

Investigation of Buckling Behaviour of Cold- Formed Steel Columns with Built-up Sections Subjected to Fire

Shirin Esmaeili Niari^{1*}, Elham Ghandi², Parisa Samiee³

1- Assistant Professor, University of Mohaghegh Ardabili, Faculty of Engineering, Ardabil, Iran

2- Assistant Professor, University of Mohaghegh Ardabili, Faculty of Engineering, Ardabil, Iran

3- Ms.C student, University of Mohaghegh Ardabili, Faculty of Engineering, Ardabil, Iran

ABSTRACT

In recent years, the use of Cold-formed steel (CFS) as load bearing structural members in residential and commercial buildings has become widespread. There are a few researches about fire performance of CFS columns. In particular, CFS columns with a built-up section, which are more common in construction, have been less studied. Also, the existing standards for the design of cold-formed steel structures do not provide sufficient design criteria for designing against fire. In this research project, a numerical study will be conducted to investigate the buckling behavior of CFS columns with built-up cross sections, in fire conditions. Numerical analysis method using ABAQUS finite element software has been used to evaluate the models. After numerical modeling and validation using the results of previous experiments, parametric studies have been performed to investigate the effect of various parameters such as cross-sectional thickness, type of steel, etc. on the buckling behavior of CFS columns at elevated temperatures. The load bearing capacity of CFS columns is extracted from load-displacement curve obtained from numerical analysis. Also, using the direct strength method (DSM), the axial resistance of the CFS columns is computed and compared with the results of numerical analysis. Failure modes of CFS columns have also been obtained and discussed. The results showed that the DSM method estimates the ultimate load capacity of the columns very close to the values obtained from the numerical analysis method. Also, the use of high-strength steel has increased the load-bearing capacity of the columns at different temperatures, although the amount of increase is not very significant.

ARTICLE INFO

Receive Date: 06 June 2020

Revise Date: 26 July 2020

Accept Date: 02 September 2020

Keywords:

Cold-Formed steel (CFS)
Columns
Built-up section
Elevated temperature
Numerical analysis
DSM method

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2020.232335.2146>

*Corresponding author: Shirin Esmaeili Niari
Email address: sh_esmaeili@uma.ac.ir

بررسی رفتار کمانشی ستون‌های فولادی سرد نورد شده با مقطع مرکب تحت اثر آتش

شیرین اسماعیلی نیاری^{۱*}، الهام قندی^۲، پریسا سمیعی^۳

۱- استادیار، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه محقق اردبیلی، اردبیل، ایران

۲- استادیار، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه محقق اردبیلی، اردبیل، ایران

۳- دانشجوی کارشناسی ارشد سازه، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه محقق اردبیلی، اردبیل، ایران

چکیده

در سال‌های اخیر، استفاده از اعضای فولادی سرد نورد شده (*Cold-formed steel (CFS)*) به عنوان اعضای سازه‌ای باربر در ساختمان‌های مسکونی و تجاری رواج گسترده‌ای پیدا کرده است. تحقیقات اندکی در مورد رفتار در برابر آتش ستون‌های *CFS* وجود دارد. مخصوصاً ستون‌های *CFS* با مقطع مرکب (*Built-up section*) که بیشتر در ساختمان‌سازی متداول هستند، کمتر مورد بررسی قرار گرفته است. همچنین، استانداردهای طراحی سازه‌های فولادی سرد نورد شده موجود، ضوابط طراحی کافی برای طراحی در برابر آتش ستون‌های *CFS* ارائه نداده‌اند. بنابراین در این مقاله، به بررسی رفتار کمانشی ستون‌های *CFS* با مقطع مرکب تحت بار محوری در دماهای بالا با استفاده از روش عددی پرداخته شده است. همچنین امکان استفاده از روش مقاومت مستقیم (*DSM*) در ارزیابی ظرفیت باربری ستون‌های مرکب در دماهای بالا مورد بررسی قرار گرفته است. از روش تحلیل عددی با استفاده از نرم‌افزار عناصر محدود *ABAQUS* برای ارزیابی رفتار مدل‌ها استفاده شده است. پس از مدل‌سازی عددی و صحت‌سنجی آن با استفاده از نتایج آزمایشات انجام یافته، به انجام مطالعات پارامتریک برای بررسی چگونگی تاثیر پارامترهای مختلفی از قبیل ضخامت مقطع و نوع فولاد در رفتار کمانشی ستون‌های *CFS* در دماهای بالا پرداخته شده است. ظرفیت باربری نهایی ستون‌های *CFS* با استفاده از نمودارهای بار-تغییر مکان محوری حاصل از تحلیل‌های عددی استخراج شده و مودهای خرابی نمونه‌ها نیز بدست آمده و مورد بررسی قرار گرفته است. با استفاده از روش مقاومت مستقیم نیز ظرفیت باربری ستون‌های *CFS* با مقطع مرکب بدست آمده و با مقادیر بدست آمده از تحلیل‌های عددی مقایسه شده است. نتایج نشان داد که روش *DSM* ظرفیت باربری نهایی ستون‌ها را خیلی نزدیک به مقادیر بدست آمده از روش تحلیل عددی و البته کمی بیشتر بدست می‌دهد. استفاده از فولاد پرمقاومت به جای فولاد کم مقاومت، باعث افزایش ظرفیت باربری نمونه‌ها در دماهای مختلف شده است، اگرچه مقدار افزایش خیلی هم قابل ملاحظه نیست.

کلمات کلیدی: ستون‌های فولادی سرد نورد شده، مقاطع مرکب (*Built-up*)، رفتار در برابر آتش، مطالعه عددی، روش مقاومت مستقیم.

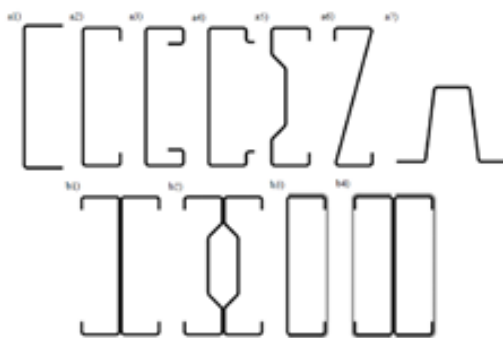
شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2020.232335.2146	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	10.22065/jsce.2020.232335.2146	۱۴۰۰/۰۷/۳۰	۱۳۹۹/۰۶/۱۲	۱۳۹۹/۰۶/۱۲	۱۳۹۹/۰۵/۰۵	۱۳۹۹/۰۳/۱۷
			شیرین اسماعیلی نیاری Sh_esmaeili@uma.ac.ir		*نویسنده مسئول: پست الکترونیکی:	

۱- مقدمه

سیستم ساختمانی قاب‌های سبک فولادی^۱ (LSF)، یکی از سیستم‌های نوین ساختمانی است که در سال‌های اخیر به شکل گسترده‌ای در تولید صنعتی انواع ساختمان‌های اداری، تجاری و مسکونی بکار می‌رود و به عنوان جایگزین مناسبی برای روش‌های سنتی ساخت، جایگاه ویژه‌ای در صنعت ساخت و ساز کشورهای پیشرفته پیدا کرده است. اعضای فولادی سرد نورد شده به عنوان اعضای باربر سازه‌ای و یا اعضای غیر باربر مورد استفاده قرار می‌گیرند. در ایران نیز اعضای فولادی سرد نورد شده در سال‌های اخیر برای اجرای ساختمان‌های با طبقات محدود مورد استفاده قرار گرفته و از سیستم‌های مورد تایید مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن و مهندسان عمران می‌باشد. مزایای این سیستم ساختمانی از نظر سرعت و سهولت مونتاژ، کیفیت بالای ساخت، کاهش وزن سازه، در دسترس بودن، راحتی ایجاد اتصالات و عملکرد لرزه‌ای مناسب باعث شده است تا این سیستم به عنوان گزینه مناسبی برای ساختمان‌سازی بویژه در بخش صنعتی سازی ساختمان مطرح شود. این سیستم، همچنین توانایی ترکیب با سیستم‌های سازه‌ای دیگر را دارا می‌باشد.

به دلیل گسترش استفاده از سازه LSF در سال‌های اخیر در ایران، طراحی مناسب اعضای سازه‌ای و غیر سازه‌ای این ساختمانها را باید بیشتر مورد توجه قرار داد. ستون‌های CFS از مهمترین اعضای تشکیل‌دهنده این سیستم ساختمانی می‌باشند. این اعضا به دلیل جدار نازک بودن تحت اثر کمانش‌های موضعی، اعوجاجی، خمشی، خمشی-پیچشی یا ترکیبی از آنها قرار دارند. در حالت کلی در ستون‌های کوتاه کمانش موضعی و یا اعوجاجی باعث گسیختگی می‌شود، اما در ستون‌های لاغر گسیختگی در اثر کمانش خمشی، خمشی-پیچشی و یا ترکیبی از آنها اتفاق می‌افتد. با توجه به اهمیت ایمنی سازه‌ها در برابر آتش، طراحی سازه‌های ساختمانی ایمن در برابر آتش در سالهای اخیر بسیار مورد توجه قرار گرفته است. کمبود مقررات طراحی در ارتباط با طراحی اعضای فولادی سرد نورد شده باعث شده که طراحی این اعضا به شرایط دمای محیطی محدود شود، در صورتی که باید علاوه بر طراحی اولیه این اعضا در دماهای معمولی، برای ایمنی هر چه بیشتر این اعضا در برابر آتش، ملاحظات خاصی را برای طراحی در برابر آتش در نظر گرفت. بنابراین مطالعه و بررسی رفتار سازه‌های LSF در برابر آتش و ارائه پیشنهادهای برای طراحی در برابر آتش اعضای CFS لازم و ضروری بنظر می‌رسد.

اعضای فولادی سرد نورد شده با شکل مقطع‌های مختلفی از جمله مقاطع C شکل، U شکل، Σ شکل، مقطع نبشی و ... در ساخت سازه‌های LSF مورد استفاده قرار می‌گیرند. مقاطع تکی سردنورد شده با یکدیگر ترکیب می‌شوند و مقاطع فولادی مرکب باز و بسته را ایجاد می‌کنند. امروزه اعضای فولادی مرکب باز و بسته به طور وسیعی در ساخت ساختمان‌های فولادی سبک مورد استفاده قرار می‌گیرند، زیرا این مقاطع نسبت به مقاطع تکی در دهانه‌های بزرگتر قابل استفاده هستند و اینکه بار کمانشی بالایی را تحمل می‌کنند. شکل ۱ نمونه‌هایی از مقاطع CFS که در صنعت ساختمان سازی مورد استفاده قرار می‌گیرند را نشان می‌دهد. عمق این اعضا اغلب در محدوده ۳۰۰ - ۵۰۰ میلیمتر و ضخامت آنها در محدوده ۳ - ۰/۷۵ میلیمتر می‌باشد. این اعضا برای ایجاد دیوارهای باربر و سیستم سقف با ترکیبات مختلف به هم مونتاژ می‌شوند. تنش تسلیم اسمی فولاد سرد نورد شده از ۲۵۰ تا ۵۵۰ مگاپاسکال تغییر می‌کند در حالی که مدول الاستیسیته فولاد تقریباً 2×10^5 مگاپاسکال می‌باشد [۱].



شکل ۱: مقاطع CFS مورد استفاده در صنعت ساخت [۱]

تاکنون، رفتار ستون‌های CFS در دماهای بالا، در برخی شرایط بررسی شده است که در ادامه به برخی از مهمترین تحقیقات انجام شده در این زمینه پرداخته می‌شود. کمناش خمشی-پیچشی ستون‌های CFS در دماهای محیط و در دماهای بالا توسط Heva و همکاران به صورت آزمایشگاهی مورد بررسی قرار گرفته است [۲]. آزمایشات شامل نمونه‌های ستون با طول‌های مختلف، ضخامت‌های مختلف فولاد، مقاومت تسلیم فولاد و مقاطع مورد استفاده به صورت ناودانی لبه‌دار و بدون لبه می‌باشد. شرایط تکیه‌گاهی ستون‌ها به صورت کاملاً گیردار می‌باشند. با استفاده از روش steady-state، ظرفیت باربری نهایی ستون‌ها در دماهای مختلف برآورد شده و با نتایج آیین‌نامه‌های مختلف مقایسه شده است. با استفاده از نتایج تحقیق حاضر، به این نتیجه رسیدند که ضوابط طراحی موجود در دماهای محیط و دماهای بالا محافظه‌کارانه بوده، این مورد مخصوصاً در دماهای بالا بیش از حد محافظه‌کارانه می‌باشد. بنابراین برای غلبه بر این مشکل، پیشنهاداتی را برای طراحی ستون‌های CFS در دماهای بالا ارائه دادند. Gunalan و همکاران، اثر شرایط مرزی را بر کمناش خمشی-پیچشی ستون‌های CFS در دماهای بالا بررسی کردند [۳]. محققین به این نتیجه رسیدند که در دماهای بالا، ستون با تکیه‌گاه‌های گیردار به دلیل دارا بودن صلبیت تابیدگی، عملکرد بهتری نسبت به ستون با تکیه‌گاه‌های مفصلی دارد. هیچکدام از آیین‌نامه‌های طراحی، اثر تابیدگی را در بررسی رفتار کمناشی ستون‌ها در دماهای بالا در نظر نگرفته‌اند. علاوه بر این نتیجه گرفته شد که آیین‌نامه Eurocode برای ستون با تکیه‌گاه‌های گیردار محافظه‌کارانه می‌باشد. بنابراین توصیه می‌شود که از منحنی‌های کمناش مناسب برای ستون با تکیه‌گاه‌های گیردار استفاده شود. در ادامه کار تحقیقاتی فوق، Gunalan و همکاران، مطالعات پارامتری را برای بررسی تاثیر عوامل مختلف مثل طول ستون، شرایط تکیه‌گاهی، ضخامت فولاد، مقاومت تسلیم فولاد و دما بر رفتار ستون‌های CFS انجام دادند [۴]. لازم به ذکر است که در این کار تحقیقی، فقط یک نوع مقطع باز برای ستون CFS در نظر گرفته شده است و بنابراین تحقیق باید با استفاده از شکل مقطع‌های متنوع و مقاطع بسته نیز انجام شود، زیرا مقاطع بسته ممکن است رفتار خمشی-پیچشی متفاوتی در دماهای بالا داشته باشند. Gunalan و همکاران همچنین رفتار کمناش موضعی ستون‌های CFS در دماهای بالا را نیز مورد بررسی قرار دادند [۵]. مطالعات بر روی مقاطع ناودانی لبه‌دار و بدون لبه در دماهای معمولی و دماهای بالا تا ۷۰۰ درجه سانتیگراد انجام شده است. سپس مدل عناصر محدود مناسب نیز ایجاد شده و نتایج آن با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شده است. نتایج ظرفیت باربری نمونه‌ها در حالت کمناش موضعی با ضوابط موجود در آیین‌نامه‌های طراحی مقایسه شده و بر اساس آن پیشنهاداتی برای طراحی ستون‌های CFS در دماهای بالا در حالت کمناش موضعی ارائه شده است. Feng و همکاران، مطالعه آزمایشگاهی برای بررسی کمناش موضعی و اعوجاجی ستون‌های CFS کوتاه با در نظر گرفتن ناکاملی‌های اولیه در دماهای محیط و دماهای بالا انجام دادند [۶]. بسته به ناکاملی اولیه، مودهای گسیختگی ستون‌های مشابه، در دماهای محیط و دماهای بالا می‌تواند متفاوت باشد. ولی بدون توجه به مودهای خرابی، بارهای کمناش نهایی برای ستون‌های مشابه، تقریباً یکسان است. Mahendran و Ranawaka، برای مطالعه کمناش اعوجاجی ستون‌های CFS در دماهای معمولی و دماهای بالا، آزمایشات فشاری محوری را بر روی نمونه‌های ستون CFS کوتاه انجام دادند [۷]. از پارامترهای مهم مورد بررسی در این مطالعه می‌توان به مقاومت تسلیم فولاد، ضخامت فولاد و دو شکل مقطع مختلف از ناودانی لبه‌دار اشاره کرد. محققین دریافتند که اعضای فشاری مشابه، بسته به ناکاملی اولیه

مودهای گسیختگی متفاوتی می‌توانند داشته باشند. همچنین مشاهده شد که ظرفیت پس کمانشی ستون در دماهای بالا ناچیز است. Almeida و همکاران، مطالعه آزمایشگاهی را برای بررسی تاثیر قیدهای حرارتی بر روی رفتار سازه‌های اعضای فشاری CFS در دماهای بالا انجام دادند [۸]. دو نوع تکیه‌گاه انتهایی به صورت مفصلی و نیمه صلب برای ستون‌ها در نظر گرفته شده است. Yang و همکاران، به بررسی رفتار ستون‌های فولادی سردنورد شده مرکب قوطی شکل تحت آتش پرداختند. بدین منظور ستون‌های فولادی سردنورد شده قوطی شکل، تحت بار محوری در دماهای بالا مورد آزمایش قرار گرفتند. به منظور مقایسه، رفتار این ستون‌ها در دمای محیط هم مورد بررسی قرار گرفت. اثرات نرخ حرارت، نسبت بار و الگوی توزیع حرارت بر روی پاسخ ستون‌ها در برابر آتش به صورت آزمایشگاهی مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج آزمایشات نشان می‌دهد که افزایش نسبت بار منجر به کاهش قابل ملاحظه دمای بحرانی عضو شده و در نتیجه باعث کاهش مقاومت در برابر آتش ستون‌ها می‌شود [۹]. همچنین Yang و همکاران، در ادامه کار آزمایشگاهی به مدلسازی عددی نمونه‌های ستون پرداختند و پس از صحت سنجی مدل عددی مطالعات پارامتریک برای بررسی چگونگی تاثیر پارامترهای مختلف از جمله نسبت بار، قید محوری و دورانی بر روی مقاومت در برابر آتش ستون‌ها انجام شد [۱۰].

با مرور تحقیقات انجام یافته قبلی می‌توان این نکته را دریافت که در مطالعات گذشته، بیشتر از روش آزمایشگاهی استفاده شده و مقاطع به صورت پروفیل‌های تکی مثل ناودانی لبه‌دار و بدون لبه بیشتر مورد توجه بوده است، در حالی که در بیشتر کارهای عملی از مقاطع مرکب سرد نورد شده در ساخت ستون‌ها استفاده می‌شود. همچنین، تاکنون روش مقاومت مستقیم (DSM)^۲ و روش عددی برای ارزیابی ظرفیت باربری نهایی ستون‌های مرکب در دماهای بالا استفاده نشده است. بنابراین با در نظر گرفتن خلاهای مطالعاتی موجود و در راستای فهم بیشتر رفتار کمانشی ستون‌های CFS با مقطع مرکب در برابر آتش، در این مقاله نمونه‌های ستون CFS با مقطع مرکب I شکل در نظر گرفته شده و به بررسی رفتار آنها در دماهای بالا با استفاده از روش عددی عناصر محدود پرداخته شده است. همچنین امکان استفاده از روش مقاومت مستقیم (DSM) در ارزیابی ظرفیت باربری نهایی ستون‌های مرکب در دماهای بالا مورد بررسی قرار گرفته است. بنابراین می‌توان اهداف این مقاله را به صورت زیر بیان کرد:

- مدل‌سازی عددی ستون‌های CFS با مقطع مرکب؛
- بررسی رفتار کمانشی ستون‌های CFS در دماهای بالا با استفاده از تحلیل‌های عددی؛
- ارزیابی ظرفیت باربری محوری نهایی ستون‌های CFS با مقطع مرکب؛

۲- ویژگی مکانیکی فولاد سردنورد شده در دماهای بالا

ویژگی‌های مکانیکی از جمله تنش تسلیم، مدول الاستیسیته و ضریب انبساط حرارتی که رفتار سازه‌های فولادی سردنورد شده در برابر آتش را تحت تاثیر قرار می‌دهند نقش مهمی در مقاومت سازه‌ها در برابر آتش ایفا می‌کنند. این ویژگی‌ها به پارامترهایی از جمله نرخ گرمایش، نرخ کرنش و گرادیان دما در روش‌های آزمایش وابسته و حساس هستند [۱۱]. زوال خواص مکانیکی از جمله مدول الاستیسیته و تنش تسلیم فولاد یک موضوع کلیدی در ارزیابی رفتار اعضای سازه‌ای CFS در برابر آتش می‌باشد. زوال خواص مکانیکی با افزایش دما منجر به کاهش وسیع بار کمانشی اعضای CFS خواهد شد [۱۲].

ضوابط و استانداردهای طراحی اعضای فولادی سردنورد شده، از جمله استاندارد BS5950 بخش ۸ [۱۳]، Eurocode3-Part1-2 [۱۴] و نشریه SCI(1993) [۱۵] ضرایب کاهش مقاومت و مدول الاستیسیته را برای اعضای فولادی سرد نورد شده ارائه داده‌اند. همچنین محققین زیادی از جمله Kankanamge و Mahendran [۱۶] و Ranawaka و Mahendran [۱۷] در مورد مشخصات مکانیکی فولاد سردنورد شده در دماهای بالا مطالعاتی را انجام داده‌اند و روابطی را برای محاسبه رابطه تنش-کرنش در دماهای بالا ارائه داده‌اند.

² Direct strength method

۳- محاسبه بارهای نهایی ستون‌های CFS با روش مقاومت مستقیم (DSM)

در حال حاضر، دو روش اصلی طراحی برای اعضای فولادی سرد نورد شده وجود دارد که با نامهای روش عرض مؤثر (EWM) و روش مقاومت مستقیم (DSM) مشخص شده‌اند. در مواردی که مقاومت نهایی ستون‌ها متأثر از اندرکنش کمانشی است استفاده از روش DSM نسبت به EWM مطلوب‌تر است. برای کاربرد روش DSM نیاز به محاسبه مقادیر بار کمانشی بحرانی (بارهای کمانشی موضعی الاستیک، اعوجاجی و کلی) می‌باشد که می‌توان با استفاده از تحلیل الاستیک در نرم افزار نوار محدود CUFSM این بارها را تعیین نمود. مقاومت نهایی اسمی با استفاده از روش DSM از رابطه (۱) قابل حصول است [۱۸]. در این روابط، اندیس e بیانگر کمانش کلی، اندیس d بیانگر کمانش اعوجاجی و اندیس (e+1) بیانگر کمانش همزمان کلی و موضعی می‌باشد.

$$P_D = \min(P_{ne}, P_{nle}, P_{nd}) \quad (1)$$

$$P_{ne} = \begin{cases} (0.658\lambda_c^2)P_y & \lambda_c \leq 1.5 \\ \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2}\right)P_y & \lambda_c > 1.5 \end{cases} \quad (2)$$

$$P_{nle} = \begin{cases} P_{ne} & \lambda_l \leq 0.766 \\ \left(1 - 0.15\left(\frac{P_{crl}}{P_{ne}}\right)^{0.4}\right)\left(\frac{P_{crl}}{P_{ne}}\right)^{0.4} P_{ne} & \lambda_l > 0.766 \end{cases} \quad (3)$$

$$P_{nd} = \begin{cases} P_y & \lambda_d \leq 0.561 \\ \left(1 - 0.25\left(\frac{P_{crl}}{P_y}\right)^{0.6}\right)\left(\frac{P_{crl}}{P_y}\right)^{0.6} P_y & \lambda_d > 0.561 \end{cases} \quad (4)$$

پارامترهای مورد استفاده در روابط فوق به صورت زیر معرفی می‌شوند:

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{P_y}{P_{cre}}}, \quad \lambda_l = \sqrt{\frac{P_{ne}}{P_{crl}}}, \quad \lambda_d = \sqrt{\frac{P_y}{P_{crl}}}$$

$$P_y = A_g \cdot f_y, \quad P_{crl} = A_g \cdot f_{crl}, \quad P_{crl} = A_g \cdot f_{crl}$$

در روابط فوق، A_g مساحت سطح مقطع کلی، P_{cre} بار بحرانی کمانش کلی الاستیک، P_{crl} بار بحرانی کمانش موضعی الاستیک و P_{crl} بار بحرانی کمانش اعوجاجی الاستیک می‌باشند. P_{ne} ، P_{nle} و P_{nd} به ترتیب عبارتند از: مقاومت اسمی کمانش کلی، مقاومت اسمی کمانش با در نظر گرفتن اندرکنش کمانش موضعی و کلی و مقاومت اسمی کمانش اعوجاجی.

۴- مدل‌سازی عناصر محدود

در این مطالعه برای بررسی رفتار ستون‌های CFS با مقطع مرکب در دماهای بالا، از روش عددی عناصر محدود استفاده شده است. مدل‌سازی عناصر محدود با استفاده از نرم‌افزار ABAQUS [۱۹] انجام شده است. از المان پوسته‌ای ۴ گرهی (S4R) برای مدل‌سازی ستون CFS استفاده شده است. این المان دارای ۳ درجه آزادی انتقالی و ۳ درجه آزادی دورانی در هر گره می‌باشد. همچنین کرنش‌های غشایی محدود و دوران‌های بزرگ را در نظر می‌گیرد، بنابراین برای مدل‌سازی مسائل غیرخطی هندسی و تحلیل کرنش‌های بزرگ مناسب می‌باشد [۱۹]. با توجه به اینکه رفتار ستون CFS با پوشش فولادی، بیشتر تحت تاثیر رفتار اتصالات می‌باشد، اتصالات پیچی، با استفاده از بست‌های نقطه‌ای مدل شده است. استفاده از بست‌های نقطه‌ای روش متداولی برای تعریف اتصال نقطه به نقطه بین دو یا چند سطح می‌باشد. این اتصالات می‌تواند از نوع اتصال جوش نقطه‌ای، پیچ، پرچ، بلت یا سایر مکانیزم‌های اتصال باشد. در این روش موقعیت بست‌ها

مستقل از موقعیت گره‌های دو سطح اتصال می باشد. هر لایه اتصال با استفاده از المان رابط ۴، دو نقطه اتصال را بهم متصل می کند. منحنی رفتاری بدست آمده از آزمایش برش استاندارد (منحنی بار-لغزش) برای نمونه‌های اتصال پیچی به عنوان منحنی رفتاری المان رابط، مورد استفاده قرار می گیرد.

در مدل عناصر محدود از اندرکنش تماسی برای مدل سازی تماس بین سطوح استفاده شده است. از تماس سطح به سطح (Surface to Surface Contact) با لغزش محدود برای مدل سازی تماس بین سطوح استفاده شده است. به دلیل اینکه در جهت قائم، سطوح تماسی نفوذی در همدیگر ندارند از گزینه "تماس سخت" در جهت عمود بر سطح تماس استفاده شده است. در جهت مماسی امکان لغزش سطوح بر روی هم وجود دارد. برای اعمال ناکاملی در مدل، ترکیبی از شکل مودهای کمانشی که از تحلیل کمانش الاستیک ستون‌های CFS بدست آمده است، به ستون CFS اعمال شده است.

۴-۱- صحت سنجی مدل عناصر محدود

-ستون CFS با مقطع C شکل

برای صحت سنجی مدل سازی عددی ستون CFS، ابتدا به بررسی رفتار نمونه‌های ستون با مقطع تک پروفیل ناودانی تحت بار محوری و در دماهای بالا پرداخته شده است. نمونه ستون با مقطع U شکل از کار آزمایشگاهی گونالان و همکاران [۵] انتخاب شده است. مقطع نمونه انتخابی در شکل (۲) و مشخصات هندسی مقطع در جدول (۱) آورده شده است. از آنجا که نمونه‌ها در دمای ۳۰۰ و ۷۰۰ درجه سانتیگراد تحت بارگذاری محوری قرار گرفته‌اند، از خواص کاهش یافته مصالح مطابق کار Ranawaka [۱۷] استفاده شده است. مشخصات مصالح در جدول (۲) آمده است. پس از تحلیل نمونه، منحنی بار-تغییرمکان بدست آمده و در شکل (۳) آورده شده است همچنین بار نهایی تحمل شده توسط نمونه‌ها استخراج شده و در جدول (۳) آورده شده است. مود خرابی حاصل از نتایج تحلیل عددی در شکل (۴) نشان داده است.



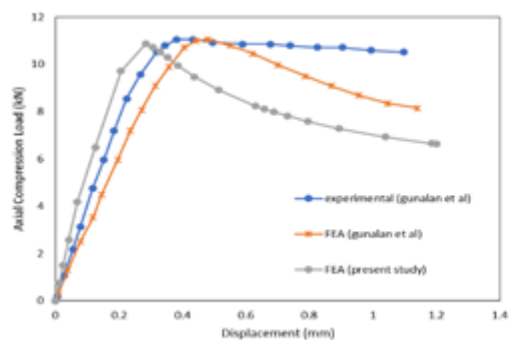
شکل ۲: مقطع U شکل انتخابی [۵]

جدول ۱: مشخصات مقطع [۵]

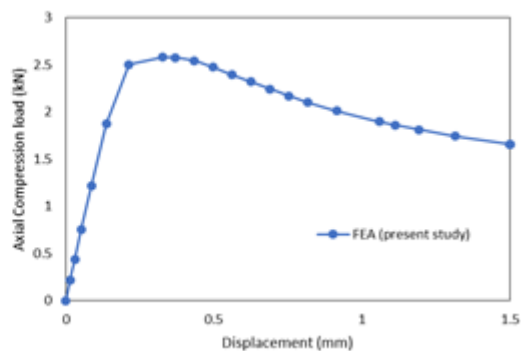
Specimen	Web (mm)	Flange (mm)	Length (mm)
G250-0.95-300-B	25	25	150
G550-0.95-700-B	25	25	150

جدول ۲: مشخصات مصالح [۵]

Specimen	Temperature (°C)	E (Mpa)	Fy (Mpa)
G250-0.95-300-B	300	143020	210
G550-0.95-700-B	700	35896	43.1



(ب)

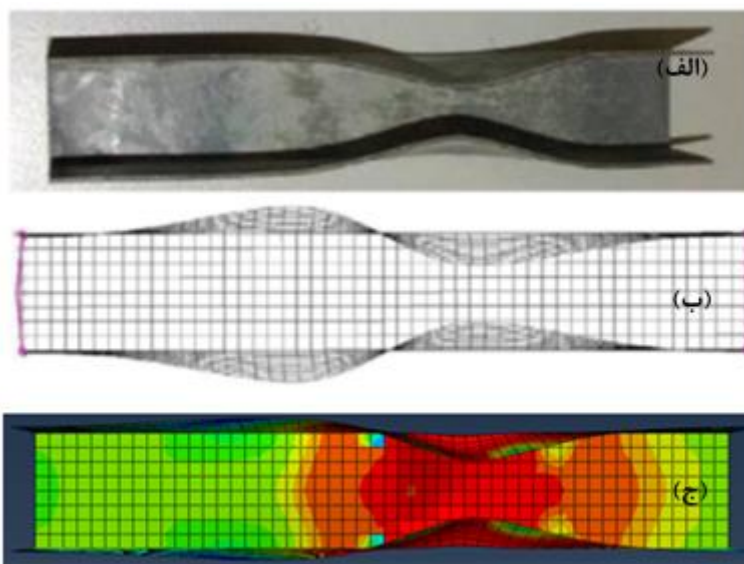


(الف)

شکل ۳: منحنی بار-تغییر مکان؛ (الف) نمونه G250-0.95-300-B (ب) G550-0.95-700-B

جدول ۳: بار نهایی تحمل شده توسط نمونه‌ها

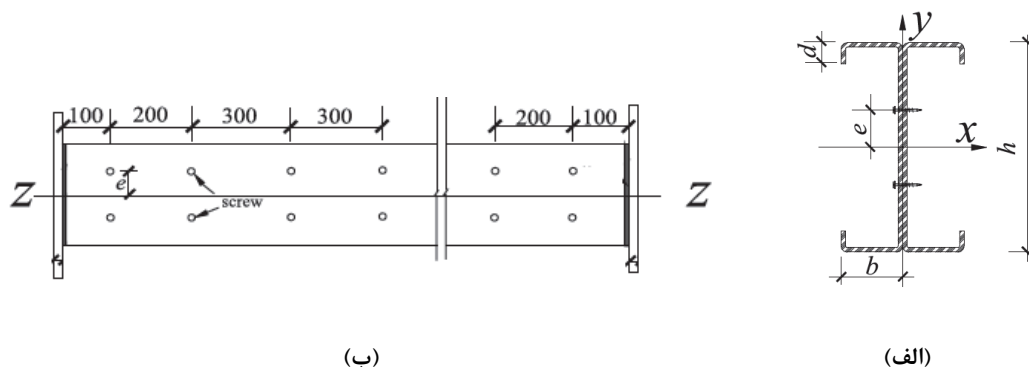
Ultimate load (kN)			
Specimen	Test [Δ]	FEA [Δ]	FEA (present study)
G250-0.95-300-B	10.7	11	10.91
G550-0.95-700-B	2.02	2.44	2.5



شکل ۴: مود خرابی نمونه G550-0.95-700-B. (الف) آزمایشگاهی، (ب) عددی [Δ]، (ج) عددی (مطالعه حاضر).

-ستون CFS با مقطع مرکب I شکل

برای اطمینان از مدل سازی عددی ستون های CFS با مقطع مرکب، دو نمونه ستون با مقطع مرکب I شکل، که از اتصال پشت به پشت دو پروفیل ناودانی لبه دار بهم تشکیل شده است، از کار آزمایشگاهی لو و همکاران [۱۸] انتخاب شده است. مقطع ستون در شکل (۵) و مشخصات هندسی مقاطع در جدول (۴) آورده شده است. مشخصات مصالح ستون در جدول (۵) آورده شده است.



شکل ۵: (الف) مقطع ستون CFS با مقطع مرکب I شکل، (ب) آرایش پیچ های اتصال دهنده دو مقطع [۱۸]

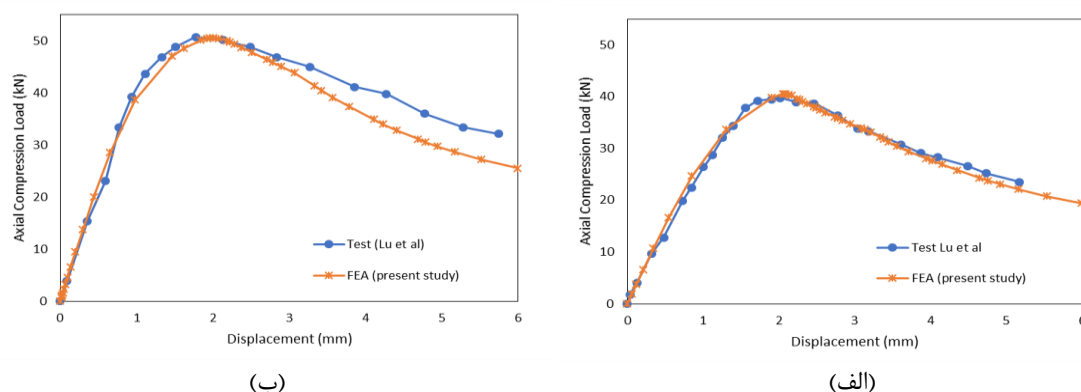
جدول ۴: مشخصات مقطع [۱۸]

Specimen	Web (h) (mm)	Flange (b) (mm)	Lip (d) (mm)	Length (h) (mm)	Thickness (t) (mm)	e (mm)
LC3-90	90	42	15	3000	1.2	16
LC3-140	140	42	15	3000	1.5	26.5

جدول ۵: مشخصات مصالح [۱۸]

Specimen	F_y (Mpa)	F_u (Mpa)	E (Mpa)
LC3-90	321.5	374.1	2.16E5
LC3-140	305.4	369.7	2.05E5

ستون مورد نظر تحت بار محوری قرار گرفته و پس از تحلیل غیر خطی استاتیکی، نمودارهای بار محوری-تغییر مکان محوری بدست آمده و در شکل (۶) برای دو نمونه ستون آورده شده است. همچنین مقاومت نهایی ستون های مذکور با استفاده از روش مقاومت مستقیم نیز بدست آمده و در جدول (۶) با مقادیر مقاومت های بدست آمده از آزمایش و تحلیل عددی با هم مقایسه شده است.



شکل ۶: منحنی بار-تغییر مکان؛ (الف) نمونه LC3-90، (ب) LC3-140

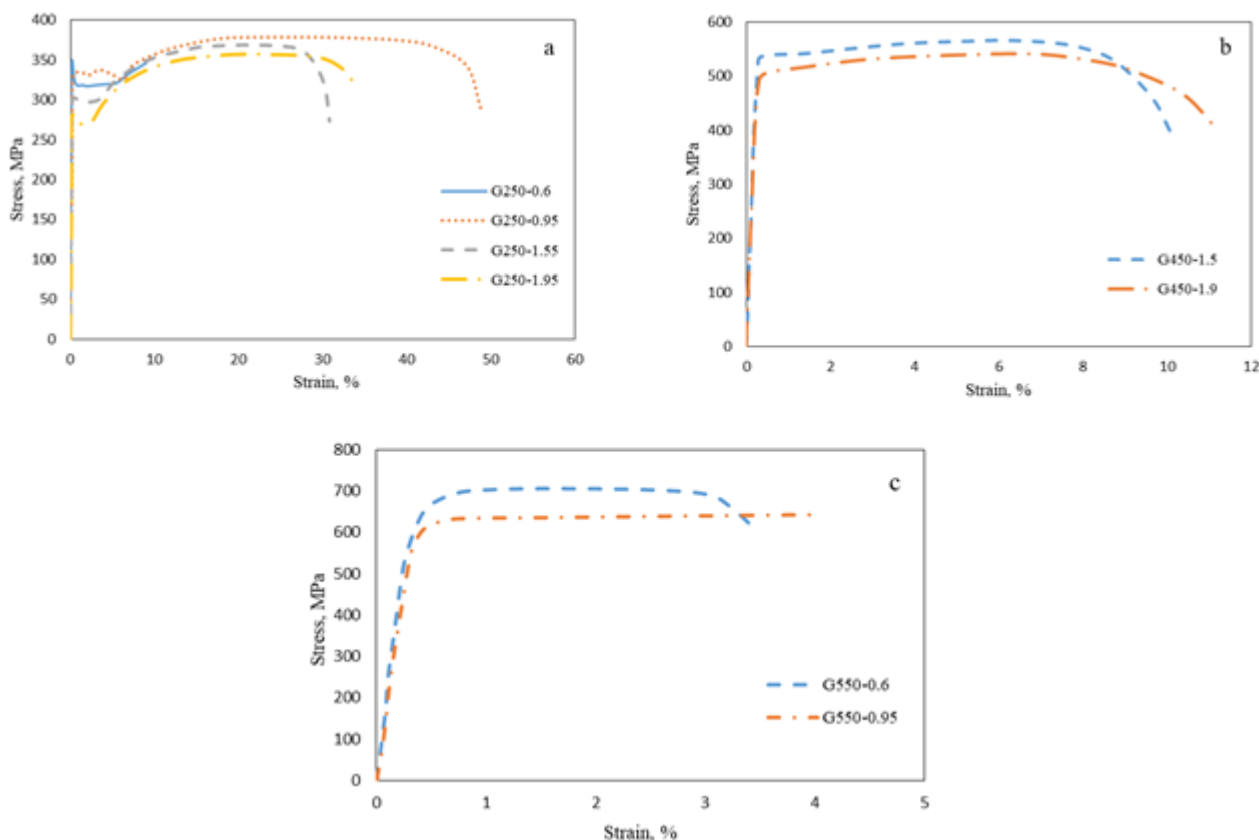
جدول ۶: مقادیر بار نهایی نمونه‌ها محاسبه شده با استفاده از سه روش بر حسب (kN)

Specimen	Test [۱۸]	FEA (present study)	DSM (present study)	DSM/Test	DSM/FEA
LC3-90	39.77	40.54	46.33	1.16	1.14
LC3-140	50.76	50.52	55.50	1.09	1.10

مقایسه کیفی و کمی نتایج حاصل از تحلیل‌های عددی و آزمایشگاهی، از جمله منحنی بار-تغییر مکان و مقادیر مقاومت‌های برشی نهایی، سختی الاستیک و مودهای خرابی حاصله برای ستون‌های CFS با مقطع تک پروفیل و با مقطع مرکب، نشان‌دهنده تطابق قابل قبول نتایج آزمایشگاهی و عددی می‌باشد. بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که مدل عددی توسعه یافته، قابل اطمینان بوده و می‌توان به جای انجام آزمایشات تمام مقیاس، از تحلیل مدل‌های عددی تایید صحت شده استفاده کرد.

۵- مطالعات پارامتری ستون‌های CFS با مقطع مرکب

مقطع مرکب مورد استفاده در تحلیل‌ها، مقطع I شکل می‌باشد که از اتصال پشت به پشت دو مقطع ناودانی لبه‌دار ساخته شده است. مشخصات هندسی مقاطع مورد استفاده و آرایش پیچ‌های اتصال دهنده دو مقطع مشابه مشخصات مدل‌های صحت‌سنجی بوده که در شکل (۵) و جدول (۴) آورده شده است. شرایط انتهایی ستون به صورت دو سر مفصل می‌باشد. ستون‌ها یک بار در دمای محیط (دمای 20°C) تحت بارگذاری محوری قرار گرفته و مورد بررسی قرار می‌گیرند. سپس در دماهای بالا، یعنی دمای 100°C ، 200°C ، 300°C ، 400°C ، 500°C ، 600°C و 700°C و 800°C تحت بارگذاری محوری قرار گرفته و رفتار آنها از جمله ظرفیت باربری نهایی و مودهای خرابی در دماهای بالا مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. پارامترهای دیگری که در این مطالعه مورد بررسی قرار گرفته است، ضخامت و نوع فولاد مورد استفاده در ساخت مقاطع CFS می‌باشد. بدین منظور یک نوع فولاد کم مقاومت G250 با ضخامت‌های ۰٫۹۵، ۱٫۵۵ و ۱٫۹۵ میلی‌متر و دو نوع فولاد پرمقاومت G450 و G550 با ضخامت‌های ۰٫۹۵، ۱٫۵ و ۱٫۹ میلی‌متر انتخاب شده است. منحنی تنش-کرنش مورد استفاده در تحلیل عددی برای فولادهای مختلف با ضخامت‌های متفاوت در دمای 20°C درجه سلسیوس (دمای محیط) در شکل (۷) نشان داده شده است. این منحنی‌ها که از آزمایشات کشش استاندارد بدست آمده‌اند، تنش-کرنش مهندسی می‌باشند. ضرایب کاهش مدول الاستیسیته و مقاومت تسلیم فولاد سردنورد G250-1.55، G250-1.95، G450-1.5 و G450-1.9 در دماهای بالا از کار دولام کانکریج و مهندران [۱۶] و G250-0.6، G250-0.95 و G550-0.6 از کار راناواکا و مهندران [۱۷] بدست آمده‌اند.



شکل ۷: منحنی تنش-کرنش فولاد با گرید و ضخامت مختلف در دمای اتاق (a) فولاد G250 (b) فولاد G450 (c) فولاد G550

هدف از انتخاب این پارامترها بررسی چگونگی تاثیر فولاد کم مقاومت و پرمقاومت و همچنین ضخامت مقاطع در ظرفیت باربری ستون‌های CFS با مقطع مرکب در دماهای بالا می‌باشد. دو مقدار متفاوت ۹۰ و ۱۴۰ میلی‌متر برای ارتفاع جان مقاطع مرکب در نظر گرفته شده است. مقطع با ارتفاع جان ۹۰ میلی‌متر با حرف A و مقطع با ارتفاع ۱۴۰ میلی‌متر با حرف B نامگذاری شده است. طول ستون‌ها ۳۰۰۰ میلی‌متر بوده و به نحوی انتخاب شده است تا کمانش کلی بر رفتار عضو در دماهای معمولی و دماهای بالا حاکم باشد. برای نامگذاری مدل‌ها از الگوی شکل (۸) استفاده شده است.



شکل ۸: الگوی نامگذاری مدل‌ها

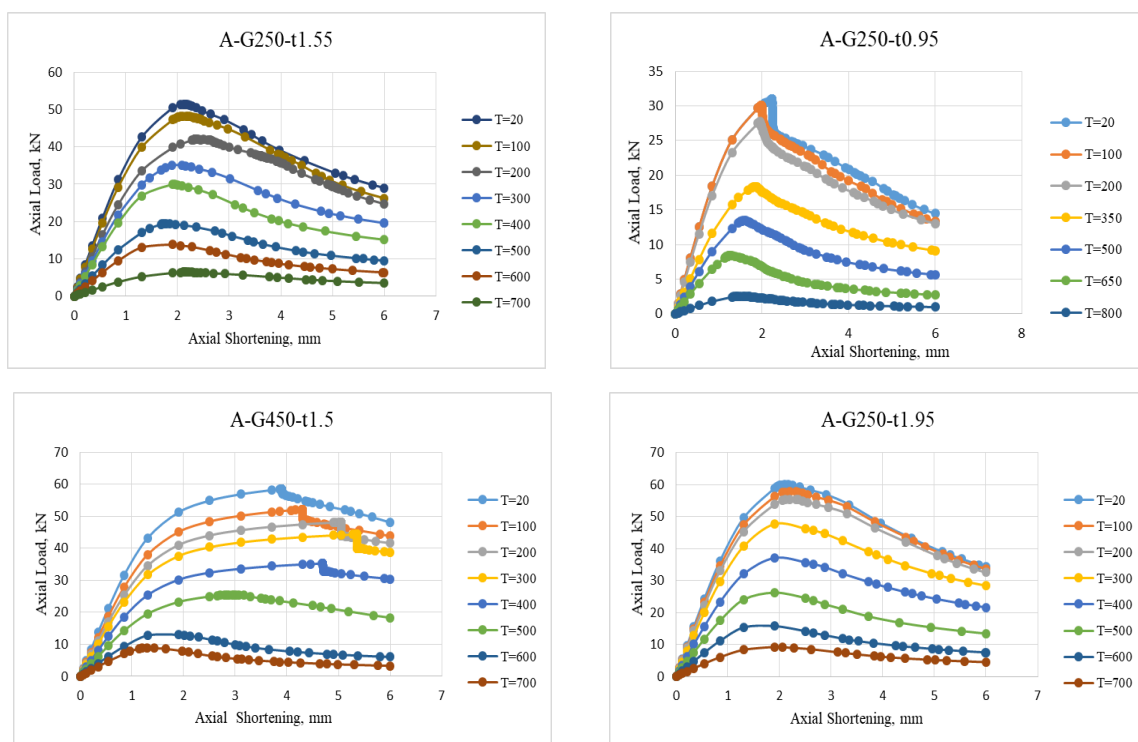
دو نوع تحلیل بر روی نمونه‌ها انجام شده است. ابتدا یک تحلیل کمانش الاستیک بر روی مدل‌ها انجام شده و مودهای کمانشی و بارهای بحرانی کمانش نمونه‌های ستون بدست می‌آید. سپس تحلیل غیر خطی بر روی نمونه‌های ستون انجام شده و بار نهایی قابل تحمل توسط نمونه‌های ستون و همچنین مودهای خرابی آنها بدست می‌آید. برای اعمال ناکاملی اولیه به مدل در تحلیل غیرخطی از ترکیب شکل مودهای کمانشی استفاده می‌شود. برای بدست آوردن بارهای بحرانی کمانش نمونه‌های ستون علاوه بر تحلیل کمانشی در نرم‌افزار ABAQUS از روش تحلیل نوار محدود در نرم‌افزار CUFSM نیز استفاده شده است. با توجه به مشخصات مقطع و طول نمونه‌های ستون،

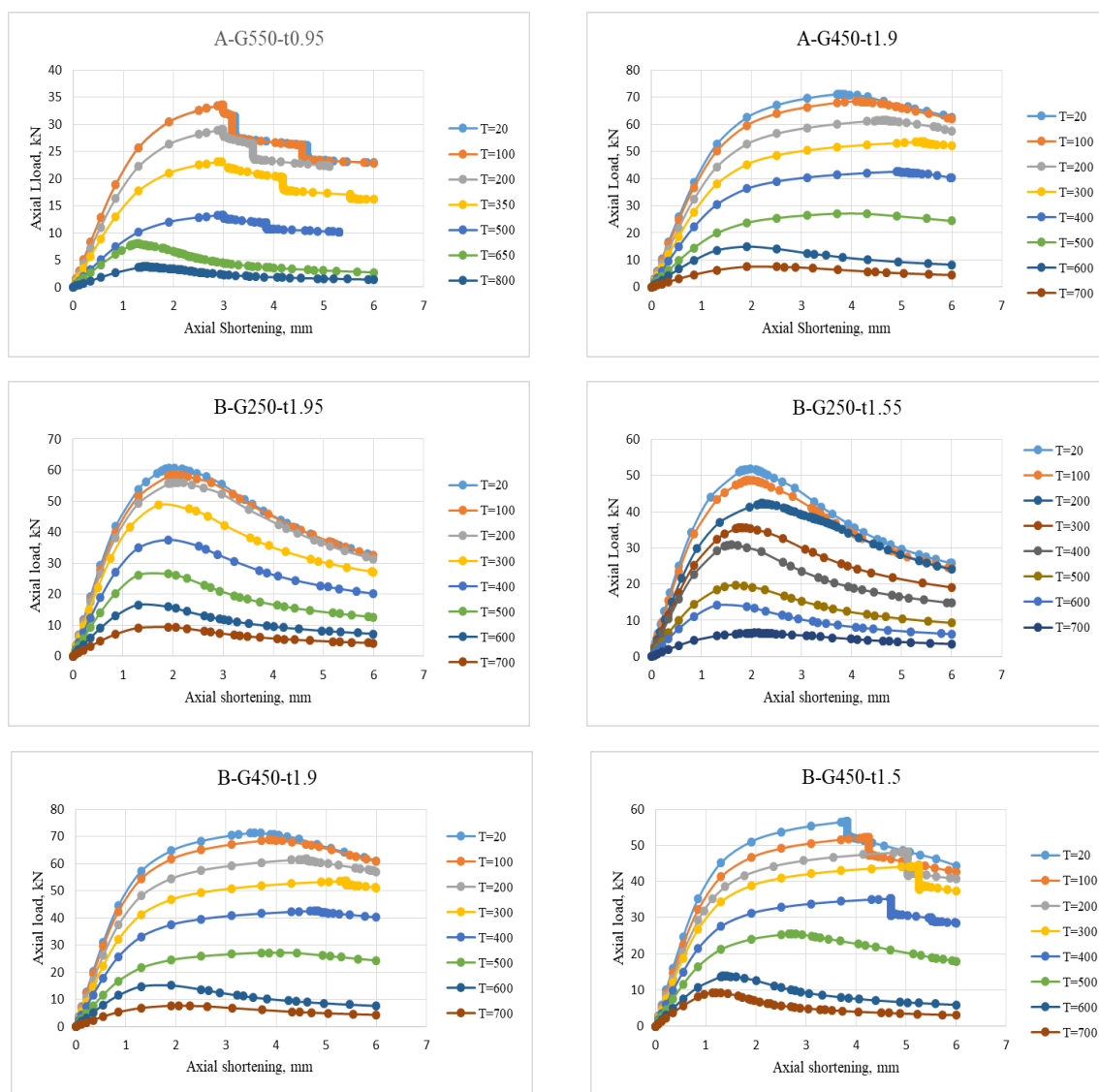
کمانش کلی یا کمانش خمشی بر رفتار اعضا حاکم است. همچنین با استفاده از روش مقاومت مستقیم، ظرفیت باربری نمونه‌های ستون بدست آمده و با مقادیر ظرفیت بدست آمده از تحلیل عددی مقایسه شده است.

۶- نتایج و یافته‌ها

تحلیل کمانشی مدل‌ها با استفاده از دو نرم‌افزار ABAQUS و CUFISM انجام شده است. مود خرابی غالب در نمونه‌ها، مود کمانش کلی می‌باشد که به وضوح از خروجی‌های نرم‌افزار ABAQUS قابل مشاهده است. بار بحرانی کمانش برای کوچکترین مود که به صورت مود خرابی کلی می‌باشد، به عنوان بار بحرانی کمانش کلی یا p_{cre} می‌باشد. شناسایی و تفکیک مودهای خرابی کمانش موضعی و اعوجاجی و بارهای بحرانی متناظر با آنها به راحتی با استفاده از نرم‌افزار ABAQUS انجام نمی‌پذیرد، چون تفکیک مودها از هم تا حدودی مشکل است. بدین منظور برای محاسبه بارهای بحرانی کمانش متناظر با مود خرابی کمانش موضعی و کمانش اعوجاجی از نرم‌افزار CUFISM استفاده شده است. شکل مود کمانش کلی حاصل از نرم‌افزار ABAQUS به عنوان ناکاملی اولیه، در تحلیل‌های غیرخطی اعمال می‌شود.

پس از مدل‌سازی ستون با در نظر گرفتن غیرخطی‌های هندسی و مصالح، تحلیل غیرخطی استاتیکی بر روی نمونه‌ها انجام شده و نتایج تحلیل به صورت نمودارهای بار-تغییر مکان و ظرفیت باربری نهایی ستون‌ها و همچنین مقدار تغییر مکان متناظر با بار نهایی محاسبه می‌شود. نمودارهای بار-تغییر مکان برای نمونه‌های تحلیل شده در شکل (۹) آورده شده است.



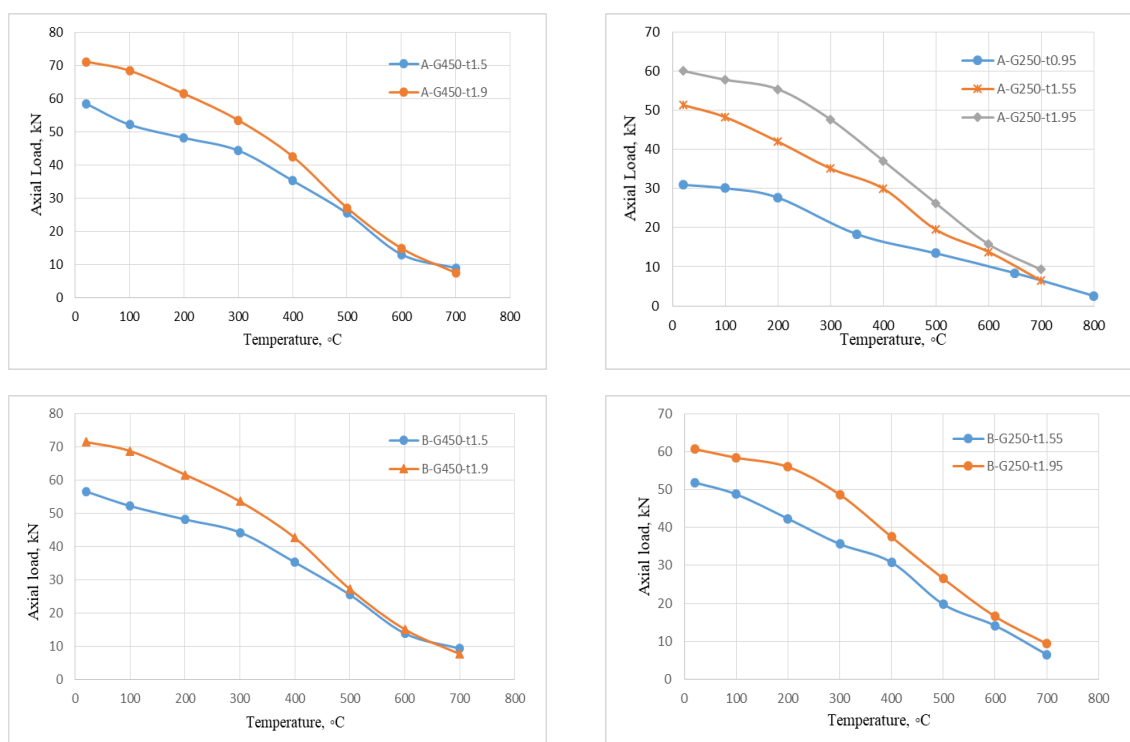


شکل ۹: منحنی‌های بار-تغییر مکان برای نمونه‌های ستون CFS با مقطع مرکب

-تأثیر ضخامت فولاد

برای بررسی چگونگی تأثیر ضخامت مقطع در رفتار ستون‌های CFS با مقطع مرکب در دماهای مختلف، منحنی بار نهایی ستون‌ها در برابر دما به ازای نمونه‌های مختلف ستون در شکل (۱۰) رسم شده است. با توجه به این نمودارها می‌توان مشاهده کرد که با افزایش دما، مقاومت نمونه‌های ستون کاهش می‌یابد. با افزایش دما تا ۲۰۰ درجه سانتیگراد، کاهش ظرفیت باربری نمونه‌ها با شیب ملایمی اتفاق می‌افتد، در صورتی که با افزایش دما از ۲۰۰ درجه سانتیگراد تا ۶۰۰ درجه سانتیگراد، شیب منحنی بار-دما افزایش یافته و کاهش ظرفیت باربری نمونه‌ها با سرعت بیشتری ادامه می‌یابد. بعد از دمای ۶۰۰ °C، کاهش ظرفیت باربری شیب ملایم‌تری به خود می‌گیرد. همانطور که از نمودارهای شکل (۱۰) دیده می‌شود، با افزایش ضخامت مقطع در یک نوع فولاد (فولاد کم مقاومت یا پر مقاومت) افزایش ظرفیت مقطع در دماهای مختلف مشاهده می‌شود، البته این افزایش در دماهای پایین بیشتر بوده و با افزایش دمای مقطع، افزایش ظرفیت کمتری دیده می‌شود، به طوری که در برخی مقاطع (فولاد پر مقاومت G450) از دمای ۵۰۰ °C و در برخی دیگر (فولاد کم مقاومت G250) از دمای

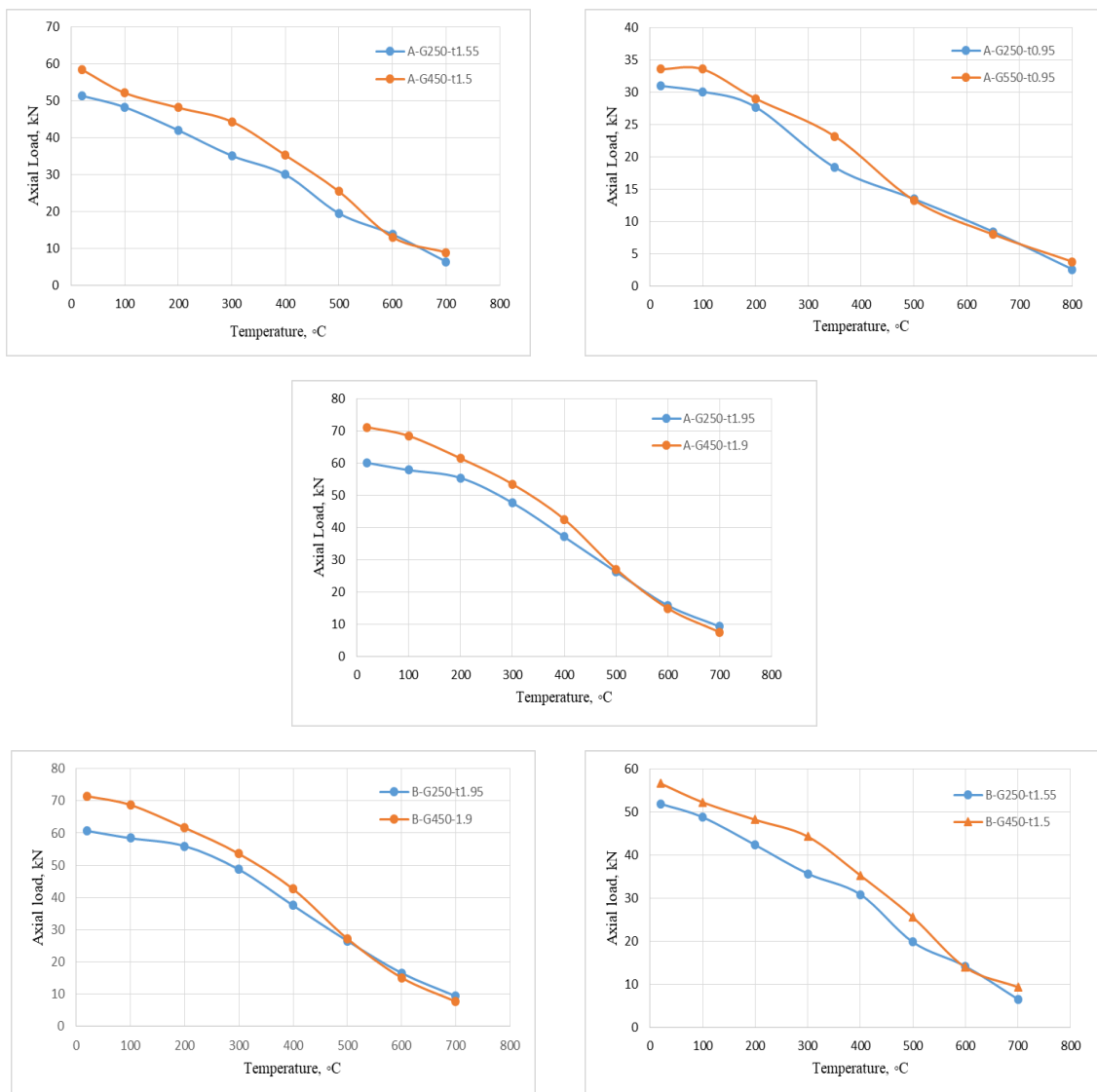
۶۰۰ °C به بالا، دو منحنی بر هم منطبق می‌شوند و ظرفیت باربری نمونه‌ها با ضخامت‌های متفاوت در دماهای بالا تقریباً یکسان است. می‌توان گفت نرخ افزایش ظرفیت محوری با افزایش ضخامت، در فولاد G250 و G450 تقریباً به یک اندازه است.



شکل ۱۰: تاثیر ضخامت مقطع در ظرفیت باربری نهایی در دماهای مختلف

-تاثیر نوع فولاد

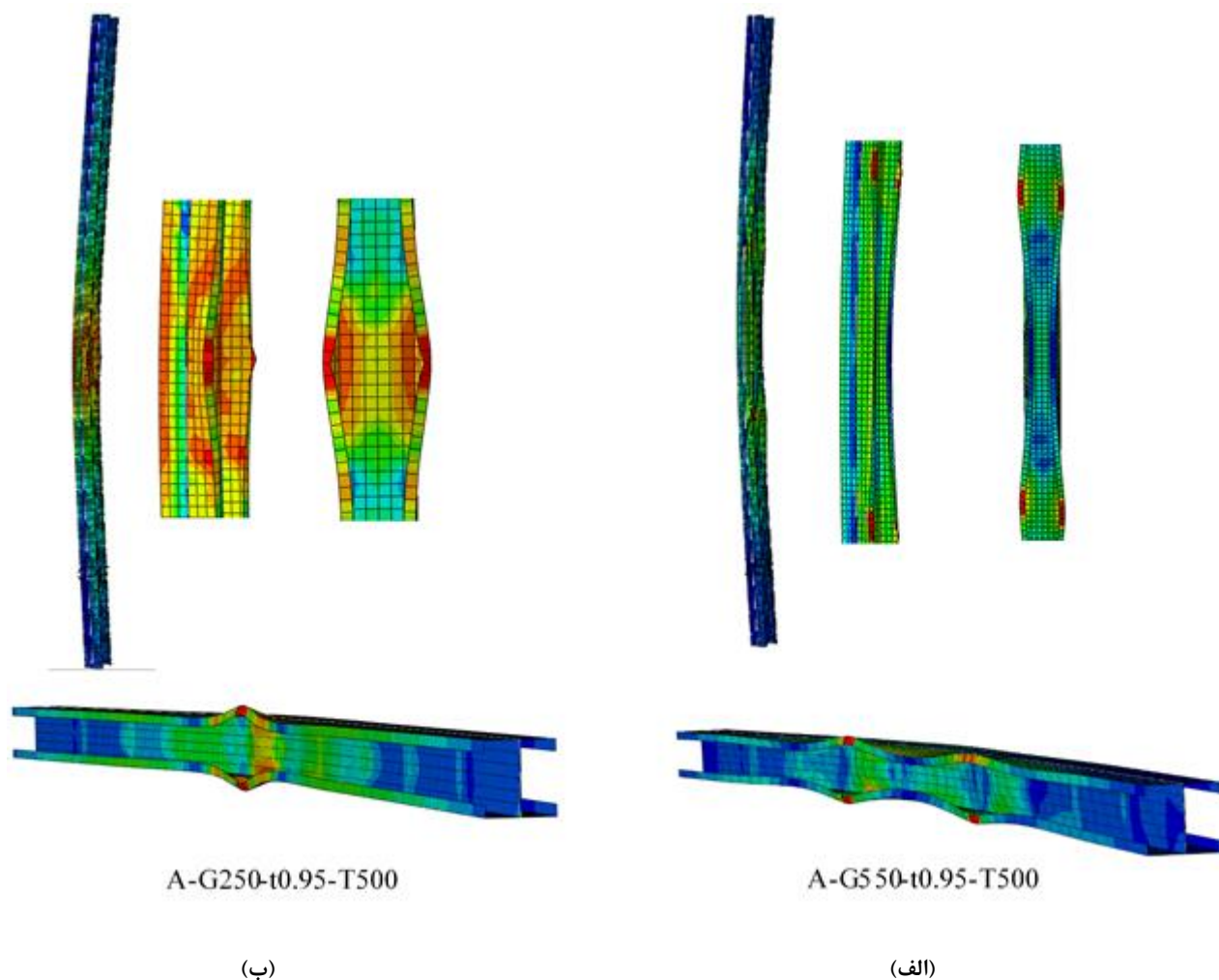
برای بررسی چگونگی تاثیر نوع فولاد در رفتار ستون‌های فولادی CFS با مقطع مرکب تحت بار محوری در دماهای بالا، نمودارهای بار-دما به ازای یک ضخامت ثابت و نوع فولاد متغیر در شکل (۱۱) آورده شده است. همانگونه که مشاهده می‌شود افزایش مقاومت تسلیم فولاد و استفاده از فولاد پرمقاومت به جای فولاد کم مقاومت، باعث افزایش ظرفیت باربری نمونه‌ها شده است. اگرچه مقدار افزایش خیلی هم قابل ملاحظه نیست. مخصوصاً با افزایش دما، مقدار افزایش ظرفیت باربری در حالت استفاده از فولاد پرمقاومت نسبت به استفاده از فولاد کم مقاومت، کاهش می‌باید به طوری که در دماهای ۵۰۰ °C و بالاتر، عملاً استفاده از فولاد پرمقاومت مزیتی بر استفاده از فولاد کم مقاومت ندارد و ظرفیت باربری در هر مورد تقریباً یکسان است.



شکل ۱۱: تاثیر نوع فولاد در ظرفیت باربری نهایی در دماهای مختلف

-مودهای خرابی

برای نمونه‌های ستون بررسی شده، کمانش کلی بر رفتار عضو حاکم است. البته در نهایت پس از کمانش کلی ستون، کمانش‌های موضعی نیز در قسمت خمش حداکثر ستون قابل مشاهده است. کمانش در بال مقطع و همچنین لبه‌های مقطع قابل مشاهده است. در شکل (۱۲)، مود خرابی برای دو نمونه ستون A-G550-t0.95-T500 و A-G250-t0.95-T500 آورده شده است. نمونه با فولاد G250، کمانش موضعی در قسمت میانی تیر و در یک ناحیه اتفاق افتاده است. در حالی که در نمونه با فولاد G550، شکل کمانش موضعی متفاوت بوده و در دو ناحیه متمرکز شده است. به طوری که در ناحیه میانی ستون، بالهای مقطع به سمت داخل مقطع و در دو قسمت بالا و پایین آن بال‌ها به سمت بیرون مقطع کمانش کرده است. شکل کمانشی از زاویه دیگری که بهتر دیده می‌شود، نیز در شکل (۱۲) آورده شده است.

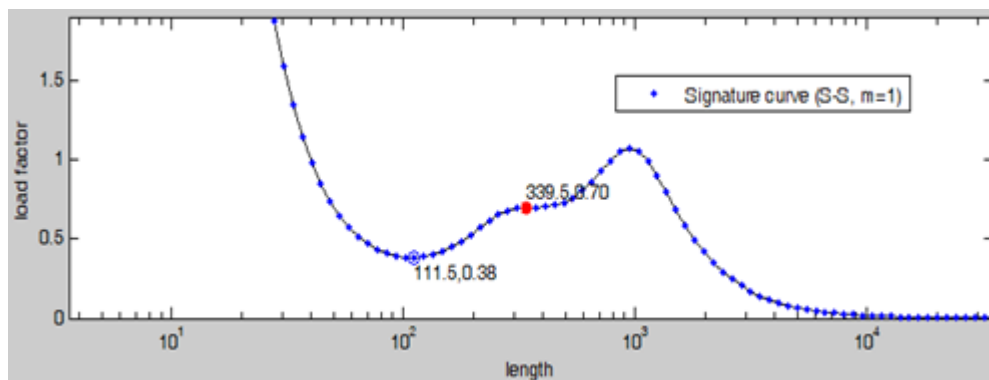


شکل ۱۲: مود خرابی در تغییر مکان ۶ میلی‌متر و دمای ۵۰۰ درجه برای دو نمونه ستون با فولاد (الف) پر مقاومت . (ب) کم مقاومت

چنانچه در نمودار بار-تغییر مکان نمونه‌ها در شکل (۹) بیشتر دقت شود، ملاحظه می‌شود که در نمودار ستون A-G550-t0.95-T500، در دو تغییر مکان، افت بار ناگهانی دیده می‌شود که در هر کدام از این نقطه‌ها، یکی از کماتش‌های موضعی اتفاق افتاده است. این حالت خرابی در نمونه‌های با فولاد پر مقاومت G550 و G450 دیده می‌شود.

۷- ارزیابی ظرفیت باربری نهایی ستون‌های CFS با مقطع مرکب با روش مقاومت مستقیم

پس از انجام تحلیل‌های عددی و برآورد ظرفیت باربری نمونه‌های ستون با استفاده از روش عناصر محدود، در این قسمت با استفاده از روش مقاومت مستقیم (DSM) که در بخش (۳) توضیح داده شده است، نیز ظرفیت باربری نهایی نمونه‌ها محاسبه شده و با مقادیر ظرفیت باربری محاسبه شده به روش عددی در جدول (۷) مقایسه شده است. مقادیر بارهای بحرانی کماتش متناظر با کماتش موضعی P_{cr1} ، کماتش اعوجاجی P_{crd} و کماتش کلی P_{cre} از منحنی کماتش حاصل از تحلیل کماتشی با استفاده از نرم‌افزار CUFSM بدست آمده است. منحنی کماتش برای یک نمونه حاصل از نرم‌افزار CUFSM در شکل (۱۳) آورده شده است.



شکل (۱۳): منحنی کمانش برای یک مقطع مرکب

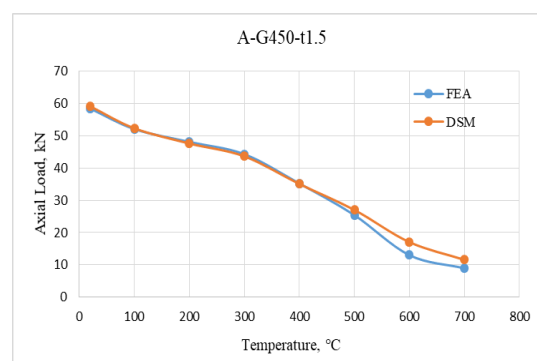
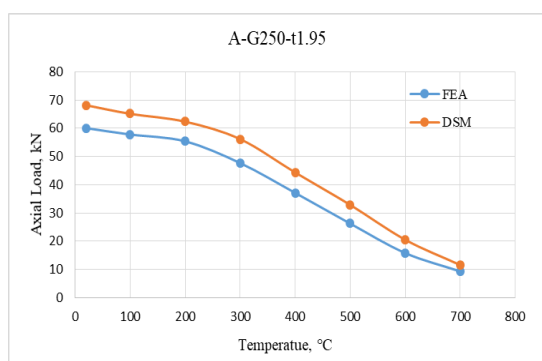
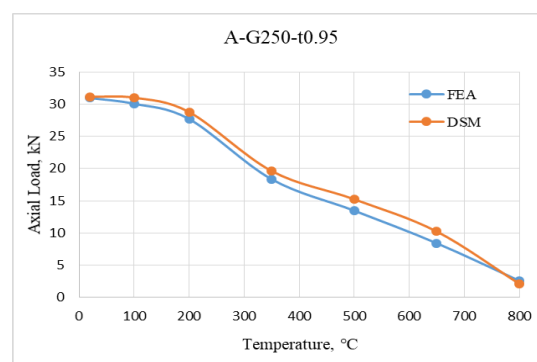
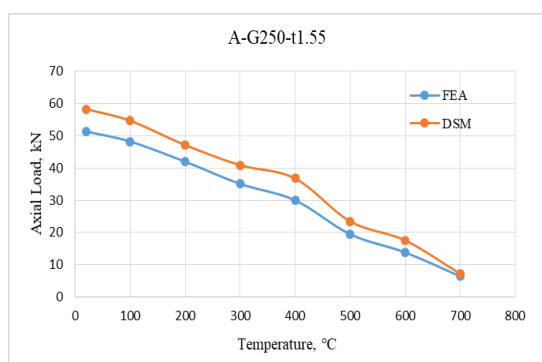
جدول ۷: مقایسه نتایج روش DSM با روش تحلیل عددی

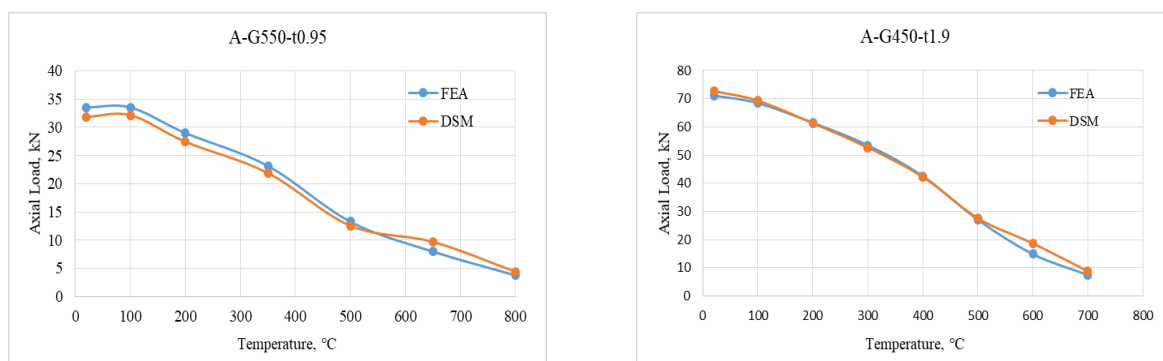
Specimen	$P_y(kN)$	$P_{cre}(kN)$	$P_{cri}(kN)$	$P_{crd}(kN)$	$P_{DSM}(kN)$	$P_{FEA}(kN)$	P_{DSM}/P_{FEA}
A-G250-t0.95-T20	123.55	39.12	42.01	96.37	31.15	30.96	1.01
A-G250-t0.95-T100	111.93	39.12	41.41	97.38	31.01	30.07	1.03
A-G250-t0.95-T200	101.68	36.22	38.64	89.48	28.78	27.69	1.04
A-G250-t0.95-T350	63.01	24.63	26.46	60.49	19.62	18.34	1.07
A-G250-t0.95-T500	40.40	19.20	20.60	47.27	15.23	13.46	1.13
A-G250-t0.95-T650	20.26	13.79	14.59	34.04	10.22	8.40	1.22
A-G250-t0.95-T800	7.29	3.80	1.46	3.35	2.11	2.57	0.82
A-G250-t1.55-T20	184.88	66.49	184.88	279.17	58.31	51.35	1.14
A-G250-t1.55-T100	175.75	62.39	173.99	261.86	54.71	48.26	1.13
A-G250-t1.55-T200	172.91	53.80	145.25	219.60	47.18	42.01	1.12
A-G250-t1.55-T300	118.36	46.67	129.01	195.30	40.93	35.12	1.17
A-G250-t1.55-T400	91.28	42.07	115.92	175.25	36.81	30.00	1.23
A-G250-t1.55-T500	59.78	26.78	73.53	111.19	23.48	19.50	1.20
A-G250-t1.55-T600	38.61	20.54	56.38	84.95	17.58	13.84	1.27
A-G250-t1.55-T700	23.56	8.27	22.62	34.16	7.25	6.45	1.12
A-G250-t1.95-T20	214.37	77.75	338.70	422.30	68.19	60.06	1.14
A-G250-t1.95-T100	211.83	74.29	324.10	404.60	65.15	57.82	1.13
A-G250-t1.95-T200	203.67	71.10	309.57	384.93	62.35	55.39	1.13
A-G250-t1.95-T300	155.64	64.04	277.04	347.08	56.16	47.68	1.18
A-G250-t1.95-T400	117.05	50.54	217.71	272.72	44.32	37.10	1.19
A-G250-t1.95-T500	75.92	37.96	163.23	203.46	32.87	26.23	1.25
A-G250-t1.95-T600	42.79	24.33	103.99	129.67	20.50	15.79	1.30
A-G250-t1.95-T700	27.10	13.27	56.37	70.47	11.53	9.27	1.24
A-G450-t1.5-T20	327.42	67.48	170.26	265.21	59.18	58.47	1.01
A-G450-t1.5-T100	321.02	59.72	157.30	240.76	52.38	52.14	1.00
A-G450-t1.5-T200	325.65	54.34	140.03	218.18	47.66	48.14	0.99
A-G450-t1.5-T300	310.10	49.80	130.24	201.57	43.68	44.33	0.99
A-G450-t1.5-T400	227.75	40.02	102.49	161.70	35.10	35.24	1.00
A-G450-t1.5-T500	117.71	30.85	80.05	123.60	27.05	25.45	1.06

A-G450-t1.5-T600	35.97	20.21	51.79	80.56	17.07	13.03	1.31
A-G450-t1.5-T700	20.12	15.25	39.03	60.75	11.58	8.94	1.30
A-G450-t1.9-T20	397.28	82.89	341.66	437.00	72.70	71.11	1.02
A-G450-t1.9-T100	402.37	79.05	325.92	418.47	69.33	68.43	1.01
A-G450-t1.9-T200	393.88	69.92	287.53	366.31	61.32	61.47	1.00
A-G450-t1.9-T300	373.57	60.06	246.56	313.80	52.67	53.49	0.98
A-G450-t1.9-T400	279.75	48.18	198.63	251.78	42.25	42.55	0.99
A-G450-t1.9-T500	152.12	31.54	127.78	164.28	27.66	27.08	1.02
A-G450-t1.9-T600	43.55	21.58	87.54	111.49	18.71	14.90	1.26
A-G450-t1.9-T700	26.41	10.03	40.40	51.50	8.79	7.51	1.17
A-G550-t0.95-T20	237.44	40.09	42.74	99.72	31.85	33.53	0.95
A-G550-t0.95-T100	231.74	40.09	44.03	99.65	32.16	33.53	0.96
A-G550-t0.95-T200	228.65	34.65	36.58	86.89	27.44	28.99	1.00
A-G550-t0.95-T350	208.23	27.68	29.15	68.72	21.90	23.16	0.95
A-G550-t0.95-T500	111.83	15.82	16.78	39.14	12.55	13.26	0.95
A-G550-t0.95-T650	19.47	13.01	13.82	31.93	9.70	7.97	1.22
A-G550-t0.95-T800	10.45	5.67	6.06	13.89	4.42	3.76	1.18
B-G250-t1.55-T20	230.12	66.23	101.25	181.79	58.08	51.86	1.12
B-G250-t1.55-T100	218.75	66.23	94.06	170.63	58.08	48.76	1.19
B-G250-t1.55-T200	215.22	52.22	79.63	142.05	45.80	42.32	1.08
B-G250-t1.55-T300	147.32	46.41	69.24	126.70	40.70	35.65	1.14
B-G250-t1.55-T400	113.61	41.82	62.49	113.61	36.68	30.83	1.19
B-G250-t1.55-T500	74.41	26.58	40.18	72.17	23.31	19.77	1.18
B-G250-t1.55-T600	48.06	20.38	30.28	54.79	17.88	14.15	1.26
B-G250-t1.55-T700	29.32	8.20	12.32	21.99	7.19	6.51	1.10
B-G250-t1.95-T20	266.82	77.72	184.10	280.16	68.16	60.68	1.12
B-G250-t1.95-T100	263.66	74.25	174.02	266.30	65.11	58.41	1.11
B-G250-t1.95-T200	253.50	71.04	167.31	253.50	62.30	55.97	1.11
B-G250-t1.95-T300	193.73	63.96	149.17	228.60	56.09	48.70	1.15
B-G250-t1.95-T400	145.69	50.43	118.01	179.20	44.23	37.51	1.18
B-G250-t1.95-T500	94.50	37.85	87.88	134.18	33.19	26.54	1.25
B-G250-t1.95-T600	53.26	24.24	55.93	85.76	21.23	16.56	1.28
B-G250-t1.95-T700	33.73	13.23	30.36	46.55	11.60	9.37	1.24
B-G450-t1.5-T20	407.53	65.00	93.73	171.16	56.82	56.57	1.00
B-G450-t1.5-T100	399.56	59.41	83.91	155.83	51.60	52.23	0.99
B-G450-t1.5-T200	405.33	54.03	77.01	141.87	47.06	48.16	0.98
B-G450-t1.5-T300	385.98	49.50	69.48	127.37	42.91	44.26	0.97
B-G450-t1.5-T400	283.47	39.75	56.69	104.88	34.63	35.26	0.98
B-G450-t1.5-T500	146.52	30.61	42.49	79.12	26.44	25.54	1.04
B-G450-t1.5-T600	44.77	20.03	28.20	51.93	17.38	13.89	1.25
B-G450-t1.5-T700	25.04	15.12	21.28	39.06	12.52	9.32	1.34
B-G450-t1.9-T20	494.48	82.87	187.90	286.80	72.67	71.46	1.02
B-G450-t1.9-T100	500.83	79.01	175.29	275.45	69.29	68.74	1.01
B-G450-t1.9-T200	490.26	69.84	156.88	240.22	61.25	61.63	0.99

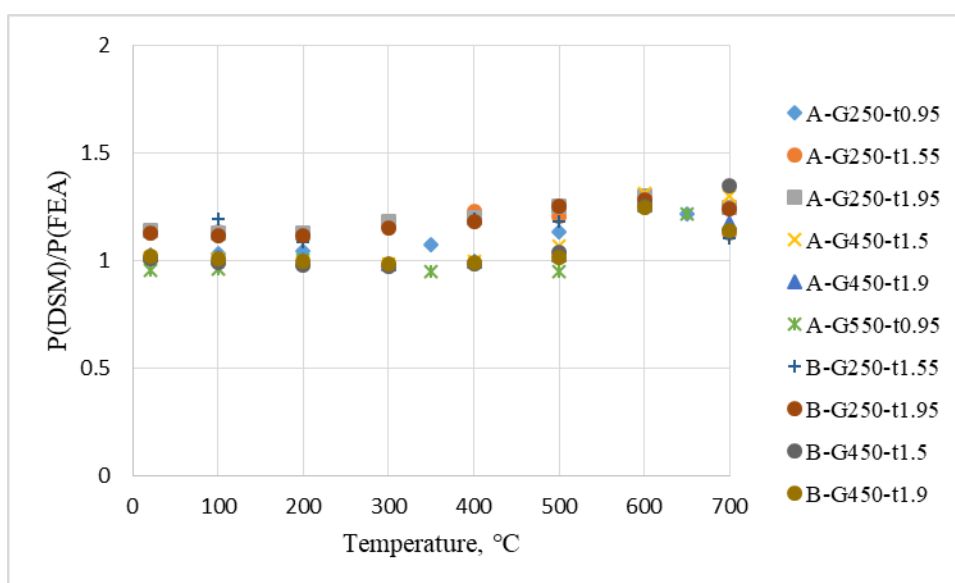
B-G450-t1.9-T300	464.98	59.95	134.84	204.59	52.57	53.57	0.98
B-G450-t1.9-T400	348.21	48.05	107.94	163.66	42.14	42.61	0.99
B-G450-t1.9-T500	189.34	31.42	70.05	107.92	27.55	27.21	1.01
B-G450-t1.9-T600	54.21	21.48	47.16	73.18	18.84	15.12	1.25
B-G450-t1.9-T700	32.87	9.97	21.69	33.86	8.75	7.70	1.14
						MEAN	1.11
						SD	0.11

در شکل (۱۴) نمودارهای بار-دما بدست آمده از دو روش عددی و مقاومت مستقیم در کنار هم رسم شده است. با توجه به نمودارهای شکل مذکور مشاهده می‌شود که روش DSM ظرفیت باربری نهایی ستون‌ها را خیلی نزدیک به مقادیر بدست آمده از روش تحلیل عددی بدست می‌دهد، به طوری که میانگین نسبت P_{DSM}/P_{FEA} در حدود ۱/۱ می‌باشد. با دقت بیشتر در نمودارهای شکل (۱۴) و همچنین مقادیر نسبت P_{DSM}/P_{FEA} در جدول (۷) این نتیجه گرفته می‌شود که در ستون‌های CFS با فولاد کم مقاومت (G250)، درصد خطای روش DSM نسبت به روش عناصر محدود (FEA) نسبتاً بیشتر است. ولی در حالت استفاده از فولاد پرمقاومت (G450, G550)، تطابق نتایج روش DSM و روش تحلیل عددی بیشتر به چشم می‌خورد. در شکل (۱۵)، مقادیر P_{DSM}/P_{FEA} ، در برابر دما برای نمونه‌های ستون‌های CFS ترسیم شده است.





شکل ۱۴: نمودار بار-دما برای نمونه‌های ستون CFS با مقطع مرکب، محاسبه شده با استفاده از روش DSM و FEA



شکل ۱۵: نمودار P_{DSM}/P_{FEA} در برابر دما

با بررسی نسبت P_{DSM}/P_{FEA} با توجه به داده‌های جدول (۷) و نمودار شکل (۱۵)، مشاهده می‌شود برای بیشتر نمونه‌ها این نسبت مقداری بیشتر از ۱ دارد. بنابراین می‌توان گفت روش DSM، مقدار ظرفیت باربری ستون‌های CFS را نسبت به روش عددی بیشتر تخمین می‌زند. همچنین ملاحظه می‌شود که با افزایش دما، این نسبت از ۱ فاصله گرفته و مقدار بیشتری به خود می‌گیرد. همچنین برای فولادهای کم مقاومت، این نسبت مقدار بیشتری دارد. بنابراین می‌توان گفت که استفاده از روش DSM، در دماهای بالا و همچنین در حالت استفاده از فولاد کم مقاومت در ستون، خطای بیشتری را نسبت به روش تحلیل عددی ایجاد می‌کند.

چنانچه روش DSM برای نمونه‌ها تا دمای 500°C ، بکار گرفته شود در این صورت میانگین P_{DSM}/P_{FEA} ، در حدود 1.07 بوده و خطای بوجود آمده در حد قابل قبول می‌باشد. در صورتی که روش DSM فقط برای نمونه‌های ستون با فولاد پر مقاومت (G550 و G450) و تا دمای 500°C ، مورد استفاده قرار گیرد، در این صورت میانگین P_{DSM}/P_{FEA} ، در حدود 0.99 بوده و می‌توان گفت که نتایج روش DSM منطبق بر نتایج روش تحلیل عددی است.

۸- نتیجه گیری

در محدوده مطالعات انجام یافته در این مطالعه، می توان نتایج زیر را عنوان کرد:

۱. با افزایش دما، ظرفیت باربری محوری نمونه ها کاهش می یابد. نرخ کاهش مقاومت تا دمای ۵۰۰ درجه سانتیگراد بیشتر بوده و سپس کاهش مقاومت با شیب ملایمتری ادامه می یابد.
۲. با افزایش ضخامت مقطع در یک نوع فولاد (فولاد کم مقاومت یا پرمقاومت)، افزایش ظرفیت مقطع در دماهای مختلف مشاهده می شود، البته این افزایش در دماهای پایین بیشتر بوده و با افزایش دمای مقطع، افزایش ظرفیت کمتری دیده می شود، به طوری که در برخی مقاطع (فولاد پر مقاومت G450) از دمای ۵۰۰ °C، و در برخی دیگر (فولاد کم مقاومت G250) از دمای ۶۰۰ °C به بالا، دو منحنی بر هم منطبق می شوند و ظرفیت باربری نمونه ها با ضخامت های متفاوت در دماهای بالا تقریباً یکسان است. می توان گفت نرخ افزایش ظرفیت محوری با افزایش ضخامت، در فولاد G250 و G450 تقریباً به یک اندازه است.
۳. استفاده از فولاد پرمقاومت به جای فولاد کم مقاومت، باعث افزایش ظرفیت باربری نمونه ها در دماهای مختلف شده است، اگرچه این مقدار خیلی هم قابل ملاحظه نیست. مخصوصاً با افزایش دما، مقدار افزایش ظرفیت باربری در حالت استفاده از فولاد پرمقاومت نسبت به استفاده از فولاد کم مقاومت، کاهش می یابد به طوری که در دماهای ۵۰۰ °C و بالاتر، عملاً استفاده از فولاد پرمقاومت مزیتی بر استفاده از فولاد کم مقاومت ندارد و ظرفیت باربری در هر مورد تقریباً یکسان است.
۴. با بررسی مودهای خرابی حاصل از تحلیل عددی، مشاهده می شود که کماتش کلی بر رفتار عضو حاکم است. البته در نهایت پس از کماتش کلی ستون، کماتش های موضعی نیز در قسمت خمش حداکثر ستون دیده می شود. کماتش موضعی در بیشتر مدل ها در قسمت میانی ستون که خمش حداکثر در آنجا اتفاق می افتد، ایجاد می شود. کماتش در بال مقطع و همچنین لبه های مقطع قابل مشاهده است.
۵. در برآورد مقاومت نهایی ستون های CFS با مقطع مرکب با استفاده از روش DSM، این نتیجه گرفته شد که روش DSM ظرفیت باربری نهایی ستون ها را خیلی نزدیک به مقادیر بدست آمده از روش تحلیل عددی و البته کمی بیشتر بدست می دهد، به طوری که میانگین نسبت P_{DSM}/P_{FEA} در حدود ۱/۱ می باشد. در ستون های CFS با فولاد کم مقاومت (G250)، درصد خطای روش DSM نسبت به روش عناصر محدود (FEA) نسبتاً بیشتر است. ولی در حالت استفاده از فولاد پرمقاومت (G450, G550)، تطابق نتایج روش DSM و روش تحلیل عددی بیشتر به چشم می خورد. بنابراین می توان گفت که استفاده از روش DSM، در دماهای بالا و همچنین در حالت استفاده از فولاد کم مقاومت در ستون، خطای بیشتری را نسبت به روش تحلیل عددی ایجاد می کند. چنانچه روش DSM برای نمونه ها تا دمای ۵۰۰ °C، بکار گرفته شود در این صورت میانگین P_{DSM}/P_{FEA} ، در حدود ۱,۰۷ بوده و خطای بوجود آمده در حد قابل قبول می باشد. در صورتی که روش DSM فقط برای نمونه های ستون با فولاد پرمقاومت (G450 و G550) و تا دمای ۵۰۰ °C مورد استفاده قرار گیرد، در این صورت میانگین P_{DSM}/P_{FEA} ، در حدود ۰,۹۹ بوده و می توان گفت که نتایج روش DSM منطبق بر نتایج روش تحلیل عددی است. در حالت کلی می توان گفت که روش DSM با درصد خطای قابل قبولی، می تواند در مورد ستون های CFS با مقطع مرکب بکار گرفته شود.

۹- مراجع

- [1] Kolarkar P.N. (2010). Structural and thermal performance of cold-formed steel stud wall systems under fire condition. Ph.D. thesis. Queensland University of Technology, Brisbane, QLD 4000, Australia.
- [2] Heva Y.B. and Mahendran M. (2013). Flexural-torsional buckling tests of cold-formed steel compression members at elevated temperatures. *Steel and Composite Structures*, 14 (3):205–227.
- [3] Gunalan S., Heva Y.B. and Mahendran M. (2014). Flexural-torsional buckling behaviour and design of cold-formed steel compression members at elevated temperatures. *Engineering Structures*. 79:149–168.

- [4] Gunalan S., Heva Y.B. and Mahendran M. (2014). Design of cold-formed steel columns at elevated temperatures subject to flexural-torsional buckling, *Proceedings of the 7th European Conference on Steel and Composite Structures*.
- [5] Gunalan S., Heva Y.B. and Mahendran M. (2015). Local buckling studies of cold-formed steel compression members at elevated temperatures. *Journal of Constructional Steel Research*, 108: 31–45.
- [6] Feng M., Wang Y.C. and Davies J.M. (2003). Structural behaviour of cold-formed thin walled short steel channel columns at elevated temperatures. Part 1: Experiments. *Thin-Walled Structures*, 41 (6): 543–570.
- [7] Ranawaka T. and Mahendran M. (2009). Distortional buckling tests of cold-formed steel compression members at elevated temperatures. *Journal of Constructional Steel Research*, 65 (2):249–259.
- [8] Almeida S.J., Rodrigues J.P.C. and Neto J.M. (2012). Behaviour of Compressed Cold Formed Steel Elements at High Temperatures. *7th International Conference on Structures in Fire*, Zurich, Switzerland, June 6-8.
- [9] Yang J., Wang W., Shi Y., Xu L. (2020). Experimental study on fire resistance of cold-formed steel built-up box columns. *Thin-Walled Structures*, 147.106564.
- [10] Yang J., Shi Y., Wang W., Xu L., Al-zazani H. (2020). Experimental and numerical studies on axially restrained cold-formed steel built-up box columns at elevated temperatures. *Journal of Constructional Steel Research*. 171,106143.
- [11] Kankanamge N.D. (2010). Structural behavior and design of cold-formed steel beams at elevated temperatures. Ph.D. thesis. Queensland University of Technology, Brisbane, QLD 4000, Australia.
- [12] Craveiro, H.D.S. 2015. Fire resistance of cold-formed steel columns. Ph.D. thesis, University of Coimbra.
- [13] BS 5950-8 (1990), Structural Use of Steelwork in Building - Part 8: Code of Practice for Fire Resistance Design. British Standards Institution (BSI), London, UK.
- [14] Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-3: Design of cold-formed steel structures, ECCS – European Convention for Constructional Steelwork, Wiley-Blackwell, 676 p.
- [15] SCI Publication P 129 (1993), Building Design using Cold-formed Steel Section: Fire Protection.
- [16] Kankanamge N.D. and Mahendran M. (2011). Mechanical properties of cold-formed steels at elevated temperatures. *Thin-Walled Structures*, 49: 26–44.
- [17] Ranawaka T. and Mahendran M. 2009. Experimental study of the mechanical properties of light gauge cold-formed steels at elevated temperatures. *Fire Safety Journal*, 44: 219–229.
- [18] Lu Y., Zhou T., Li W. and Wu H. (2017). Experimental investigation and a novel direct strength method for cold formed built-up I-section columns. *Thin-Walled Structures*, 112:125–139.
- [19] ABAQUS/Standard, Version 6.11.