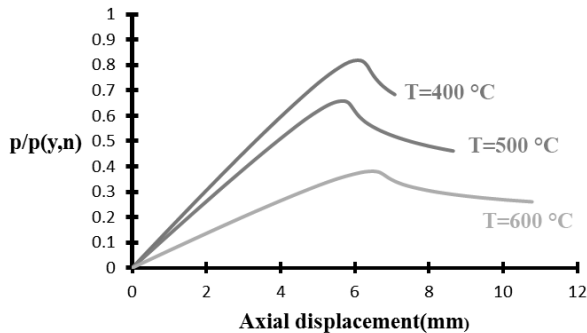


شکل ۶- ستون مدل‌سازی شده با استفاده از نرم‌افزار آباکوس



شکل ۷- کمانش موضعی ستون در انتهای بارگذاری حرارتی

در شکل‌های ۸ تا ۱۰ نتایج حاصل به تفکیک برای مقاطع فشرده، نیمه فشرده و لاغر رسم شده است و برای مقایسه تاثیر نسبت  $b/t$  بر شکست ستون در دماهای بالا، نتایج بر حسب  $b/t$  هم 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. این کاهش مقاومت برای دمای کمتر از ۵۰۰ درجه سلسیوس در حدود ۳۰ درصد می‌باشد که با افزایش دما به ۶۰۰ درجه، 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 و ۶۰۰ درجه به شدت افت می‌کند. با توجه به نمودار تنش- کرنش فولاد در دمای بالا، برای دمای بالاتر از ۴۰۰ درجه کرنش سخت شوندگی نداریم، بنابراین کرنش سخت شوندگی برای دمای بالاتر از ۴۰۰ درجه تاثیری در مقاومت نهایی ستون ندارد.

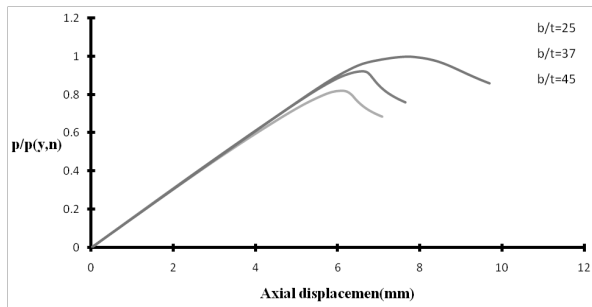

 شکل ۸- منحنی بار نرمال شده - تغییر مکان محوری ( $b/t = 25$ )

 شکل ۹- منحنی بار نرمال شده - تغییر مکان محوری ( $b/t = 37$ )

 شکل ۱۰- منحنی بار نرمال شده - تغییر مکان محوری ( $b/t = 45$ )

در هر یک شکل های ۱۱ تا ۱۳ نمودارهای بار نرمال شده - تغییر مکان محوری ستون برای نسبت های مختلف عرض به ضخامت جداره ( $b/t$ ) رسم شده اند. تاثیر نسبت عرض به ضخامت بر رفتار ستون در هر یک از دماهای هدف ۴۰۰، ۵۰۰ و ۶۰۰ درجه سلسیوس به خوبی نشان داده شده است. همچنین از نمودارهای ۱۱ تا ۱۳ مشاهده می شود که مقاومت نهایی برای همه مقاطع اعم از فشرده و غیرفشرده تا دمای ۵۰۰ درجه بزرگتر از ۶۶٪ مقاومت اسمی نمونه ها در دمای عادی است. بنابراین اگر ماکزیمم تنش مجاز برای طراحی مقاطع  $F_y/0.66$  باشد دمای

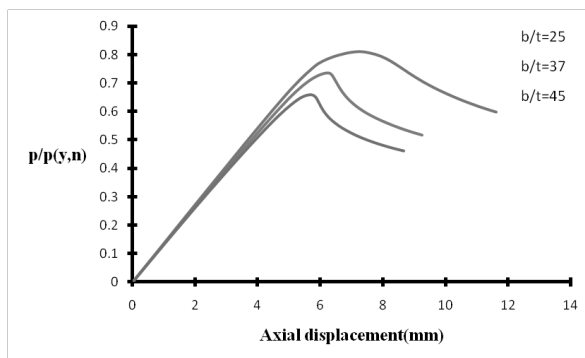




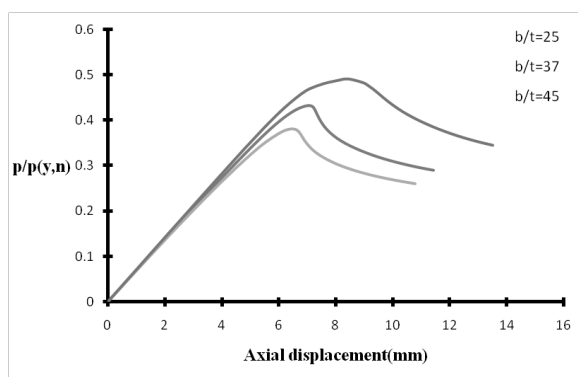
۵۰۰ درجه سلسیوس به عنوان دمای بحرانی برای کمانش موضعی ستون پیشنهاد می‌شود، مشروط بر اینکه کمانش کلی رخ ندهد.



شکل ۱۱- منحنی بار نرمال شده - تغییر مکان محوری ( $T = 400^{\circ}\text{C}$ )



شکل ۱۲- منحنی بار نرمال شده - تغییر مکان محوری ( $T = 500^{\circ}\text{C}$ )



شکل ۱۳- منحنی بار نرمال شده - تغییر مکان محوری ( $T = 600^{\circ}\text{C}$ )

برای اینکه تأثیر نسبت  $b/t$  بر ضریب افت مقاومت ستون در دماهای بالا بررسی شود، آنالیزهای بیشتری بر روی ستون‌هایی با نسبت‌های  $b/t$  مختلف و در دماهای ۴۰۰، ۵۰۰ و ۶۰۰ درجه سلسیوس انجام گردید و نمودارهای بار محوری نرمال شده در برابر عرض به ضخامت در شکل ۱۴ 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 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.

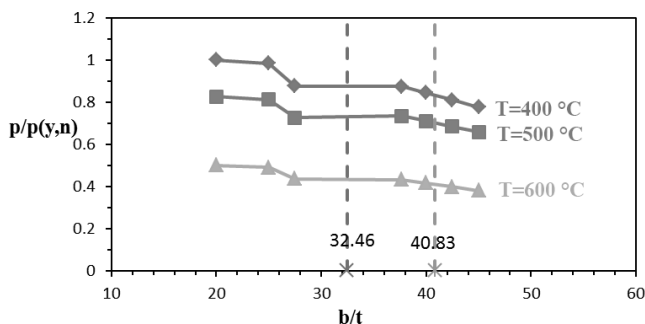
### تأثیر نسبت عرض به ضخامت جداره ستون ( $b/t$ ) در بارگذاری حرارتی ستون به روش گذرا

شکل ۱۵ 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:

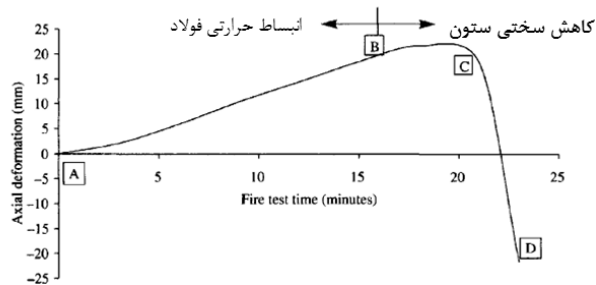
(۱) منطقه A-B: به علت انبساط حرارتی آزاد ستون در دمای بالا می‌باشد.

(۲) منطقه B-C: نرخ افزایش تغییر شکل محوری ستون با کاهش سختی 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 مماسی ستون در دمای بالا مربوط می‌شود. چون که سختی مماسی به سرعت کاهش می‌یابد، زمان مرحله سوم کوتاه می‌باشد. در این بخش از آنالیز، ابتدا نسبت‌های مختلف بارگذاری ( $P$ ) به ستون اعمال گردیده و بارگذاری ثابت نگه داشته شده است، در مرحله بعد، بارگذاری حرارتی استاندارد ایزو ۸۳۴ به صورت شرایط مرزی به ستون اعمال گردیده است. دمایی که در آن دما، جهت تغییر شکل محوری ستون برعکس شود دمای بحرانی در نظر گرفته می‌شود. برای هر دو مرحله بارگذاری حرارتی و بارگذاری محوری از آنالیز کوپله دما-تغییر مکان (Coupled temp-displacement) استفاده گردیده است. با استفاده از این رویکرد که به آتش‌سوزی واقعی نزدیکتر است، زمان دوام ستون در نسبت‌های مختلف بارگذاری ( $0.7/0$  و  $0.5/0$  و  $0.3/0$ ) به دست آمده و مقایسه شده است.

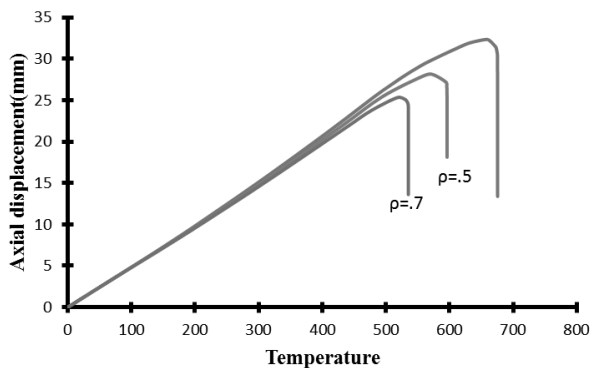


شکل ۱۴- منحنی تأثیر  $b/t$  بر افت مقاومت ستون در دمای بالا

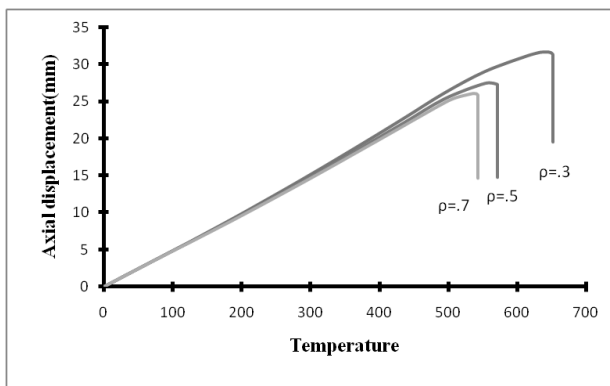


شکل ۱۵- رفتار ستون فولادی در معرض آتش [۲]

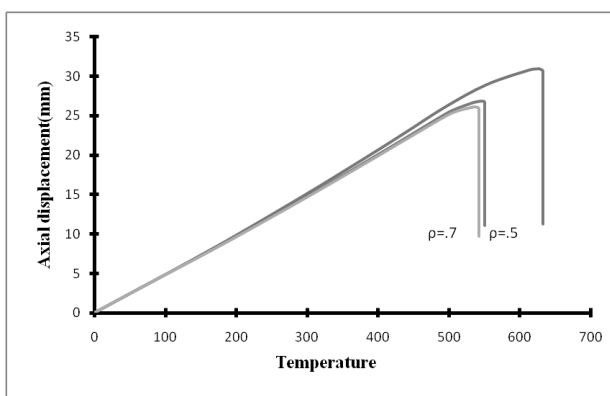
همانطور که از شکل‌های ۱۶ تا ۱۸ مشاهده می‌شود تغییر شکل محوری عمده ستون به خاطر انبساط حرارتی در دمای بالا می‌باشد. کرنش‌های حاصل از بارگذاری مکانیکی کوچک می‌باشد. این رفتار تا زمانی ادامه پیدا می‌کند که ستون بشکند. یعنی زمانی که سختی محوری ستون خیلی کم شود و کوتاه شدگی ستون تحت بارگذاری در دمای بالا سریعتر شود که این باعث می‌شود که جهت تغییر شکل محوری ستون برعکس شود. اگر افزایش طول حرارتی ستون از تغییر شکل کل ستون کم شود تغییر شکل باقیمانده ستون به سادگی با افزایش انقباض ستون به خاطر کاهش سختی ستون در دمای بالا توجیه می‌شود. با توجه به نمودارهای ۱۶ تا ۱۸ با افزایش نسبت بار و افزایش نسبت عرض به ضخامت ستون، دمای بحرانی ستون و به تناسب، زمان دوام کاهش می‌یابد. برای نسبت بار ۰/۷ دمای بحرانی برای مقاطع فشرده و غیرفشرده و لاغر اختلاف زیادی با هم ندارند. پس برای نسبت‌های بارگذاری بالا، تاثیر نسبت عرض به ضخامت در بار بحرانی ستون کاهش می‌یابد. در جدول ۳ برای نسبت‌های بار و نسبت‌های عرض به ضخامت مختلف، زمان دوام با توجه به منحنی استاندارد ایزو ۸۳۴ به دست آمده است.



شکل ۱۶- تاثیر نسبت بارگذاری بر دمای بحرانی ستون ( $b/t = 25$ )



شکل ۱۷- تأثیر نسبت بارگذاری بردمای بحرانی ستون ( $b/t = 37$ )



شکل ۱۸- تأثیر نسبت بارگذاری بردمای بحرانی ستون ( $b/t = 45$ )

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)
$\rho = 0.3$	۶۷۵	۹/۷	۶۵۲	۸/۳	۶۳۳	۷/۴
$\rho = 0.5$	۵۹۶	۷/۵	۵۷۱	۴/۸	۵۵۰	۴/۱
$\rho = 0.7$	۵۳۵	۳/۸	۵۴۲	۳/۹	۵۴۲	۳/۹

### بررسی اثر لاغری بردمای بحرانی ستون

برای بررسی اثر میزان لاغری بردمای 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 ۱۹). نتایج حاصل با مقادیر مذکور در استاندارد BS 5950 [۱۲] و همچنین نتایج بدست آمده توسط وانگ [۱۳] برای ستون‌های با مقاطع 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 خواهد بود و رابطه تنش- کرنش فولاد در دمای بالا هم خطی خواهد بود. تخمین بالادست دمای بحرانی برای ستون در BS 5950 برای لاغری‌های متوسط به علت غیرخطی بودن منحنی تنش-کرنش برای لاغری‌های متوسط است که این امر در BS 5950 لحاظ نشده است.

### نتیجه‌گیری

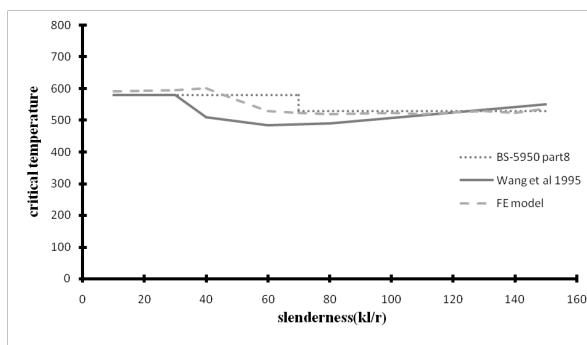
از تحلیل‌های عددی انجام شده بر روی مقاطع جعبه‌ای با نسبت‌های مختلف لاغری، عرض به ضخامت و نسبت بار می‌توان نتیجه گرفت که:

با نسبت عرض به ضخامت یکسان، مقاومت نهایی ستون با افزایش دما کاهش می‌یابد. این کاهش مقاومت برای دمای کمتر از ۵۰۰ درجه سلسیوس در حدود ۳۰ درصد می‌باشد که با افزایش دما به ۶۰۰ درجه، کاهش مقاومت نهایی به حدود ۵۵ درصد می‌رسد. این کاهش مقاومت به دلیل افت ناگهانی مقاومت و سختی فولاد در دماهای ۵۰۰ تا ۶۰۰ درجه سلسیوس است. با توجه به نمودار تنش-کرنش فولاد در دمای بالا، برای دمای بالاتر از ۴۰۰ درجه کرنش سخت شوندگی نداریم بنابراین کرنش سخت شوندگی برای دمای بالاتر از ۴۰۰ درجه تاثیری در مقاومت نهایی ستون ندارد.

مقاومت نهایی ستون برای مقاطع فشرده و غیرفشرده تا دمای ۵۰۰ درجه بزرگتر از  $0.66 F_y$  مقاومت اسمی نمونه‌ها در دمای عادی است. بنابراین اگر حداکثر تنش مجاز برای طراحی مقاطع،  $F_y$  ۰/۶۶ باشد دمای ۵۰۰ درجه سلسیوس برای دمای بحرانی کمانش موضعی پیشنهاد می‌شود.

برای نسبت‌های لاغری کمتر از ۴۰، دمای بحرانی در حدود ۶۰۰ درجه سلسیوس می‌باشد. با افزایش نسبت لاغری تا ۸۰، دمای بحرانی تا حدود ۵۲۰ درجه سلسیوس 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 ۵۳۷ درجه سلسیوس می‌باشد.

اختلاف بین زمان دوام ستون برای مقطع فشرده و غیرفشرده برای نسبت بارگذاری ۰/۳ در حدود ۲/۳ دقیقه است. با افزایش نسبت بارگذاری این اختلاف کم می‌شود، به طوری که برای نسبت بارگذاری ۰/۷ زمان دوام ستون با مقطع فشرده و غیرفشرده و لاغر تقریباً یکسان است.



شکل ۱۹- تاثیر میزان لاغری بر دمای بحرانی ستون

## منابع

- [1] NIST. Final report on the collapse of world trade center building 7. NIST NCSTAR 1A, NIST, Gaithersburg, MD, 2008.
- [2] Agarwal, A., Varma, A. H., and Cedeno, G. Steel columns under fire loading: Stability behavior and design. Proc., Annual Stability Conference, structural stability council, Phoenix, 2009, 405-429.
- [3] Hong, S., Varma, A. H., Agarwal, A., and Prasad, K. Behavior of steel building structures under realistic fire loading. Structures Congress-Vancouver, ASCE, Reston, VA, 2008.
- [4] Franssen, J.M, Talamona, Kruppa, J. and Cajot, L.G. Stability of steel column in case of fire: experimental evaluation. ASCE Journal of Structural Engineering. 124(2): 1998, 158-163.
- [5] Heidarpour, A. and Bradford, M.A. Local buckling and slenderness limits for flange outstands at elevated temperatures. Journal of Constructional Steel Research, Vol. 63, 2007, 591-598.
- [6] Dassault Systemes Simulia Corp. ABAQUS analysis user's manual version 6.8. Providence, RI, USA; 2008.
- [7] وزارت مسکن و شهرسازی، معاونت امور مسکن و ساختمان، «مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی»، ویرایش چهارم ۱۳۹۲.
- [8] ISO. ISO 834: Fire resistance test-Elements of building construction. Geneva: International Organization for Standardization; 1999.
- [9] Kodur V, Dwaikat M, Fike R. High-Temperature Properties of Steel for Fire Resistance Modeling of Structures. Journal of Materials in Civil Engineering 2010; 22: 423-434.
- [10] CEN. EN 1993-1-2, Eurocode 3: Design of steel structures, Part 1.2: general rules-structural fire design. Brussels: European Committee for Standardization; 2005.
- [11] ASCE. Structural fire protection, Manual No. 78. Reston: ASCE committee on fire protection; 1992.
- [12] BSI. BS 5950: Structural use of steelwork in building, Part 8: code of practice for fire resistance design. London: British Standard Institution, 1990.
- [13] Wang YC. Post-buckling behaviours of axially restrained and axially loaded steel column under fire conditions, journal of the structural Engineering, 2000.