

## Investigating the effect of fire loading on the behavior of connections with beam-to-column bolted end-plate and T-connection

Vahid Saberi<sup>1</sup>, Hamid Saberi<sup>1</sup>, Seyed Pouriya Panahkhah<sup>2</sup>, Abbasali Sadeghi<sup>3</sup>, Ehsan Noroozinejad Farsangi<sup>4\*</sup>

1- Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Eyvanekey University, Semnan, Iran

2- M.Sc, Department of Civil Engineering, Eyvanekey University, Semnan, Iran

3- Department of Civil Engineering, Mashhad Branch, Islamic Azad University, Mashhad, Iran

4- Assistant Professor, Faculty of Civil and Surveying Eng., Graduate University of Advanced Technology, Kerman, Iran

### ABSTRACT

In this study, comparison of the performance of beam-to-column bolted end plate connections and T-connection under fire is considered. To achieve this objective, samples are selected in three types of bolt number, the thickness of end-plate, and T-connection. Then, they are investigated and nonlinear analyzed in ABAQUS finite element software and the results such as displacement-time curves, counters of stress and displacement are studied. According to the nonlinear finite element analyses results obtained in the first and second types, the beam-to-column connections have been investigated by changing the number of bolts and increasing the thickness of the end plate. The results indicated that the highest and lowest values of displacement-time curves are related to the samples have a 25 mm thickness end-plate with 4 bolts and a 10 mm thickness end-plate with 4 bolts, which affect the thickness of the end-plate with 36% and 17% fire resistance to rupture, respectively. It can also be seen that among the samples, connections with weak end-plates and fewer bolts in the final moment of loading at the end of fire analysis due to the high stress of plastic hinges can be seen. In the third type, the T-connection is examined with increasing thickness. The results showed that the maximum and minimum values of displacement-time curves are related to samples with a thickness of 17.5 mm and 9 mm with 25% and 11% fire resistance up to rupture, respectively. By comparison the results of beam-to-column connection by changing the number of bolts and increasing the thickness of the end-plate and T-connection, the best sample has 25 mm thickness end plate with 8 bolts.

### ARTICLE INFO

Receive Date: 08 September 2021

Revise Date: 27 November 2021

Accept Date: 10 December 2021

### Keywords:

Beam-to-Column Bolted  
Connections  
End-Plate  
T-Connection  
Fire  
Nonlinear Finite Element  
Analysis.

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://doi.org/10.22065/jsce.2021.303562.2563>

\*Corresponding author: Ehsan Noroozinejad Farsangi.  
Email address: noroozinejad@kgut.ac.ir

## بررسی تأثیر آتش بر رفتار اتصالات پیچی تیر به ستون با صفحه انتهایی و سپری اتصال

حمید صابری<sup>۱</sup>، وحید صابری<sup>۱</sup>، سید پوریا پناه خواه<sup>۲</sup>، عباسعلی صادقی<sup>۳</sup>، احسان نوروزی نژاد فرسنگی<sup>۴\*</sup>

۱- استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشگاه غیرانتفاعی ایوانکی، سمنان، ایران

۲- کارشناسی ارشد، گروه مهندسی عمران، دانشگاه غیرانتفاعی ایوانکی، سمنان، ایران

۳- گروه مهندسی عمران، واحد مشهد، دانشگاه آزاد اسلامی، مشهد، ایران

۴- استادیار، گروه مهندسی زلزله و ژئوتکنیک، دانشکده مهندسی عمران و نقشه برداری، دانشگاه تحصیلات تکمیلی صنعتی و فناوری پیشرفته، کرمان، ایران

### چکیده

در این تحقیق به مقایسه عملکرد اتصالات پیچی تیر به ستون با صفحه انتهایی و سپری اتصال تحت اثر بار آتش پرداخته شده است. بنابراین برای نیل به این هدف، نمونه‌ها در سه حالت تعداد پیچ، ضخامت صفحه انتهایی و سپری اتصال در نرم‌افزار اجزا محدود ABAQUS مورد بررسی و تحلیل غیر خطی قرار گرفته‌اند و منحنی‌های جابجایی-زمان، کانتورهای تنش و تغییرمکان مطالعه شده‌اند. با توجه به نتایج تحلیل‌های اجزا محدود غیر خطی، در حالت‌های اول و دوم به بررسی اتصالات تیر به ستون پیچی با تغییر تعداد پیچ و افزایش ضخامت صفحه انتهایی پرداخته شده که نشان می‌دهد بیشترین و کمترین مقدار منحنی‌های جابجایی-زمان مربوط به نمونه‌های دارای صفحه انتهایی با ضخامت ۲۵ میلی‌متر و تعداد ۴ پیچ و صفحه انتهایی با ضخامت ۱۰ میلی‌متر و تعداد ۴ پیچ می‌باشد، که با در نظر گرفتن تأثیر ضخامت صفحه انتهایی تحت آتش به ترتیب معادل ۳۶٪ و ۱۷٪ تا ایجاد گسیختگی مقاومت دارند. همچنین می‌توان مشاهده کرد که از میان نمونه‌های موردنظر، اتصالات با صفحه انتهایی ضعیف و تعداد پیچ کمتر در لحظه‌ی نهایی باربری در پایان تحلیل آتش به علت بالا بودن تنش، ایجاد مفاصل پلاستیک مشاهده می‌شود. در حالت سوم به بررسی سپری اتصال با افزایش ضخامت پرداخته شده که نتایج نشان دهنده این است که بیشترین و کمترین مقدار جابجایی-زمان مربوط به نمونه‌های سپری اتصال با ضخامت ۱۷/۵ میلی‌متر و ۹ میلی‌متر می‌باشد که تحت آتش به ترتیب معادل ۲۵٪ و ۱۱٪ تا ایجاد گسیختگی مقاومت می‌کنند. با مقایسه نتایج اتصالات تیر به ستون پیچی با تغییر تعداد پیچ و افزایش ضخامت صفحه انتهایی و اتصالات با سپری بهترین نمونه، نمونه‌ی دارای صفحه انتهایی با ضخامت ۲۵ میلی‌متر با تعداد ۸ پیچ می‌باشد.

کلمات کلیدی: اتصالات پیچی تیر به ستون، صفحه انتهایی، سپری اتصال، آتش، تحلیل اجزا محدود غیر خطی.

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	https://doi.org/10.22065/jsce.2021.303562.2563	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	10.22065/jsce.2021.303562.2563	۱۴۰۱/۰۶/۳۱	۱۴۰۰/۰۹/۱۹	۱۴۰۰/۰۹/۱۹	۱۴۰۰/۰۹/۰۶	۱۴۰۰/۰۶/۱۷
احسان نوروزی نژاد فرسنگی noroozinejad@kgut.ac.ir					*نویسنده مسئول: پست الکترونیکی:	

## ۱- مقدمه

اتصالات ساده و یا به عبارتی اتصالات مفصلی به صورتی می‌باشند که فقط برش انتهایی را انتقال داده و مقاومت دورانی کمی دارند. بنابراین لنگر خمشی بسیار زیادی را در حالت حدی نهایی انتقال نمی‌دهند. این تعریف مبنای طراحی قاب‌های مهاربندی شده می‌باشد که تیرها به صورت تکیه‌گاه ساده طراحی شده و ستون‌ها برای بار محوری و لنگر ناچیز ایجاد شده به سبب عکس‌العمل تیرها، طراحی می‌شوند. پایداری قاب به وسیله مهاربندها و یا هسته‌ی بتنی تامین می‌شود [۱]. هر اتصالی دارای قدری گیرداری است، یعنی هر اتصالی به میزان معینی در مقابل تغییر زاویه‌ی اولیه بین قطعات متصل شده مقاومت می‌کند. براساس میزان گیرداری ضوابط آیین‌نامه‌ها اتصالات را به دو دسته‌ی گیردار و نیمه‌گیردار تقسیم‌بندی می‌نمایند. چون اتصالی نمی‌توان یافت که کاملاً صلب یا کاملاً ساده باشد لذا از نظر عملی اتصالات را براساس درصد گیرداری ایجاد شده توسط اتصال طبقه‌بندی می‌کنند. قاعده متعارف برای این طبقه‌بندی به شرح زیر است، چنانچه گیرداری اتصال بین ۰ تا ۲۰ درصد اتصال کاملاً صلب باشد آن را ساده و اگر گیرداری اتصال بین ۲۰ تا ۹۰ درصد گیرداری اتصال کاملاً صلب باشد آن را اتصال صلب می‌نامند [۲]. شروع، گسترش و ویژگی آتش و نیز دمای ایجاد شده در محیط، به عوامل متعددی مانند مشخصات محل وقوع، کالاهای و تجهیزات موجود در محل و ارتباطات افقی و عمودی فضای داخلی بستگی دارد. آنچه امروزه در استانداردهای معتبر بر آن تأکید می‌شود، استفاده از پوشش عایق‌گونه بر وجه اعضای سازه فولادی است تا با تأخیر در سرایت حرارت، فرصت کافی برای اطفای آتش با استفاده از تجهیزات داخل ساختمان و عوامل آتش‌نشانی خارج از آن را فراهم کند. براساس استاندارد *EUROCOD3* [۳]، دمای اعضای سازه‌ای در معرض آتش به صورت لگاریتمی افزایش می‌یابد و پس از حدود یک ساعت، به ۹۰۰ درجه سانتی‌گراد خواهد رسید. با گذر دما از ۴۰۰ درجه سانتی‌گراد، مقاومت و سختی فولاد با شیب تندی کاهش می‌یابد، به طوری که تنش تسلیم و مدول الاستیسیته فولاد در دمای ۶۰۰ درجه سانتی‌گراد به ترتیب به ۵۰ و ۳۰ درصد مقادیر متناظر در دمای معمولی می‌رسد. با افزایش حرارت، تیرهای حامل سقف، همراه با نرم‌شدگی، افزایش طول و خیز قابل توجهی را تجربه می‌کنند. در این حالت، ستون‌ها علاوه بر کاهش در مقاومت و پایداری، به طرف داخل ساختمان کشیده شده و لنگرهای ناشی از اثر پی-دلتا افزایش می‌یابد [۴]. همچنین اتصالات تیر به ستون، تحت نیروی محوری قرار گرفته و از ظرفیت آن کاسته می‌شود. در صورتی که شعله‌های آتش مهار نشود، کم‌انرژی ستون ناشی از کاهش مدول الاستیسیته یا تخریب سقف یا بریده شدن اتصال یا ترکیبی از آنها رخ خواهد داد. ریزش آوار سقف تخریب شده بر کف و افزایش وزن طبقه توأم با کاهش مقاومت و پایداری ستون‌ها، محدوده‌ی تخریب را به طبقه زیرین و سپس به طبقات پایین‌تر گسترش خواهد داد و در مدت بسیار کوتاهی، کل سازه یا بخش عمده‌ای از آن فرو خواهد ریخت [۵-۷].

از حوادثی که بعد از وقوع زلزله احتمال رخداد بالایی دارد، آتش‌سوزی است. در سازه‌ها، اتصالات ضعیف‌ترین و آسیب‌پذیرترین قسمت در مقابل بارهای ناشی از زلزله هستند، ضمن اینکه نقش مهمی را در مقاومت ساختمان‌ها در برابر بارهای متناوب زلزله ایفا می‌کنند، لذا این ایده مطرح گردید که بتوان با انتخاب اتصال مناسب‌تر که قادر به تحمل این نیروها در طی آتش‌سوزی باشند هم به مقاومت اعضای متصل در طی آتش کمک شود و هم از شکست ترد ناشی از انهدام اتصال جلوگیری شود. از آنجایی که مطالعات انجام گرفته در خصوص بررسی عملکرد قاب‌های خمشی فولادی تحت اثر آتش‌سوزی بسیار محدود بوده و در معدود مطالعات صورت گرفته نیز مدل‌های مورد بررسی بسیار محدود می‌باشند. لذا در این مطالعه به عنوان نوآوری پس از صحت‌سنجی شیوه‌ی مدل‌سازی با نمونه‌ی آزمایشگاهی معتبر، اقدام به ساخت مدل‌های عددی برای بررسی مقایسه عملکرد اتصالات پیچی تیر به ستون با صفحه انتهایی و سپری اتصال تحت بار آتش پرداخته می‌شود.

## ۲- پیشینه‌ی تحقیق

امروزه آتش‌سوزی یکی از تهدیدات جدی برای سازه‌های فولادی به شمار می‌آید. در سال‌های اخیر رفتار سازه‌های فولادی در برابر آتش بسیار مورد توجه بوده (علی‌الخصوص پس از حادثه‌ی ۱۱ سپتامبر سال ۲۰۰۱ میلادی و فروریختن برج‌های تجارت جهانی) و مطالعات آزمایشگاهی و عددی متعددی توسط پژوهشگران انجام شده است. اکثر مطالعات آزمایشگاهی محدود به مطالعه رفتار یک عضو مانند تیر یا ستون و یا یک نوع اتصال تحت اثر آتش‌سوزی متمرکز بوده‌اند [۸-۱۰]. به عنوان مثال در یک مطالعه آزمایشگاهی الجبری و

همکاران به استخراج منحنی‌های لنگر-دوران اتصالات صلب در دماهای بالا پرداختند [۸]. وان و همکاران فرمولی را برای پیش بینی مدت زمان مقاومت تیرهای فولادی در معرض آتش‌سوزی ارائه کردند [۹]. ژانگ و همکاران به بررسی رفتار ستون‌های کوتاه فولادی در معرض آتش‌سوزی پرداختند و اثرات توزیع دمای غیریکنواخت در آنها را مورد بررسی قرار داده و نتیجه گرفتند که دمای گسیختگی ارائه شده توسط آیین‌نامه اروپا برای این ستون‌ها محافظه کارانه می‌باشد [۱۰]. این آزمایش‌ها با وجود این که اطلاعات مفیدی را در خصوص رفتار اعضای فولادی در برابر آتش‌سوزی ارائه می‌کنند اما به دلیل این که در مطالعه رفتار اعضا به صورت مجزا اثرات اندرکنش بین اعضا لحاظ نمی‌شود، این آزمایشات به تنهایی نمی‌تواند جهت مطالعه رفتار کلی سازه‌های فولادی در برابر آتش‌سوزی کافی باشند. از طرفی مطالعه آزمایشگاهی رفتار کلی سازه‌ها در برابر آتش‌سوزی به دلیل پیچیده بودن و همچنین هزینه‌بر بودن کمتر مورد توجه بوده و مطالعات آزمایشگاهی محدودی در این خصوص صورت گرفته است. از جمله مطالعات آزمایشگاهی که به بررسی رفتار کلی سازه فولادی در برابر آتش‌سوزی پرداخته است، می‌توان به پروژه بزرگ موسسه تحقیقاتی BRE<sup>۱</sup> اشاره کرد که در سال‌های ۱۹۹۵ و ۱۹۹۶ میلادی بر روی یک ساختمان ۸ طبقه با مقیاس واقعی در کاردینگتون لندن انجام شد [۱۱]. این آزمایش اطلاعات بسیار ارزشمندی از رفتار کلی سازه‌ها در برابر آتش‌سوزی ارائه نمود و منجر به اصلاح فرضیات بکار رفته در آیین‌نامه‌های طراحی گردید. با این وجود به دلیل هزینه بالای این قبیل آزمایش‌ها از یک طرف و گسترش توانمندی کامپیوترها و نرم‌افزارهای شبیه‌سازی از سوی دیگر امروزه مطالعات عددی بطور گسترده‌ای رواج یافته‌است.

یکی از مطالعات اولیه عددی در خصوص رفتار کلی قاب‌های فولادی تحت تأثیر آتش‌سوزی، توسط لی و همکاران در سال ۱۹۹۸، انجام شد. این مطالعه بیشتر بر روی مقایسه نمودارهای منتج از دو نوع الگوی آتش‌سوزی (آتش طبیعی و آتش استاندارد) متمرکز بود. مطالعات آن‌ها نشان می‌دهد، آتش‌سوزی به دو عامل بستگی دارد که عبارتند از بزرگی بار آتش و تهویه مناسب. در آتش‌سوزی با کنترل تهویه، دمای گاز به آهستگی افزایش می‌یابد. در حالی که در آتش‌سوزی با کنترل بار آتش، دمای گاز بسیار سریع افزایش پیدا کرده و در نتیجه شانس خرابی سازه در این نوع آتش‌سوزی بسیار بیشتر می‌باشد [۱۲]. در سال ۲۰۰۳، علی و همکاران به مطالعه اثرات آتش‌سوزی در یک قاب یک طبقه پرداختند. هدف آن‌ها بررسی تأثیر سناریوهای آتش‌سوزی بر تغییر مکان جانبی قاب و همچنین نوع خرابی ناشی از آن بود. آنها مودهای خرابی سازه را به دو دسته تقسیم کردند: الف) اگر آتش‌سوزی به صورت گسترده باشد، خرابی فعال به صورت خیز بیش از اندازه تیرها رخ خواهد داد. ب) اگر آتش‌سوزی محدود در نزدیکی یکی از ستون‌های قاب باشد، در این صورت خرابی به صورت کمناش ستون اتفاق خواهد افتاد. اگرچه مطالعه آنها محدود به اثر آتش‌سوزی در قاب یک طبقه بود اما جزو اولین مطالعاتی بود که صراحتاً به مدهای خرابی در اثر آتش‌سوزی پرداخته است [۱۳]. در سال‌های اخیر رفتار سازه‌های فولادی در برابر آتش‌سوزی پس زلزله نیز بسیار مورد توجه پژوهشگران بوده است. معماری و همکاران به بررسی رفتار قاب‌های خمشی فولادی با اتصال تیر با مقطع کاهش یافته در معرض آتش‌سوزی پس از زلزله پرداختند و نهایتاً نتیجه گرفتند این نوع سازه‌ها در برابر آتش‌سوزی پس از زلزله پایدار می‌باشند [۱۴]. در سال ۲۰۱۳، بهنام و همکاران یک قاب خمشی ۱۰ طبقه دو بعدی را در معرض آتش‌سوزی بعد از زلزله مورد بررسی قرار دادند [۱۵]. همچنین کلو و پسکی در سال ۲۰۱۲ با استفاده از شبیه‌سازی عددی به بررسی آسیب‌های ناشی از زلزله در پوشش‌های مقاوم در برابر آتش و اثر آن بر عملکرد قاب‌های فولادی در آتش‌سوزی‌های پس از زلزله پرداختند [۱۶]. مطالعات سان و همکاران در سال ۲۰۱۱، جزو اولین مطالعاتی است که به بررسی خرابی پیش‌رونده در قاب‌های فولادی تحت اثر خرابی یک ستون حرارت دیده می‌پردازد. آنها با استفاده از یک روش استاتیکی-دینامیکی، به مطالعه خرابی پیش‌رونده در قاب‌ها تحت اثر آتش‌سوزی پرداختند. نتایج این تحقیق نشان داد که هرچه یک سیستم از نظر مهار جانبی قوی‌تر باشد شانس بیشتری برای مقابله با پدیده خرابی پیش‌رونده دارد [۱۷]. در سال ۲۰۱۱، سریچک و همکاران با هدف بهبود شبیه‌سازی اتصالات فولادی در معرض آتش‌گزارشی از بررسی رفتار اجزای جان یک ستون را ارائه نمودند. در این تحقیق، یک روش تحلیلی پیش‌بینی رفتار اتصال در دمای عادی برای استفاده در دماهای بالا توسعه یافت و با داده‌های عددی مقایسه و تطابق خوبی بین آن‌ها مشاهده شد [۱۸]. در سال ۲۰۱۴، جالاستیسیته و همکاران خرابی پیش‌رونده در قاب‌های فولادی دوبعدی را، وقتی که یک ستون تحت اثر دماهای مختلف قرار می‌گیرد، با روش تحلیل دینامیکی صریح بررسی کردند. آن‌ها یک قاب نمونه انتخاب کردند و آن را تحت تأثیر نسبت بارهای مختلف روی تیرها و تحت سناریوهای آتش‌سوزی متفاوت قرار دادند. در نهایت آن‌ها با توجه به

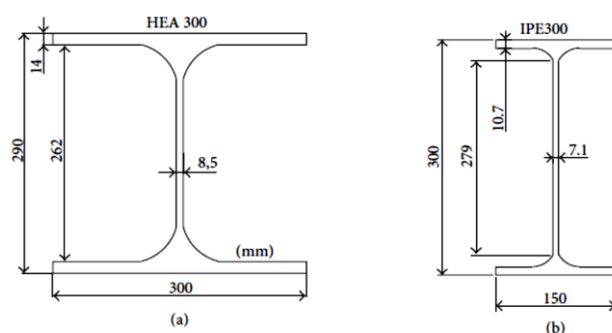
<sup>1</sup> Building Research Establishment

سناریوهای آتش سوزی مورد مطالعه، ۳ نوع مکانیسم خرابی شناسایی کردند و به معرفی ستون‌های بحرانی پرداختند [۱۹]. در سال ۲۰۱۶، گو و هوانگ رفتار تیرهای فولادی با اتصال کاهش یافته را تحت تأثیر حرارت مورد بررسی قرار دادند. نتایج این تحقیق نشان داد که کاهش یافتگی باعث افزایش شکل پذیری دورانی و محوری می‌شود و مقاومت نسبت به آتش را در این نوع اتصال افزایش می‌دهد [۲۰]. در سال ۲۰۱۷، جلاستیسیتیه و همکاران، به بررسی اثر میرایی همچنین اثر نرخ کرنش در وقوع خرابی پیش رونده در قاب‌های فولادی تحت اثر آتش سوزی پرداختند. برای این منظور سه قاب فولادی را در نرم افزار اجزا محدودی مدل‌سازی کرده و تحت اثر آتش سوزی قرار دادند. نتایج حاصل از مدل‌سازی آن‌ها نشان می‌دهد در نسبت‌های میرایی صفر تا ۱۰ درصد می‌توان از اثر میرایی در وقوع خرابی پیش رونده در سازه‌های فولادی صرف نظر کرد. همچنین اثر نرخ کرنش در ستون حرارت دیده مهم‌تر می‌باشد و از اثر نرخ کرنش در سایر اعضای قاب می‌توان صرف نظر نمود [۲۱]. همچنین در سال ۲۰۱۸، جرن و گامبا به بررسی نیروی پسماند کششی در یک ستون تحت اثر آتش سوزی متمرکز پرداختند. آن‌ها برای شبیه‌سازی بار آتش از نمودار آتش طبیعی استفاده کردند تا بتوانند اثرات خنک شوندگی را در پدیده خرابی پیش‌رونده مورد مطالعه قرار دهند [۲۲]. خیزآب و همکاران در سال ۲۰۲۰، سازه‌های فولادی قاب خمشی با و بدون دیوار برشی فولادی (۳، ۶ و ۹ طبقه) به صورت سه بعدی بر اساس ضوابط آیین‌نامه‌ای طراحی و سپس قاب دو بعدی کناری استخراج و تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی تحت بارگذاری انفجاری در دو سناریو داخل و خارج صفحه‌ی قاب در نرم‌افزار اجزا محدودی انجام شد و در نهایت امکان رخداد فروریزش پیش‌رونده بررسی و مقایسه گردید. نتایج این تحقیق نشان داد که در سناریوی بارگذاری انفجار داخل صفحه‌ی قاب، سیستم دوگانه‌ی دیوار برشی فولادی عملکرد مناسبی در مقایسه با سیستم قاب خمشی داشته و باعث محدود شدن فروریزش پیش‌رونده گردیده درحالی‌که در سناریوی بارگذاری انفجار خارج از صفحه‌ی قاب به دلیل انتشار موج انفجار بر دیوار برشی فولادی، سیستم قاب خمشی عملکرد بهتری داشته است. همچنین براساس مقایسه‌ی شاخص تنومندی در سناریوهای بارگذاری انفجار داخل و خارج قاب به ترتیب سازه‌های دارای دیوار برشی فولادی و قاب خمشی عملکرد مطلوب‌تری داشته‌اند [۲۳]. صادقی و همکاران در سال ۲۰۲۰، سازه‌های قاب خمشی فولادی ۲، ۵، ۸ و ۱۲ طبقه با شکل‌پذیری متوسط برای بارهای ثقلی و لرزه‌ای طراحی نمودند و سپس تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی تحت بارهای ضربه‌ای ناشی از برخورد وسیله‌ی نقلیه‌ی سبک و سنگین به ستون گوشه‌ی محور کناری قاب‌ها انجام گردید و منحنی‌های شکنندگی برای سطوح مختلف خسارت استخراج شد. در نهایت پاسخ‌های سازه‌های مورد مطالعه تحت اثر ضربه‌ی برخورد با سرعت‌های مختلف تا رخداد ناپایداری دینامیکی بررسی و مقایسه گردید [۲۴]. میر یوسفی اول و شاکری در سال ۲۰۲۰، به بررسی رفتار کلی قاب‌های خمشی فولادی تحت اثر سناریوهای مختلف آتش سوزی از طریق مدل‌های تحلیلی پرداخته‌اند. نتایج نشان داد که بسته به سناریوی اعمالی بار آتش و میزان نسبت بارهای ثقلی وارده، قاب‌های خمشی فولادی در مدهای خرابی متفاوتی دچار خرابی می‌شوند. تحت اثر بارهای ثقلی متعارف در هیچ یک از قاب‌های مورد مطالعه خرابی پیش‌رونده رخ نمی‌دهد درحالی‌که با افزایش میزان بارهای ثقلی وارده استعداد وقوع خرابی پیش‌رونده در اثر آتش سوزی افزایش می‌یابد [۲۵]. صابری و همکاران به بررسی تأثیر جنس، ضخامت و سوراخدار بودن صفحات کناری بر عملکرد چرخه‌ای اتصال خمشی پرداخته‌اند. برای این منظور علاوه بر استفاده از صفحات کناری از جنس فولاد نرمه و فولاد پر مقاومت کم آلیاژ، از آلیاژ حافظه‌دار شکلی نیکل-تیتانیوم نیز استفاده شده است. نتایج حاکی از افزایش ظرفیت و شکل‌پذیری اتصالات با صفحه‌ی کناری از جنس آلیاژ حافظه‌دار شکلی بوده است [۲۶]. صادقی و همکاران به بررسی احتمالاتی عملکرد سازه‌های قاب خمشی فولادی تحت اثر بارهای ضربه‌ای ناشی از برخورد وسیله‌ی نقلیه پرداخته‌اند و احتمال خرابی سازه‌های مذکور با استفاده از منحنی‌های شکنندگی و روش‌های شبیه‌سازی قابلیت اطمینان برای سطوح مختلف خسارت ارائه شده است [۲۷-۲۹]. قاسمی در سال ۲۰۲۱، به بررسی اثر آتش بر عملکرد قاب‌های خمشی فولادی ویژه پرداخته است. بدین منظور، سناریوهای مختلف نظیر تغییر موقعیت آتش در دهانه‌ها و طبقات مختلف، مورد بررسی قرار گرفت. تحلیل 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، وضعیتی 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 آتش سوزی و در دماهای پایین تر از ۳۰۰ درجه سانتی‌گراد، میزان افزایش بارهای فروریزش در مقایسه با بارهای طراحی تقریباً ۲۵ درصد می‌باشد [۳۰].

### ۳- مدل‌سازی عددی

## ۳-۱- بررسی جزئیات و مدل‌های مورد بررسی

قاب‌های خمشی، کاربرد وسیعی در نقاط زلزله خیز داشته و توانایی بالایی در استهلاک انرژی دارند. در طراحی لرزه‌ای این قاب‌ها، هدف تشکیل مفصل پلاستیک در تیر و جلوگیری از وقوع آن در ستون بعثت حفظ پایداری جانبی سازه می‌باشد. دو نوع از اتصالات پیشنهادی جایگزین، اتصالات پیچی تیر به ستون با صفحه انتهایی و سپری اتصال می‌باشد. از آنجایی که جوشکاری این نوع اتصالات در کارخانه و تحت نظارت کافی و شرایط مطلوب انجام می‌شود، دستیابی به جوش با کیفیت بالا در این نوع اتصالات نسبت به اتصال جوشی در کارگاه ساده‌تر خواهد بود. از آنجایی که بررسی تحلیلی صورت پذیرفته در این تحقیق معطوف به مقایسه عملکرد اتصالات پیچی تیر به ستون با صفحه انتهایی و سپری اتصال در برابر آتش می‌باشد، لذا برای بررسی عملکرد و اهداف ذکر شده الگوی انتخاب نمونه‌ها در سه حالت تعداد پیچ، ضخامت صفحه انتهایی و سپری اتصال انجام شده است. جزئیات نمونه‌ها در جدول (۱) ارائه شده است. به منظور دستیابی به اهداف این تحقیق، مطابق شکل (۱)، مقطع تیر در همگی نمونه‌ها  $IPE300$  به طول ۱/۵ متر و ستون  $HEA300$  به طول ۲ متر می‌باشد. همچنین مدل‌سازی در نرم افزار اجزاء محدود  $ABAQUS$  [۳۱] انجام پذیرفته است.

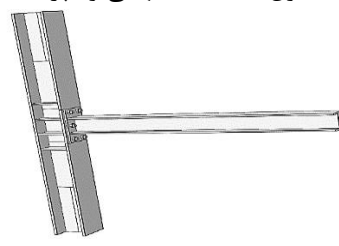
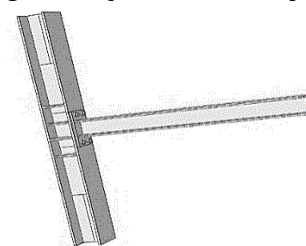
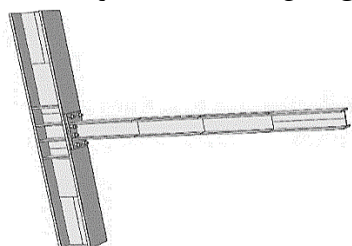


شکل ۱: مشخصات هندسی تیر و ستون. (a) مقطع تیر و (b) مقطع ستون

جدول ۱: مشخصات هندسی نمونه‌های مورد مطالعه

گروه	نمونه	مقطع ستون	مقطع تیر	تعداد پیچ اتصال	قطر پیچ (mm)	ضخامت صفحه انتهایی (mm)	ضخامت بال سپری (mm)	
بررسی تعداد پیچ	CON.M20-B4-END10	HEA 300	IPE300	۴	۲۰	۱۰	-	
	CON.M20-B6-END10			۶	۲۰	۱۰	-	
	CON.M20-B8-END10			۸	۲۰	۱۰	-	
بررسی ضخامت صفحه انتهایی	CON.M20-B8-END15			۸	۲۰	۱۵	-	
	CON.M20-B8-END20			۸	۲۰	۲۰	-	
	CON.M20-B8-END25			۸	۲۰	۲۵	-	
بررسی سپری اتصال	CON-TS9			-	-	-	-	۹
	CON-TS15			-	-	-	-	۱۵
	CON-TS17.5			-	-	-	-	۱۷/۵

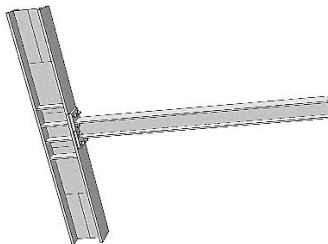
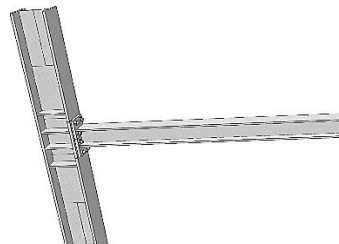
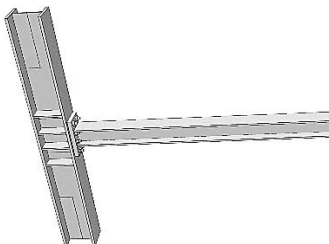
در ادامه، ۹ حالت نمونه‌ی اتصال پیچی تیر به ستون با صفحه انتهایی و سپری اتصال مطابق شکل‌های (۲) تا (۱۰) ارائه شده است.



شکل ۲: بررسی اتصال با چهار پیچ

شکل ۳: بررسی اتصال با شش پیچ

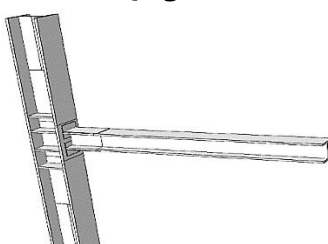
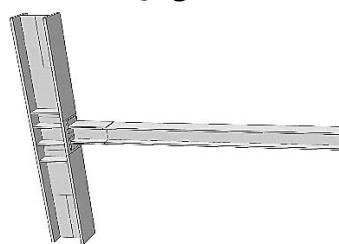
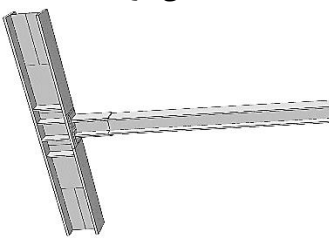
شکل ۴: بررسی اتصال با هشت پیچ



شکل ۵: بررسی صفحه انتهایی با ضخامت ۱۵ میلی‌متر

شکل ۶: بررسی صفحه انتهایی با ضخامت ۲۰ میلی‌متر

شکل ۷: بررسی صفحه انتهایی با ضخامت ۲۵ میلی‌متر



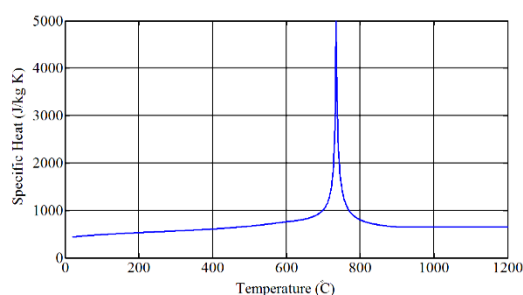
شکل ۸: بررسی سپری اتصال با ضخامت ۹ میلی‌متر

شکل ۹: بررسی سپری اتصال با ضخامت ۱۵ میلی‌متر

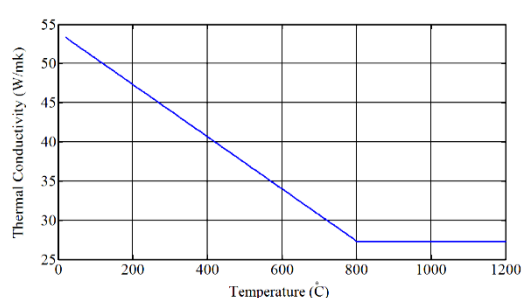
شکل ۱۰: بررسی سپری اتصال با ضخامت ۱۷/۵ میلی‌متر

## ۲-۲- مشخصات حرارتی مصالح مورد استفاده

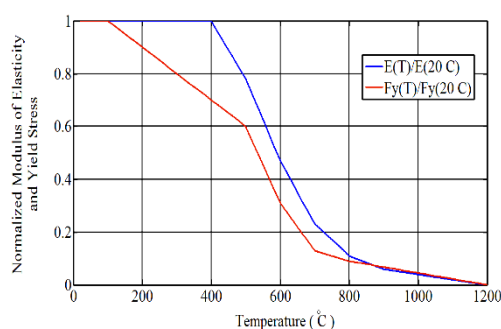
مطابق با استاندارد *EUROCOD3* [۳]، مقدار ظرفیت گرمایی ویژه و انبساط گرمایی فولاد به ترتیب در شکل‌های (۱۱) و (۱۲) نمایش داده شده است. همچنین نسبت مدول الاستیسیته در دماهای مختلف به مدول الاستیسیته در دمای ۲۰ درجه سانتی‌گراد و همین‌طور نسبت تنش تسلیم در دماهای مختلف به تنش تسلیم در دمای ۲۰°C در شکل (۱۳) نشان داده شده است.



شکل ۱۲: مقدار رسانایی گرمایی ویژه فولاد در دماهای مختلف [۳]



شکل ۱۱: مقدار ظرفیت گرمایی ویژه فولاد در دماهای مختلف [۳]



شکل ۱۳: تغییرات مدول الاستیسیته و تنش تسلیم فولاد در دماهای مختلف نسبت به دمای ۲۰ درجه سانتی‌گراد [۳]

حساسیت فولاد به دما یکی از ضعف‌های سازه‌های فولادی است. از آنجایی که خواص مکانیکی فولاد در دماهای بالا به طور چشم‌گیری تضعیف می‌شود، ظرفیت باربری سازه‌های فولادی در آتش‌سوزی شدیداً کاهش می‌یابد. این نکته لزوم بررسی رفتار سازه تحت آتش را به خوبی نمایان می‌سازد. در ارزیابی مقاومت عملکرد اعضای فولادی در معرض آتش، یکی از عوامل مهم مورد نظر تأثیر حرارت بر مصالح است، به خصوص در مصالح فولادی که مقاومت تسلیم، شکل‌پذیری عضو و خواص الاستیک آن از قبیل مدول الاستیسیته، ضریب پواسون و حد تناسب تنش، شدیداً تحت تأثیر افزایش دما قرار می‌گیرد. بنابراین برای تعیین دقیق مقاومت سازه در برابر آتش باید این خصوصیات مورد استفاده قرار گیرد. گرمای ویژه فولاد در بازه‌ی دمایی ۹۰۰ الی ۱۲۰۰ درجه سانتی‌گراد به کمترین مقدار خود یعنی ۶۵۰ درجه سانتی‌گراد می‌رسد که در این بازه ثابت می‌شود و دیگر با افزایش دما کاهش قابل توجهی در آن رخ نمی‌دهد. رسانایی گرمایی فولاد در بازه‌ی دمایی ۸۰۰ الی ۱۲۰۰ درجه سانتی‌گراد ثابت شده و به کمترین مقدار خود یعنی ۲۷/۳ می‌رسد. مطابق جدول (۲)، مقادیر مدول الاستیسیته، ضریب پواسون برای دماهای مختلف ارائه شده است.

جدول ۲: مقادیر الاستیک وارد شده در نرم افزار آباکوس برای دماهای مختلف [۳]

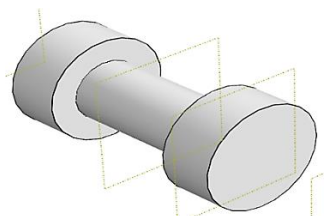
مدول الاستیسیته (N/m <sup>2</sup> )	ضریب پواسون	درجه حرارت (C)
۲۱۰۰۰۰۰۰۰۰	۰/۳	۲۰
۲۱۰۰۰۰۰۰۰۰	۰/۳	۱۰۰
۱۸۹۰۰۰۰۰۰۰	۰/۳	۲۰۰
۱۶۸۰۰۰۰۰۰۰	۰/۳	۳۰۰
۱۴۷۰۰۰۰۰۰۰	۰/۳	۴۰۰
۱۲۶۰۰۰۰۰۰۰	۰/۳	۵۰۰
۶۵۱۰۰۰۰۰۰۰	۰/۳	۶۰۰
۲۷۳۰۰۰۰۰۰۰	۰/۳	۷۰۰
۱۸۹۰۰۰۰۰۰۰	۰/۳	۸۰۰
۱۴۱۷۵۰۰۰۰۰	۰/۳	۹۰۰
۹۴۵۰۰۰۰۰۰۰	۰/۳	۱۰۰۰
۴۷۲۵۰۰۰۰۰۰	۰/۳	۱۱۰۰



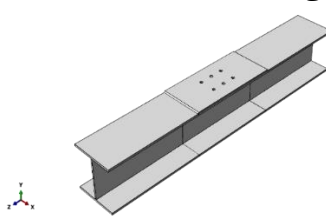
ضرایب کاهش برای مقاومت تسلیم مقاومت نسبی و مدول الاستیسیته در فولاد تحت اثر دماهای بالا بر اساس *EUROCOD3* آورده شده است. همان گونه که مشاهده می شود مدول الاستیسیته (الاستیسیته) و حد نسبی در بازه‌ی دمایی ۱۰۰ الی ۲۰۰ درجه سانتی‌گراد شروع به کاهش یافتن می کند و مقاومت تسلیم نیز در بازه‌ی دمایی ۴۰۰ الی ۵۰۰ درجه سانتی‌گراد کاهش می یابد. در دمای ۱۲۰۰ درجه سانتی‌گراد ضرایب کاهش فولاد به مقدار صفر می رسند که حاکی از این است که فولاد دیگر مقاومتی از خود نشان نمی دهد.

### ۳-۳- راستی آزمایشی مدل سازی

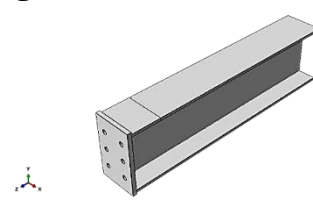
در این مطالعه، برای صحت سنجی مدل ها از نتایج تحقیق رهنورد و توماس در سال ۲۰۱۸ [۳۲] استفاده شد. این مدل از سطح تسلیم میسز با جریان پلاستیک وابسته استفاده می کند که تسلیم ایزوتروپیک را ممکن می سازد. با استفاده از این مدل، امکان تعریف رفتار پلاستیک کامل یا رفتار سخت شوندگی ایزوتروپیک و یا سینماتیک وجود دارد که در واقعیت سخت شوندگی فولاد ترکیبی از خصوصیات ایزوتروپیک و سینماتیک (مربک) است. قطعات تیر، ستون، پیچ و سخت کننده مطابق شکل های (۱۴) تا (۱۷) ارائه شده است. پس از مدل سازی نمونه قاب فولادی به همراه اتصالات موجود در مقاله مرجع [۳۲]، مش بندی، کانتور تنش فون میسز و تغییر مکان اتصال مطابق شکل های (۱۸) تا (۲۰) ارائه شده است. براساس شکل (۲۱) مشاهده می شود، نتایج بار نهایی-تغییر مکان عمودی وسط دهانه و نیروی محوری پیچ ها در این پژوهش تطابق خوبی با نتایج مقاله مرجع [۳۲] دارند. اختلاف حاصل از نتایج صحت سنجی حداکثر ۱۰٪ می باشد که مطابق با ضوابط موجود برای صحت سنجی مطلوب تلقی می شود.



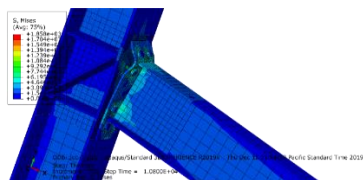
شکل ۱۶: پیچ مدل سازی شده



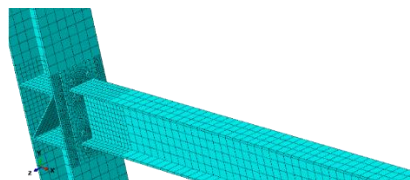
شکل ۱۵: ستون مدل سازی شده



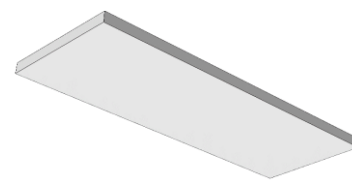
شکل ۱۴: تیر مدل سازی شده



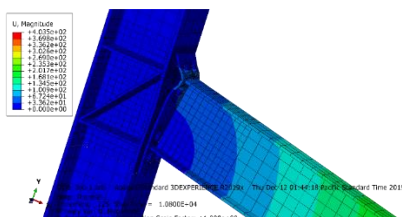
شکل ۱۹: نمایش کانتور تنش فون میسز در اتصال



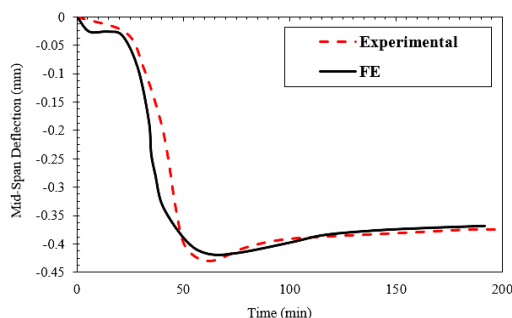
شکل ۱۸: مدل مش بندی شده ی اتصال



شکل ۱۷: سخت کننده مدل سازی شده



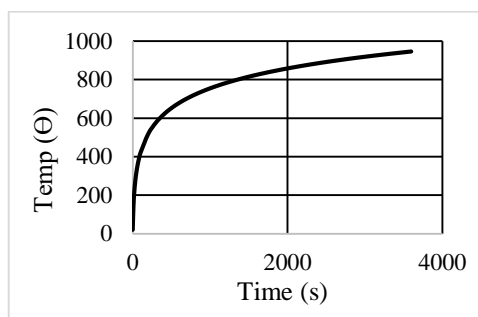
شکل ۲۰: نمایش کانتور تغییر مکان در اتصال



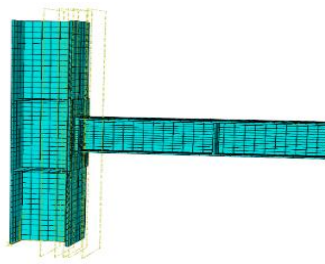
شکل ۲۱: نمودار همپوشانی تغییرمکان عمودی وسط دهانه-زمان مدل نرم افزاری و آزمایشگاهی

### ۳-۴- بررسی جزئیات نرم افزاری

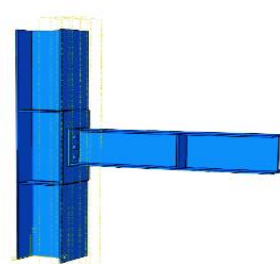
در این تحقیق، مطابق شکل (۲۲)، هندسه کلی مدل اجزا محدودی اتصال ارائه شده است. مش بندی بخش های مختلف مدل اجزا محدود یکی از حساس ترین مراحل مدل سازی می باشد. در بخش هایی که شکل هندسی منظمی ندارند می بایست ابتدا آن را به چندین زیربخش تقسیم نمود تا بتوان برای همه قسمت ها مش بندی مناسبی را فراهم نمود. مش بندی اعضا بصورت جداگانه و مستقل از یکدیگر انجام شده است. به منظور مش بندی اعضای تیر-ستون فولادی، از اعضای ۱۰ میلی متری برای پیچ و مهره ها، ۲۵ میلی متری برای ورق های انتهایی و چشمه اتصال تیر-ستون و در نهایت ۵۰ میلی متری برای سایر بخش های تیر و ستون بهره برده شده است. مش بندی اجزای محدودی مدل مطابق شکل (۲۳) می باشد. به منظور مدل سازی اجزای اتصال شامل تیر، ستون و سخت کننده از عضو *C3D8T* و برای مدل سازی جوش از عضو *Solid* استفاده می شود. این عضو *C3D8T*، یک عضو سه بعدی و هشت گرهی است که به طور همزمان دارای درجات آزادی جابه جایی و دما می باشد. عضو *C3D8T* در تحلیل همبند حرارتی- مکانیکی به کار می رود. به دلیل اینکه درجات آزادی اعضا باید به گونه ای باشند که اثرات همزمان دما و جابجایی لحاظ شود از خانواده *Coupled temp displacement* می باشند. مطابق شکل (۲۴)، برای شبیه سازی اثر آتش از منحنی استاندارد دما-زمان مطابق *ISO 834* استفاده شده است. در این نمودار دما و زمان به ترتیب بر حسب فارنهایت و دقیقه محاسبه شده است.



شکل ۲۴: منحنی دما-زمان برای اعمال اثر آتش



شکل ۲۳: مش بندی مدل اجزا محدودی



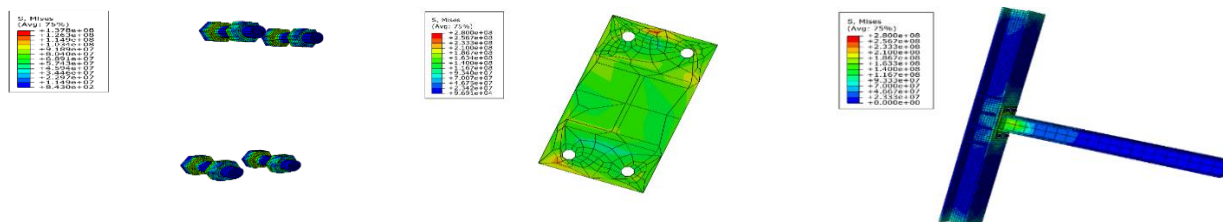
شکل ۲۲: هندسه مدل اجزا محدودی

### ۴- تجزیه و تحلیل نتایج

در این بخش به ارزیابی نتایج تحلیل نمونه ها شامل کانتور تنش فون میسز و تغییرمکان پرداخته می شود. مقادیر یاد شده در لحظه ی نهایی باربری این نمونه ها در پایان تحلیل آتش نیز مورد بررسی قرار داده شده است و در نهایت اثرات تغییرمکان، تنش و کرنش پسماند اعضا مورد ارزیابی قرار گرفته است.

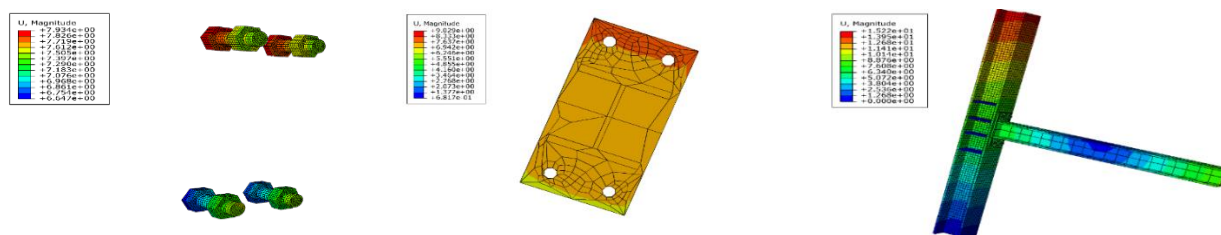
## ۴-۱- بررسی عملکرد نمونهی CON.M20-B4-END10

در این بخش به ارزیابی عملکرد نمونهی CON.M20-B4-END10 با صفحه انتهایی با ضخامت ۱۰ میلی‌متر و تعداد ۴ پیچ پرداخته می‌شود. به‌منظور بررسی اثرات تغییرمکان، تنش و کرنش پسماند اعضا حاصل از نتایج تحلیل نمونه‌ها مورد ارزیابی قرار گرفته است. مطابق شکل (۲۵)، بیشترین مقدار تنش در محدوده مجاز بارگذاری برابر با ۲۸۰ مگاپاسکال است. مقادیر تنش صفحه‌ی انتهایی برابر با ۲۸۰ مگاپاسکال و برای پیچ‌ها ۱۳۷/۸ مگاپاسکال می‌باشد.



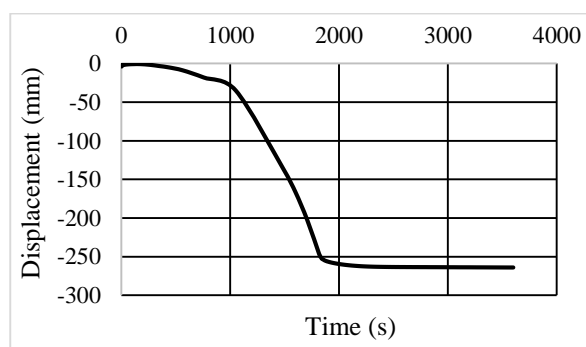
شکل ۲۵: کانتور تنش فون مایسز در نمونهی CON.M20-B4-END10

مطابق شکل (۲۶)، مقادیر تغییرمکان با افزایش دما در چشمه اتصال به‌شدت افزایش یافته به‌گونه‌ای که مقدار تغییرمکان قائم در وسط دهانه برابر با ۱۵۲/۲ میلی‌متر گزارش شده است. صفحه‌ی انتهایی در ناحیه کششی چشمه اتصال و برابر با ۹۰۲/۹ میلی‌متر در لبه تیر رخ داده است. وضعیت کمانش موضعی نیز با افزایش حرارت تشدید یافته است به‌گونه‌ای که ورق انتهایی در محدوده کششی اتصال تا مرز پیچ‌ها در بخش فشاری در اتصال با ستون باقی‌مانده است.



شکل ۲۶: کانتور تغییرمکان در نمونهی CON.M20-B4-END10

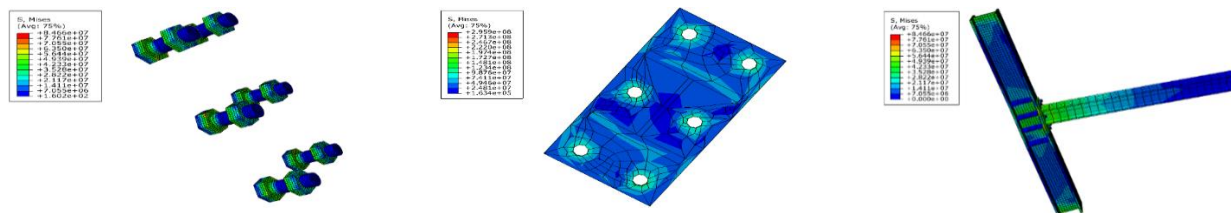
مطابق شکل (۲۷)، تغییرشکل و جابجایی اتفاق افتاده است. با توجه به نتایج دست آمده نمونهی CON.M20-B4-END10 تا دمای ۲۶۳/۹۰ درجه سانتی‌گراد تحمل و دچار گسیختگی می‌شود لذا با افزایش بارگذاری و یا قرار گرفتن در معرض آتش به مدتی که منجر به افزایش دمای عناصر سازه شده و دچار گسیختگی کامل می‌شود.



شکل ۲۷: نمودار جابجایی-زمان نمونهی CON.M20-B4-END10

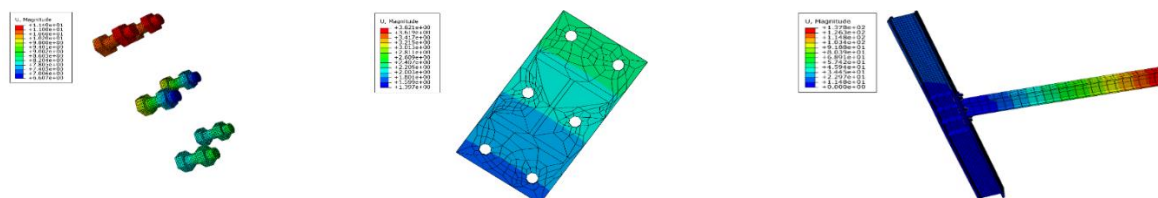
## ۲-۴- بررسی عملکرد نمونهی CON.M-B6-END10

در این بخش به ارزیابی نمونهی *CON.M20-B6-END10* با صفحه انتهایی با ضخامت ۱۰ میلی‌متر با تعداد ۶ پیچ پرداخته می‌شود. مطابق شکل (۲۸)، بیشترین مقدار تنش در محدوده مجاز بارگذاری برابر با ۸۴۶/۶ مگاپاسکال است. مقادیر تنش ورق انتهایی برابر با ۲۹۵/۹ مگاپاسکال و برای پیچها ۸۴۶/۶ مگاپاسکال می‌باشد.



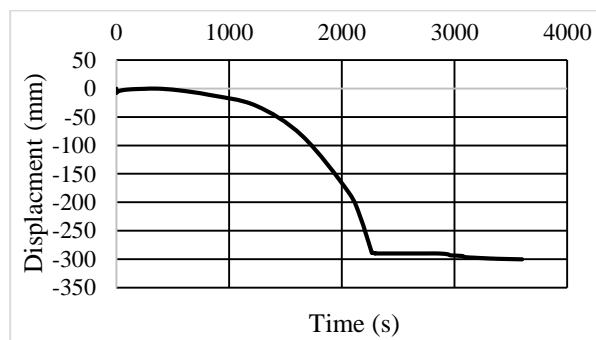
شکل ۲۸: کانتور تنش فون مایسز در نمونهی CON.M20-B6-END10

مطابق شکل (۲۹)، مقادیر تغییرمکان با افزایش دما در چشمه اتصال به شدت افزایش یافته به گونه‌ای که مقدار تغییرمکان قائم در وسط دهانه برابر با ۱۳۷/۸ میلی‌متر گزارش شده است. صفحه‌ی انتهایی در ناحیه کششی چشمه اتصال و برابر با ۳۸۲/۱ میلی‌متر در لبه تیر رخ داده است.



شکل ۲۹: کانتور تغییرمکان در نمونهی CON.M20-B6-END10

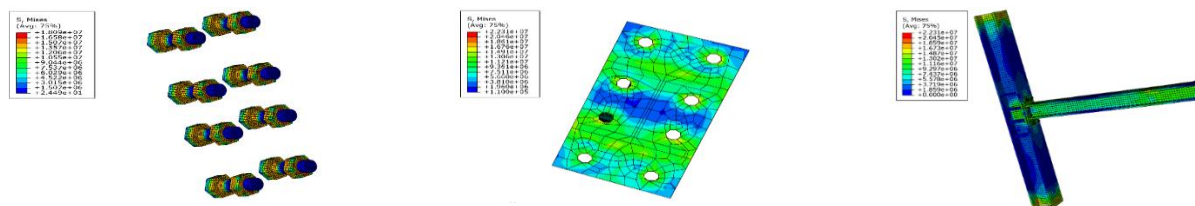
با توجه به شکل (۳۰)، نمونه *CON.M20-B6-END10* تا دمای ۳۰۰/۲۵ درجه سانتی‌گراد تحمل و دچار گسیختگی می‌شود، لذا با افزایش بارگذاری و یا قرار گرفتن در معرض آتش به مدتی که منجر به افزایش دمای عناصر سازه شده و دچار گسیختگی کامل می‌شود.



شکل ۳۰: نمودار جابجایی-زمان نمونهی CON.M20-B6-END10

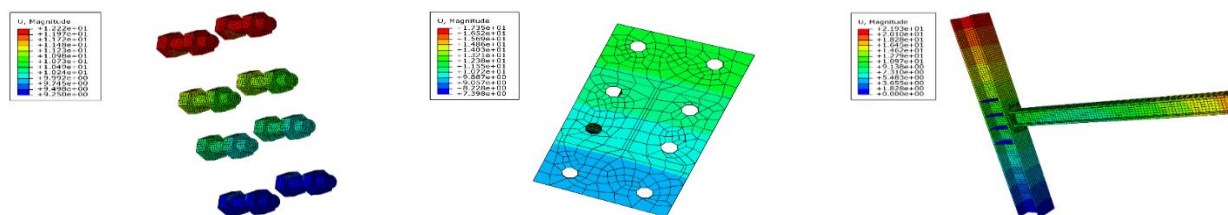
## ۳-۴- بررسی عملکرد نمونهی CON.M20-B8-END10

در این بخش به ارزیابی عملکرد نمونهی *CON.M20-B8-END10* با صفحه انتهایی با ضخامت ۱۰ میلی‌متر و تعداد ۸ پیچ پرداخته شده است. مطابق شکل (۳۱)، بیشترین مقدار تنش در محدوده مجاز بارگذاری برابر با ۲۲۳/۱ مگاپاسکال است. مقادیر تنش صفحه‌ی انتهایی برابر با ۲۲۳/۱ مگاپاسکال و برای پیچها ۱۸۰/۹ مگاپاسکال است.



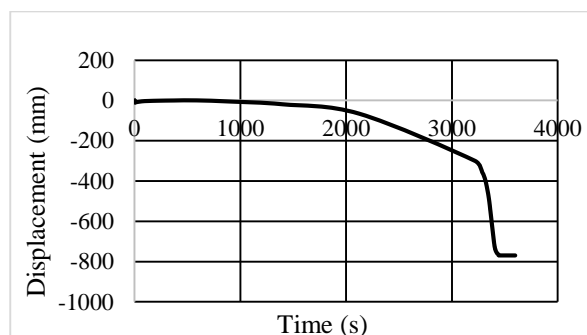
شکل ۳۱: کانتور تنش فون مایسز در نمونه‌ی CON.M20-B8-END10

مطابق شکل (۳۲)، مقدار تغییرمکان قائم در وسط دهانه برابر با  $219/3$  میلی‌متر گزارش شده است. ورق انتهایی در ناحیه کششی چشمه اتصال و برابر با  $173/5$  میلی‌متر در لبه تیر رخ داده است. وضعیت کمانش موضعی نیز با افزایش حرارت تشدید یافته است به گونه‌ای که ورق انتهایی در محدوده کششی اتصال تا مرز پیچ‌ها در بخش فشاری در اتصال با ستون باقی‌مانده است.



شکل ۳۲: کانتور تغییرمکان در نمونه‌ی CON.M20-B8-END10

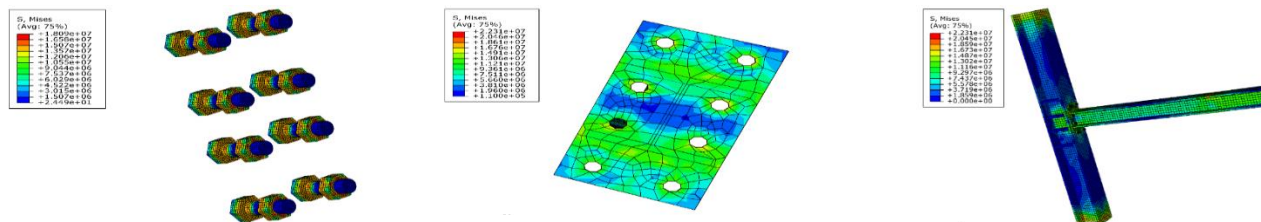
با توجه به شکل (۳۳)، نمونه‌ی CON.M20-B8-END10 تا دمای  $770/04$  درجه سانتی‌گراد تحمل و دچار گسیختگی می‌شود لذا با افزایش بارگذاری و یا قرار گرفتن در معرض آتش به مدتی که منجر به افزایش دمای عناصر سازه شده و دچار گسیختگی کامل می‌شود.



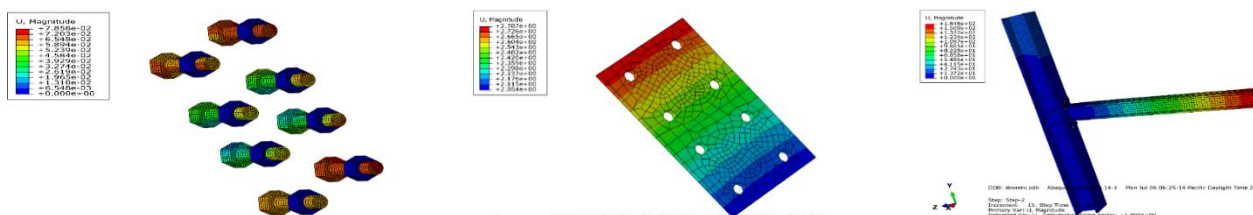
شکل ۳۳: نمودار جا به جایی-زمان نمونه CON.M20-B8-END10

#### ۴-۴- بررسی عملکرد نمونه‌ی CON.M20-B8-END15

در این بخش به بررسی عملکرد نمونه‌ی CON.M20-B8-END15 با صفحه انتهایی با ضخامت ۱۵ میلی‌متر و تعداد هشت پیچ پرداخته است. مطابق شکل (۳۴)، بیشترین مقدار تنش در محدوده مجاز بارگذاری برابر با  $690/2$  مگاپاسکال است. افزایش ضخامت صفحه انتهایی باعث بالا رفتن مقاومت در لحظه نهایی باربری می‌شود. مقادیر تنش ورق انتهایی برابر با  $870/1$  مگاپاسکال و برای پیچ‌ها  $298/2$  مگاپاسکال می‌باشد. مطابق شکل (۳۵)، مقادیر تغییرمکان با افزایش دما در چشمه اتصال به شدت افزایش یافته به گونه‌ای که مقدار تغییرمکان قائم در وسط دهانه برابر با  $146/6$  میلی‌متر گزارش شده است. ورق انتهایی در ناحیه کششی چشمه اتصال و برابر با  $278/7$  میلی‌متر در لبه تیر رخ داده است.

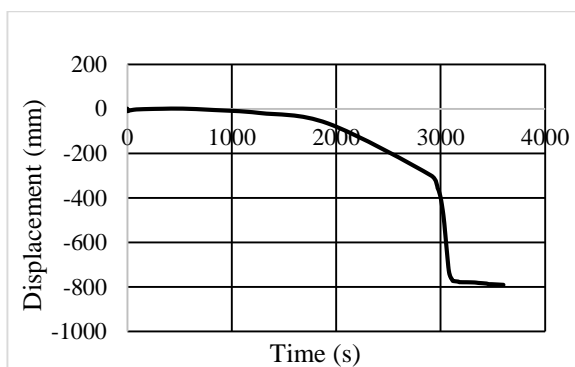


شکل ۳۴: کانتور تنش فون مایسز در نمونه‌ی CON.M20-B8-END15



شکل ۳۵: کانتور تغییر مکان در نمونه‌ی CON.M20-B8-END15

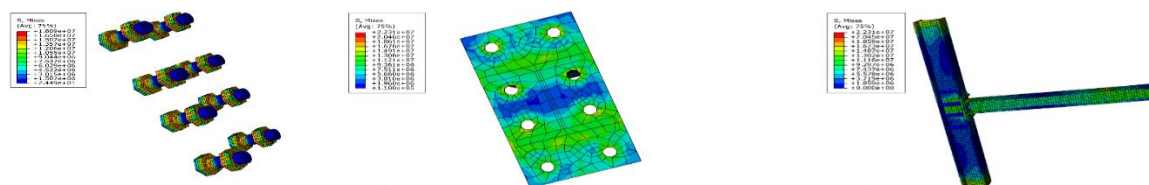
با توجه به شکل (۳۶)، نمونه *CON.M20-B8-END15* تا دمای ۷۹۰/۱۶ درجه سانتی گراد تحمل و دچار گسیختگی می شود لذا با افزایش بارگذاری و یا قرار گرفتن در معرض آتش به مدتی که منجر به افزایش دمای عناصر سازه شده و دچار گسیختگی کامل می شود.



شکل ۳۶: نمودار جابجایی-زمان نمونه‌ی CON.M20-B8-END15

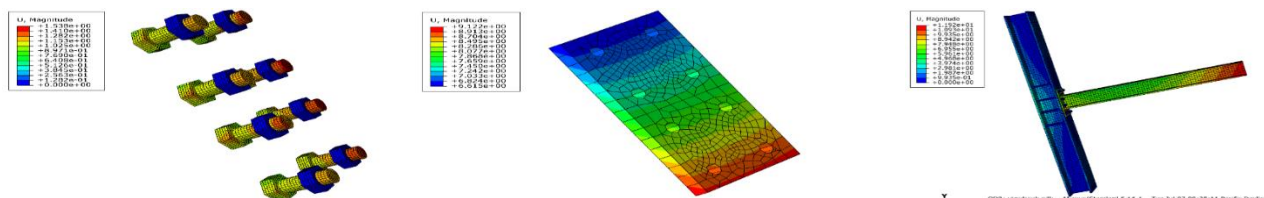
#### ۴-۵- بررسی عملکرد نمونه‌ی CON.M20-B8-END20

مطابق شکل (۳۷)، بیشترین مقدار تنش در محدوده مجاز بارگذاری برابر با ۲۲۳/۱ مگاپاسکال است. افزایش ضخامت صفحه انتهایی باعث بالا رفتن مقاومت در لحظه نهایی باربری می‌شود. مقادیر تنش ورق انتهایی برابر با ۲۲۳/۱ مگاپاسکال و برای پیچ‌ها ۱۸۰/۹ مگاپاسکال می‌باشد.



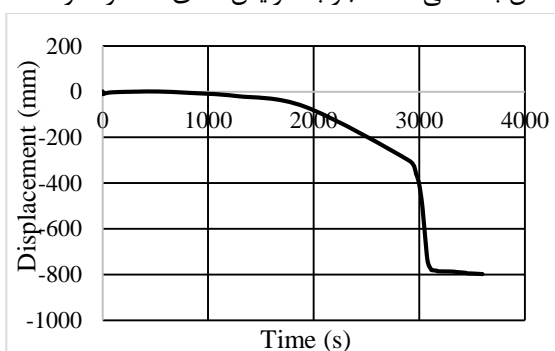
شکل ۳۷: کانتور تنش فون مایسز در نمونه‌ی CON.M20-B8-END20

مطابق شکل (۳۸)، مقدار تغییر مکان قائم در وسط دهانه برابر با  $119/2$  میلی‌متر گزارش شده است. ورق انتهایی در ناحیه کششی چشمه اتصال و برابر با  $912/2$  میلی‌متر در لبه تیر رخ داده است. وضعیت کمانش موضعی نیز با افزایش حرارت تشدید یافته است به گونه‌ای که ورق انتهایی در محدوده کششی اتصال تا مرز پیچ‌ها در بخش فشاری در اتصال با ستون باقی مانده است.



شکل ۳۸: کانتور تغییر مکان در نمونه‌ی CON.M20-B8-END20

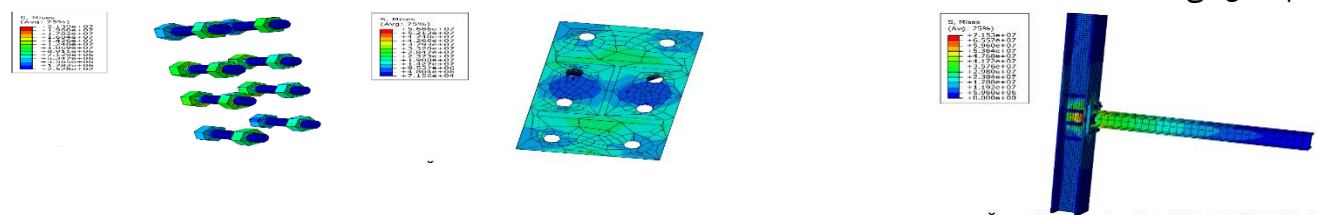
با توجه به شکل (۳۹)، نمونه‌ی CON.M20-B8-END20 تا دمای  $798/06$  درجه سانتی‌گراد تحمل و دچار گسیختگی می‌شود لذا با افزایش بارگذاری و یا قرار گرفتن در معرض آتش به مدتی که منجر به افزایش دمای عناصر سازه شده و دچار گسیختگی کامل می‌شود.



شکل ۳۹: نمودار جابجایی-زمان نمونه‌ی CON.M20-B8-END20

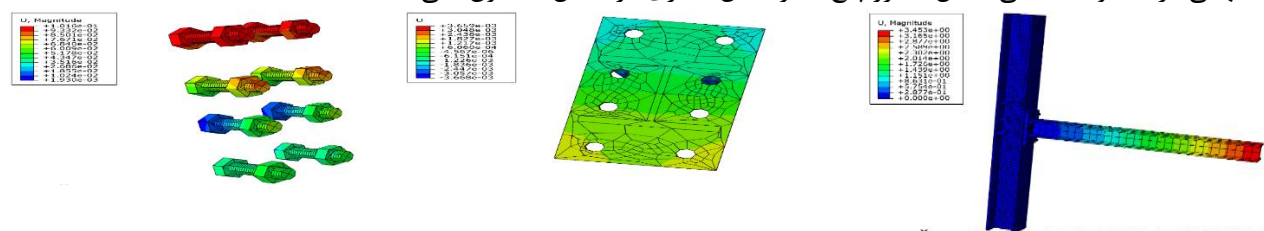
#### ۴-۶- بررسی عملکرد نمونه‌ی CON.M20-B8-END25

مطابق شکل (۴۰)، بیشترین مقدار تنش در محدوده مجاز بارگذاری برابر با  $715/3$  مگاپاسکال است. افزایش ضخامت صفحه انتهایی باعث بالا رفتن مقاومت در لحظه نهایی باربری می‌شود. مقادیر تنش ورق انتهایی برابر با  $568/6$  مگاپاسکال و برای پیچ‌ها  $213/9$  مگاپاسکال می‌باشد.



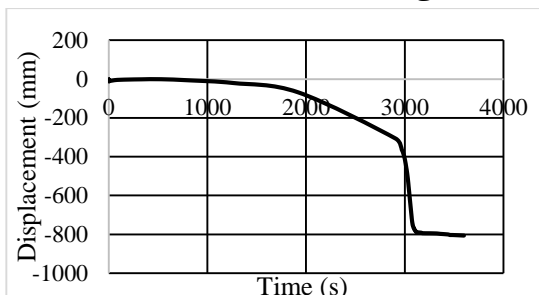
شکل ۴۰: کانتور تنش فون مایسز در نمونه‌ی CON.M20-B8-END25

مطابق شکل (۴۱)، مقدار تغییر مکان قائم در وسط دهانه برابر با  $345/3$  میلی‌متر گزارش شده است. ورق انتهایی در ناحیه کششی چشمه اتصال و برابر با  $365/9$  میلی‌متر در لبه تیر رخ داده است. وضعیت کمانش موضعی نیز با افزایش حرارت تشدید یافته است به گونه‌ای که ورق انتهایی در محدوده کششی اتصال تا مرز پیچ‌ها در بخش فشاری در اتصال با ستون باقی مانده است.



شکل ۴۱: کانتور تغییر مکان در نمونه‌ی CON.M20-B8-END25

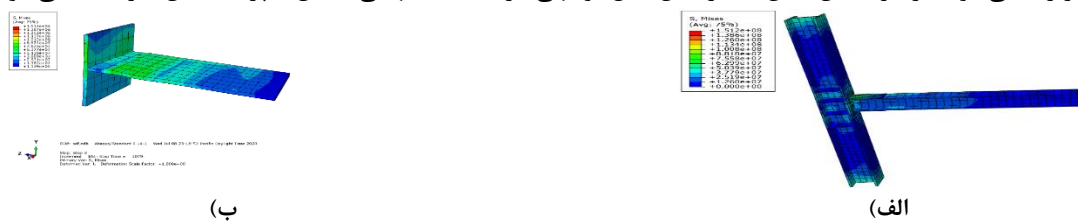
با توجه به شکل (۴۲)، نمونه *CON.M20-B8-END25* تا دمای  $۸۰۶/۰۵$  درجه سانتی گراد تحمل و دچار گسیختگی می شود لذا با افزایش بارگذاری و یا قرار گرفتن در معرض آتش به مدتی که منجر به افزایش دمای عناصر سازه شده و دچار گسیختگی کامل می شود.



شکل ۴۲: نمودار جابجایی-زمان نمونه *CON.M20-B8-END25*

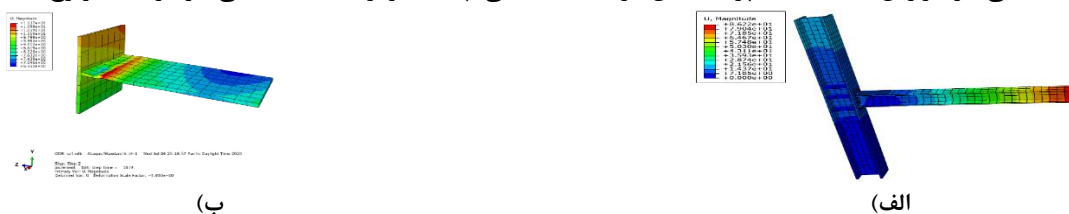
#### ۴-۷- بررسی عملکرد نمونه *CON-TS9*

در این بخش به ارزیابی عملکرد نمونه *CON-TS9* با سپری اتصال به ضخامت ۹ میلی متر پرداخته شده است. مطابق شکل (۴۳)، بیشترین مقدار تنش در محدوده مجاز بارگذاری برابر با  $۱۵۱/۲$  مگاپاسکال است. تمرکز تنش ماکزیمم در نواحی از تیر بعد از سپری اتصال است. همچنین در ناحیه پتل ستون نیز مقدار تنش قابل ملاحظه ای دیده می شود. افزایش ضخامت سپری اتصال باعث بالا رفتن مقاومت در لحظه نهایی باربری می شود. در اثر اعمال آتش تغییر شکل قابل توجهی در قسمت انتهایی اتصال سپری به بال تیر دیده می شود.



شکل ۴۳: کانتور تنش فون مایسز در نمونه *CON-TS9* (الف) اتصال (ب) سپری اتصال

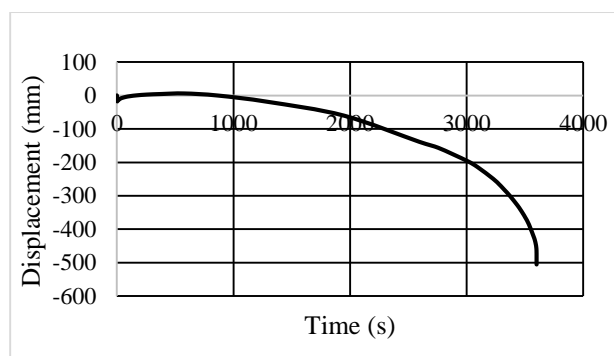
مطابق شکل (۴۴)، مقادیر تغییر مکان با افزایش دما در چشمه اتصال به شدت افزایش یافته به گونه ای که مقدار تغییر مکان قائم در وسط دهانه برابر با  $۸۶۲/۲$  میلی متر گزارش شده است. سپری اتصال در ناحیه کششی چشمه برابر با  $۳۶۵/۹$  میلی متر در لبه تیر رخ داده است.



شکل ۴۴: کانتور تغییر مکان در نمونه *CON-TS9* (الف) اتصال (ب) سپری اتصال

با توجه به شکل (۴۵)، نمونه *CON-TS9* تا دمای  $۵۰۴/۳۷$  درجه سانتی گراد تحمل و دچار گسیختگی می شود لذا با افزایش بارگذاری و یا قرار گرفتن در معرض آتش به مدتی که منجر به افزایش دمای عناصر سازه شده و دچار گسیختگی کامل می شود.

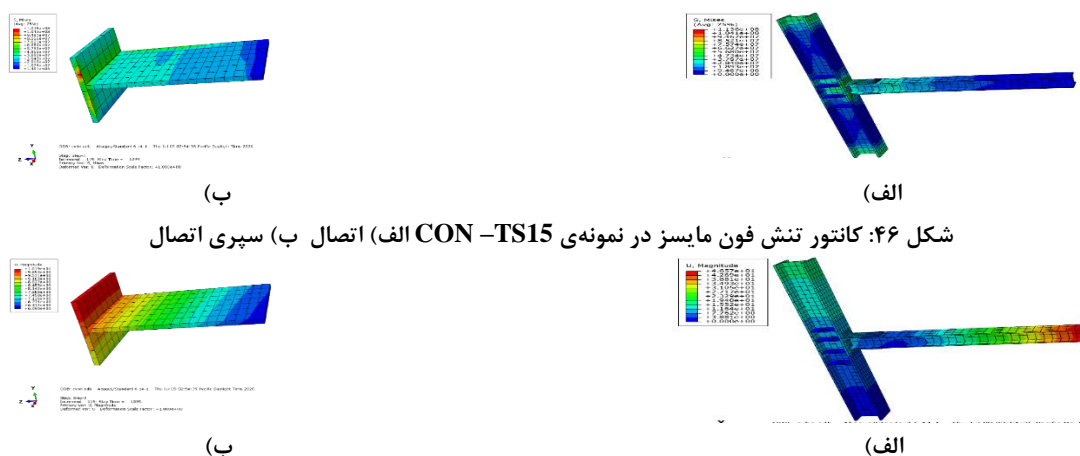




شکل ۴۵: نمودار جابجایی-زمان نمونهی CON-TS9

## ۴-۸- بررسی عملکرد نمونهی CON-TS15

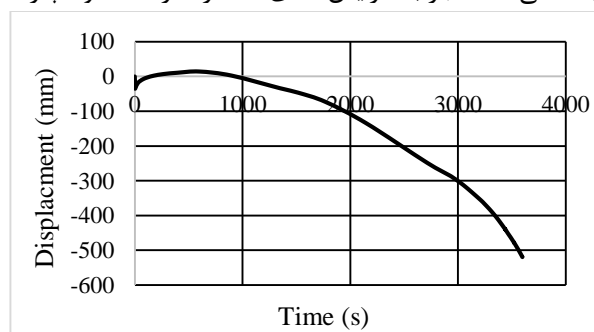
مطابق شکل (۴۶)، بیشترین مقدار تنش در محدوده مجاز بارگذاری برابر با  $113/6$  مگاپاسکال است. تمرکز تنش ماکزیمم در نواحی از تیر بعد از سپری اتصال است. همچنین در ناحیه پنل ستون نیز مقدار تنش قابل ملاحظه‌ای دیده می‌شود. افزایش ضخامت سپری اتصال باعث بالا رفتن مقاومت در لحظه نهایی باربری می‌شود. در اثر اعمال آتش تغییر شکل قابل توجهی در قسمت انتهایی اتصال سپری به بال تیر دیده می‌شود. مطابق شکل (۴۷)، مقادیر تغییر مکان با افزایش دما در چشمه اتصال به شدت افزایش یافته به گونه‌ای که مقدار تغییر مکان قائم در وسط دهانه برابر با  $465/7$  میلی‌متر گزارش شده است. سپری اتصال در ناحیه کششی چشمه برابر با  $101/9$  میلی‌متر در لبه تیر رخ داده است.



شکل ۴۶: کانتور تنش فون مایسز در نمونهی CON-TS15 (الف) اتصال (ب) سپری اتصال

شکل ۴۷: کانتور تغییر مکان در نمونهی CON-TS15 (الف) اتصال (ب) سپری اتصال

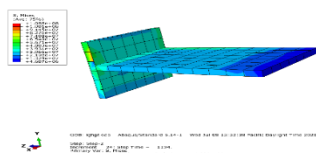
با توجه به شکل (۴۸)، نمونهی CON-TS15 تا دمای  $519/26$  درجه سانتی‌گراد تحمل و دچار گسیختگی می‌شود لذا با افزایش بارگذاری و یا قرار گرفتن در معرض آتش به مدتی که منجر به افزایش دمای عناصر سازه شده و دچار گسیختگی کامل می‌شود.



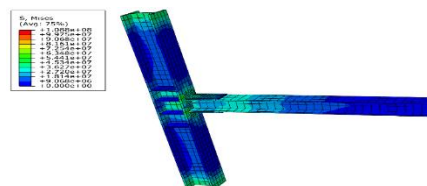
شکل ۴۸: نمودار جابجایی-زمان نمونهی CON-TS15

## ۹-۴- بررسی عملکرد نمونهی CON-TS17.5

مطابق شکل (۴۹)، بیشترین مقدار تنش در محدوده مجاز بارگذاری برابر با ۱۰۸/۸ مگاپاسکال است. تمرکز تنش ماکزیمم در نواحی از تیر بعد از سپری اتصال است. همچنین در ناحیه پتل ستون نیز مقدار تنش قابل ملاحظه‌ای دیده می‌شود. افزایش ضخامت سپری اتصال باعث بالا رفتن مقاومت در لحظه نهایی باربری می‌شود. در اثر اعمال آتش تغییر شکل قابل توجهی در قسمت انتهایی اتصال سپری به بال تیر دیده می‌شود. مطابق شکل (۵۰)، مقادیر تغییر مکان با افزایش دما در چشمه اتصال به شدت افزایش یافته به گونه‌ای که مقدار تغییر مکان قائم در وسط دهانه برابر با ۵۳۴/۵ میلی متر گزارش شده است. سپری اتصال در ناحیه کششی چشمه برابر با ۱۰۴/۸ میلی متر در لبه تیر رخ داده است.

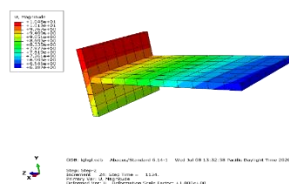


ب

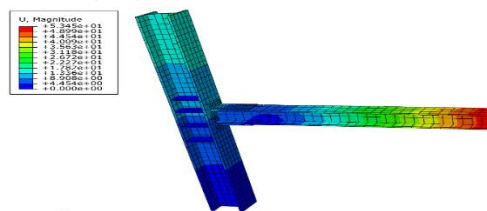


الف

شکل ۴۹: کانتور تنش فون مایسز در نمونهی CON-TS17.5 (الف اتصال ب) سپری اتصال



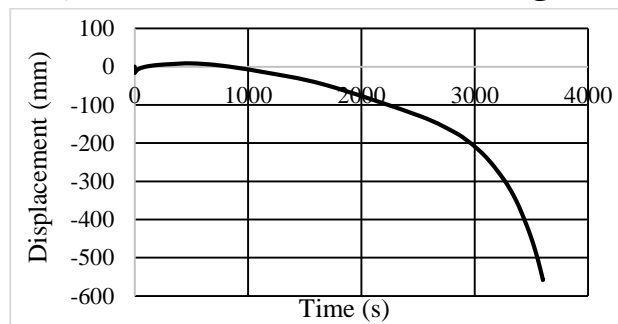
ب



الف

شکل ۵۰: کانتور تغییر مکان در نمونهی CON-TS17.5 (الف اتصال ب) سپری اتصال

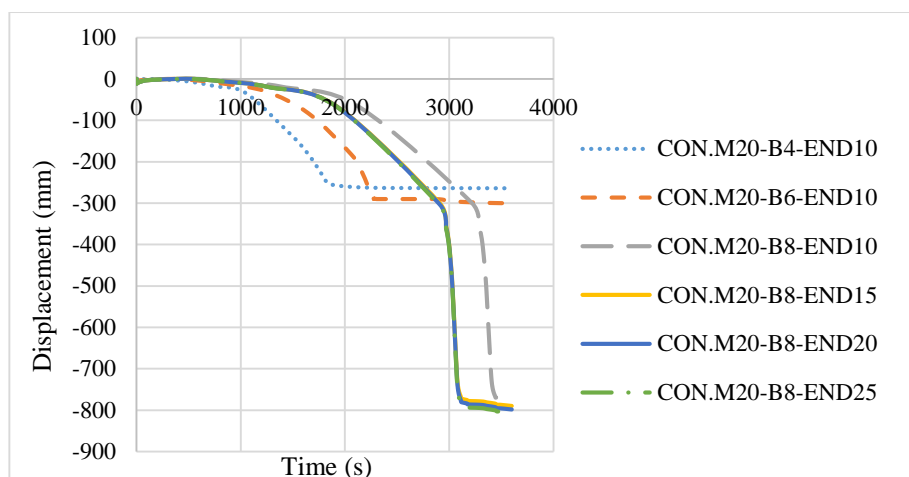
با توجه به شکل (۵۱)، نمونهی CON-TS17.5 تا دمای ۵۵۷/۹۱ درجه سانتی گراد تحمل و دچار گسیختگی می‌شود لذا با افزایش بارگذاری و یا قرار گرفتن در معرض آتش به مدتی که منجر به افزایش دمای عناصر سازه شده و دچار گسیختگی کامل می‌شود.



شکل ۵۱: نمودار جابجایی-زمان نمونهی CON-TS17.5

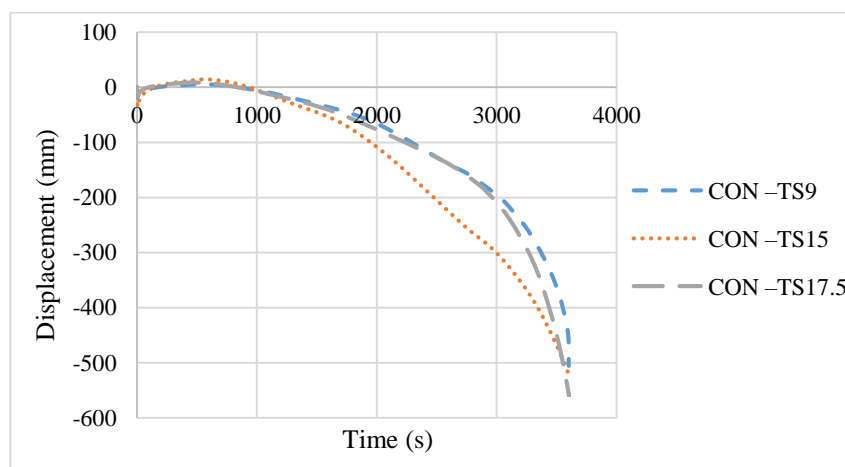
## ۴-۱۰- منحنی جابجایی-زمان اتصالات

مطابق شکل (۵۲)، در حالت اول و دوم به بررسی اتصالات تیر به ستون پیچی با تغییر تعداد پیچ و افزایش ضخامت صفحه انتهایی پرداخته شده است، که نتایج نشان دهنده این است که بیشترین جابجایی-زمان مربوط به نمونهی CON.M20-B4-END25 است که تأثیر ضخامت صفحه انتهایی با ۳۶٪ مقاومت در برابر آتش تا ایجاد گسیختگی می‌شود. کمترین مقدار برای نمونهی CON.M20-B4-END10 است که تأثیر تعداد پیچ با ۱۷٪ مقاومت در برابر آتش تا ایجاد گسیختگی می‌گردد. همچنین می‌توان مشاهده کرد که از میان نمونه‌های مورد نظر، اتصالات با صفحه انتهایی ضعیف و تعداد پیچ کمتر در لحظه نهایی باربری در پایان تحلیل آتش به علت بالا بودن تنش ایجاد مفاصل پلاستیک مشاهده می‌شود.

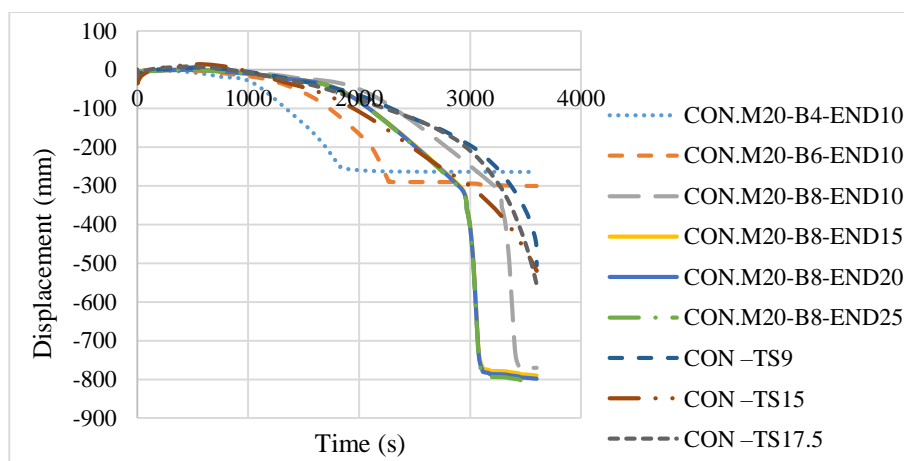


شکل ۵۲: نمودار جابجایی-زمان نمونه اتصالات تیر به ستون پیچی با تغییر تعداد پیچ و افزایش ضخامت صفحه‌ی انتهایی

مطابق شکل (۵۳)، در حالت سوم به بررسی سپری اتصال با افزایش ضخامت پرداخته شده است. نتایج نشان دهنده این است که بیشترین جابجایی-زمان مربوط به نمونه‌ی  $CON-TS17.5$  با سپری با ضخامت  $17/5$  میلی‌متر و  $25\%$  مقاومت در برابر آتش تا ایجاد گسیختگی است. کمترین مقدار برای نمونه‌ی  $CON-TS9$  مربوط به سپری با ضخامت  $9$  میلی‌متر با  $11\%$  مقاومت در برابر آتش تا ایجاد گسیختگی می‌باشد. مطابق شکل (۵۴) مشاهده می‌شود که مقادیر تنش بیشتری در اتصالات تیر به ستون با افزایش ضخامت صفحه انتهایی ایجاد می‌شود. در اتصالات با سپری، با اعمال حرارت تغییر شکل و تغییر مکان جانبی بیشتری مشاهده می‌شود. اتصالات سپری هنگامی که پارامترهای هندسی مدل از قبیل عرض و طول سپری تغییر می‌کند، الگوی رفتاری متفاوتی از خود نشان می‌دهند. در واقع با تغییر هر یک از پارامترها، مدهای خرابی و گسیختگی در برابر حرارت دستخوش تغییر نسبت به اتصالات با صفحه انتهایی می‌شود. هر چند تعداد پیچ تغییر مکان و شکل‌پذیری در اتصالات با صفحه انتهایی را کاهش می‌دهد ولی ظرفیت جذب و میزان سختی و مقاومت در برابر حرارت را افزایش می‌دهد و در هر دو حالت متفاوت است. تغییر ضخامت در اتصالات با سپری باعث می‌شود تا مد شکست نیز تغییر نموده و با اعمال بار حرارت مفصل پلاستیک در سپری اتصال ایجاد می‌شود، اما در تیر به ستون پیچی با تغییر تعداد پیچ و افزایش ضخامت صفحه انتهایی مفصل پلاستیک بر اثر حرارت در تیر رخ می‌دهد. مطابق جدول (۶)، بال سپری در اثر اعمال حرارت تمایل به جدا شدن از تیر را دارد. این امر تمایل به بسته شدن در هنگام گسیختگی را داشته، اما در اتصالات تیر به ستون پیچی با تغییر تعداد پیچ و افزایش ضخامت صفحه انتهایی به این شکل نبوده و بر عکس می‌باشد. لذا تمایل به جدا شدن در ناحیه چشمه اتصال را خواهد داشت. استفاده از پیچ‌های پرمقاومت در اتصالات تیر به ستون می‌تواند باعث عملکرد بهتر اتصال در انتقال نیروها شود.



شکل ۵۳: نمودار جابجایی-زمان نمونه‌ی سپری اتصال با افزایش ضخامت



شکل ۵۴: نمودار جابجایی-زمان کلیه‌ی نمونه‌های مورد بررسی

جدول ۶: مقادیر تغییر مکان کل نمونه‌های مورد بررسی

گروه	نمونه	تعداد پیچ اتصال	قطر پیچ (mm)	ضخامت صفحه انتهایی (mm)	ضخامت بال سپری (mm)	تغییر مکان (mm)
بررسی تعداد پیچ	CON.M20-B4-END10	۴	۲۰	۱۰	-	۲۶۳/۹۰
	CON.M20-B6-END10	۶	۲۰	۱۰	-	۳۰۰/۲۵
	CON.M20-B8-END10	۸	۲۰	۱۰	-	۷۷۰/۰۴
بررسی ضخامت صفحه انتهایی	CON.M20-B8-END15	۸	۲۰	۱۵	-	۷۹۰/۱۶
	CON.M20-B8-END20	۸	۲۰	۲۰	-	۷۹۸/۰۶
	CON.M20-B8-END25	۸	۲۰	۲۵	-	۸۰۶/۰۵
بررسی سپری اتصال	CON-TS9	-	-	-	۹	۵۰۴/۳۷
	CON-TS15	-	-	-	۱۵	۵۱۹/۲۶
	CON-TS17.5	-	-	-	۱۷/۵	۵۵۷/۹۱

## ۵- نتیجه‌گیری

آسیب‌های وارد بر سازه‌ها، به سبب وقوع حوادث عمدی یا سهوی آتش‌سوزی، ایجاب می‌نماید رفتار موضعی و کلی سازه در برابر آتش بررسی و تبیین شود. با استناد به پژوهش‌های انجام‌شده می‌توان به پیش‌بینی رفتار سازه در حوادث محتمل و به تبع آن، راهکارهایی برای مقاوم‌سازی ساختمان‌ها، مدیریت بحران و مقابله با پیامدهای آتش‌سوزی دست یافت.

در این تحقیق با مقایسه نتایج اتصالات تیر به ستون پیچی با تغییر تعداد پیچ و افزایش ضخامت صفحه انتهایی و اتصالات با سپری مشاهده گردید که مقادیر تنش بیشتری در اتصالات تیر به ستون با افزایش ضخامت صفحه انتهایی دیده می‌شود. در اتصالات با سپری با اعمال حرارت تغییر شکل و تغییر مکان جانبی بیشتری را شاهد خواهیم بود. اتصالات سپری هنگامی که پارامترهای هندسی مدل از قبیل عرض و طول سپری تغییر می‌کند، الگوی رفتاری متفاوتی از خود نشان می‌دهند. در واقع با تغییر هر یک از پارامترها، مودهای خرابی و گسیختگی در برابر حرارت دستخوش تغییر نسبت به اتصالات با صفحه انتهایی می‌شود، هر چند تعداد پیچ، تغییر مکان و شکل پذیری را در اتصالات با صفحه انتهایی کاهش می‌دهد، ولی ظرفیت جذب و میزان سختی و مقاومت در برابر حرارت را افزایش داده و در هر دو حالت متفاوت است.

تغییر ضخامت در اتصالات با سپری باعث میشود تا مد شکست نیز تغییر نموده و با اعمال بار حرارتی، مفصل پلاستیک در سپری اتصال ایجاد گردد. هرچند در تیر به ستون پیچی با تغییر تعداد پیچ و افزایش ضخامت صفحه انتهایی، مفصل پلاستیک بر اثر حرارت در تیر رخ می‌دهد. بال سپری در اثر اعمال حرارت تمایل به جدا شدن از تیر دارد. این امر تمایل به بسته شدن در هنگام گسیختگی را دارد، اما در اتصالات تیر به ستون پیچی با تغییر تعداد پیچ و افزایش ضخامت صفحه انتهایی به این شکل نبوده و بر عکس می‌باشد. لذا تمایل به

جدا شدن در ناحیه چشمه اتصال را خواهد داشت. استفاده از پیچ‌های پرمقاومت در اتصالات تیر به ستون باعث عملکرد بهتر اتصال در انتقال نیروها می‌شود. تحلیل اجزا محدود انجام گرفته تحت حرارت روی اتصالات تیر به ستون پیچی با تغییر تعداد پیچ و افزایش ضخامت صفحه انتهایی و اتصالات با سپری نشان می‌دهد که پیچ‌ها از همان ابتدای بارگذاری شروع به خمش می‌نمایند. می‌توان با افزایش ضخامت و استفاده از پیچ‌های پرمقاومت سازه مقاوم‌تری نسبت به اتصالات با سپری داشت. توزیع تنش‌های فون مایسز برای مدل‌های اجزای محدود اتصال نشان می‌دهد که تنش تقریباً به طور یکنواخت در جان و بال ستون توزیع شده است و در نواحی سپری تحت برش و قسمت‌هایی از بال و جان تیر که نزدیک به سپری اتصال است افزایش یابد. با مقایسه نتایج اتصالات تیر به ستون پیچی با تغییر تعداد پیچ و افزایش ضخامت صفحه انتهایی با اتصال سپری مشاهده می‌گردد که تنش بیشینه در پیچ انتهایی اتصال تیر به ستون نشان دهنده تغییر مکان جانبی کمتری نسبت به اتصالات با سپری است، هرچند از طرف دیگر اتصالات با سپری دارای شکل‌پذیری بالایی هستند. در واقع مهم‌ترین شاخصه و امتیاز اتصال تیر به ستون به کمک سپری، میزان شکل‌پذیری آن در مقایسه با اتصال صلب است. با مقایسه نتایج اتصالات تیر به ستون پیچی، با تغییر تعداد پیچ و افزایش ضخامت صفحه انتهایی و اتصالات با سپری بهترین نمونه، نمونه‌ی *CON.M20-B8-END25* با صفحه انتهایی به ضخامت ۲۵ میلی‌متر با ۸ پیچ تشخیص داده شد.

## ۶- ارائه پیشنهادها

برای مطالعه‌ی بیشتر و بهبود عملکرد اتصالات پیچی تیر به ستون با صفحه انتهایی و سپری اتصال تحت اثر بار آتش، پیشنهادهایی برای ادامه‌ی تحقیقات در ذیل ارائه شده است:

- بررسی عملکرد سایر اتصالات گیردار تحت بار آتش و مقایسه نتایج به دست آمده با تحقیق حاضر.
- ارزیابی و مقایسه عملکرد اتصالات پیچی مذکور با و بدون استفاده از آلیاژ حافظه دار شکلی تحت بار آتش.
- ارزیابی و مقایسه عملکرد اتصالات پیچی مورد مطالعه با استفاده از فولاد پر مقاومت کم آلیاژ و فولاد نرمه تحت بار آتش.
- بررسی عملکرد اتصالات پیچی مدنظر با و بدون استفاده از ورق مورب و ماهیچه تحت بار آتش.
- مطالعه عددی و مقایسه عملکرد اتصالات پیچی مورد بررسی با و بدون پوشش ضد آتش از قبیل رنگ و یا مصالح پوششی مانند کافکو تحت بار آتش.

## مراجع

- [1] ASCE, (2018). Minimum design loads for buildings and other structures, American Society of Civil Engineers, USA.
- [2] Bao YH, Kunnath SK. (2019). Simplified progressive collapse simulation of RC framewall structures. *Eng Struct*, 32(10): 3153–3162.
- [3] CEN, E. (2005). Eurocode: Design of steel structures-Part 1-2: General rules-Structural Fire Design. Brussels: CEN.
- [4] Department of Defense (DoD). (2019). Design of buildings to resist progressive collapse, unified facilities criteria, 4-023-03.
- [5] Demonceau JF. (2018). Steel and composite frames: sway response under conventional loading and development of membrane effects in beams further to an exceptional action. *Doctor of Philosophy thesis*. Civil and Environmental Engineering, University of Liège.
- [6] Saberi, V., Saberi, H., Salimikia, M., Sadeghi, A. (2021). Investigation the cyclic behavior of rigid RBS connections with horizontal and vertical stiffeners in steel moment-resisting frame. *Amirkabir Journal of Civil Engineering*. (In Persian).
- [7] Saberi, V., saberi, H., Sadeghi, A. (2020). Collapse Assessment of Steel Moment Frames Based on Development of Plastic Hinges. *Amirkabir Journal of Civil Engineering*, 52(11), 10-10. (In Persian).
- [8] Al-Jabri, KS., Burgess, IW., Lennon, T., & Plank, RJ. (2005). Moment-rotation-temperature curves for semi-rigid joints. *Journal of Constructional Steel Research*, 61(3), 281-303.
- [9] Ahn, JK., Lee, CH., & Park, HN. (2013). Prediction of fire resistance of steel beams with considering structural and thermal parameters. *Fire safety journal*, 56, 65-73.

- [10] Zhang, C., Choe, L., Seif, M., & Zhang, Z. (2015). Behavior of axially loaded steel short columns subjected to a localized fire. *Journal of Constructional Steel Research*, 111, 103-111.
- [11] Lennon, T., Moore, D. B., & BAILEY, C. (1999). The behaviour of full-scale steel-framed buildings subjected to compartment fires. *The Structural Engineer*, 77(8), 15-21.
- [12] Liew, J.R., Tang, L.K., Holmaas, T. and Choo, Y.S. (1998). Advanced analysis for the assessment of steel frames in fire. *Journal of Constructional Steel Research*, 47(1), 19-45.
- [13] Ali, H.M., Senseny, P.E. and Alpert, R.L. (2004). Lateral displacement and collapse of single-story steel frames in uncontrolled fires. *Engineering Structures*, 26(5), 593-607.
- [14] Memari, M., Hussam, M., & Bruce, E. (2014). Post-earthquake fire performance of moment resisting frames with reduced beam section connections. *Journal of Constructional Steel Research*, 215-229.
- [15] Behnam, B., & Ronagh, HR. (2015). Post-Earthquake Fire performance-based behavior of unprotected moment resisting 2D steel frames. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 19(1), 274-284.
- [16] Keller, WJ., & Pessiki, S. (2012). Effect of earthquake-induced damage to spray-applied fire-resistive insulation on the response of steel moment-frame beam-column connections during fire exposure. *Journal of Fire Protection Engineering*, 22(4), 271-299.
- [17] Sun, Q., Guan, C., & Wang, D. (2014). Study on mechanical characteristics and safety evaluation method of steel frame structure after fire. *Theoretical and Applied Mechanics Letters*, 4(3).
- [18] Strejček, M., Řezníček, J., Tan, K.-H., and Wald, F. (2011). Behaviour of column web component of steel beam-to-column joints at elevated temperatures, *J. Constr. Steel Res.*, 67(12), 1890-1899.
- [19] Jiang, B., Li, G. Q., Li, L., & Izzuddin, B. A. (2017). Simulations on progressive collapse resistance of steel moment frames under localized fire. *Journal of Constructional Steel Research*, 138, 380-388.
- [20] Guo Zh., Huang Sh. (2016). Behaviour of restrained steel beam with reduced beam section exposed to fire, *Journal of Constructional Steel Research*, 122, 434-444.
- [21] Jiang, B., Li, G. Q., & Usmani, A. (2015). Progressive collapse mechanisms investigation of planar steel moment frames under localized fire. *Journal of Constructional Steel Research*, 115, 160-168.
- [22] Gernay, T., & Gamba, A. (2018). Progressive collapse triggered by fire induced column loss: Detrimental effect of thermal forces. *Engineering Structures*, 172, 483-496.
- [23] Khizab, B., Sadeghi, A., Hashemi, S., Mehdizadeh, K., Nasser, H. (2020). Investigation the performance of Dual Systems Moment-Resisting Frame with Steel Plate Shear Wall Subjected to Blast Loading. *Journal of Structural and Construction Engineering*. (In Persian).
- [24] Sadeghi, A., Kazemi, H., Samadi, M. (2020). The Probabilistic Analysis of Steel Moment-Resisting Frame Structures Performance under Vehicles Impact. *Amirkabir Journal of Civil Engineering*. (In Persian).
- [25] Miryoysefi Aval, S., Shakeri, K. (2020). Stability of steel moment resisting frames under fire loading. *Journal of Structural and Construction Engineering*. (In Persian).
- [26] Saberi, V., Saberi, H., Mazaheri, O., Sadeghi, A. (2021). Numerical Investigation of Shape Memory Alloys and Side Plates Perforation Effect on Hysteresis Performance of Connections. *Amirkabir Journal of Civil Engineering*, 53(8), 19-19. (In Persian).
- [27] Sadeghi, A., Kazemi, H. & Samadi, M. (2021). Single and multi-objective optimization of steel moment-resisting frame buildings under vehicle impact using evolutionary algorithms. *J Build Rehabil* 6(21).
- [28] Sadeghi, A., Kazemi, H., Samadi, M. (2021). Probabilistic seismic analysis of steel moment-resisting frame structure including a damaged column. *Structures* 33:187-200.
- [29] Sadeghi, A., Kazemi, H. and Samadi, M. (2021). Reliability and Reliability-based Sensitivity Analyses of Steel Moment-Resisting Frame Structure subjected to Extreme Actions. *Frattura ed Integrità Strutturale* 15(57), 138-159.
- [30] Ghasemi, A. (2021). Evaluation of the performance of special steel moment frames under fire conditions. *Journal of Structural and Construction Engineering*.
- [31] ABAQUSIns. ABAQUS Theory User Manual, V 6.7. (2007).
- [32] Rahnavaard, R., Thomas, R.J. (2018). Numerical evaluation of the effects of fire on steel connections; Part 1: Simulation techniques. *Case Studies in Thermal Engineering*, 12, 445-453.