

مطالعه آزمایشگاهی تأثیر افزایش دما بر عملکرد ستون‌های فولادی دوجداره پر شده با بتن با هندسه خارجی منشوری تحت بار چرخه‌ای

قاسم پاچیده^۱، مجید قلهکی^{۲*}، امین مشتاق^۳

۱- دانشجوی دکتری سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

۲- دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

۳- مربی، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه گرمسار

* mgholhaki@semnan.ac.ir

تاریخ دریافت: ۹۷/۹/۲۱ تاریخ پذیرش: ۹۸/۶/۱۲

چکیده

در سالیان اخیر، احداث ساختمان‌هایی با امنیت بالا در برابر شرایط انفجار و آتش‌سوزی یک مسئله بسیار مهم در دنیا محسوب می‌شود. بنابراین یکی از راهکارهای مناسب در این زمینه، استفاده از ستون‌های مرکب فولادی-بتنی بوده بطوری که در هسته ستون از بتن استفاده شود تا دوام و پایداری آن در برابر حرارت های بالا حفظ شود. در این مقاله به بررسی اثر دماهای بالا بر عملکرد ستون‌های فولادی دوجداره پر شده با بتن با هندسه منشوری پرداخته شد. بدین منظور تعدادی ستون با هسته داخلی مربع، لوزی و دایره‌ای شکل که بصورت مستقیم و سراسری در کل طول ستون ادامه یافته و هسته خارجی منشوری شکل با سطح مقطع مربعی که با شیب ۲/۱ درجه از بالا به پایین افزایش یافته است، ساخته شده و تحت دماهای ۲۵، ۲۵۰، ۵۰۰ و ۷۰۰ درجه سانتی‌گراد با نرخ افزایش درجه حرارت طبق استاندارد بین‌المللی آتش ISO-834 قرار گرفتند. سپس کلیه ستون‌ها تحت بار چرخه‌ای با پروتکل بارگذاری ATC-24 قرار گرفته و بارگذاری تا مرحله گسیختگی ستون ادامه یافت. در ابتدا مقاومت فشاری ۲۸ روزه بتن، اندازه‌گیری شده و فولاد استفاده شده تحت آزمایش کشش قرار گرفته و مشخصات تنش و کرنش آن بدست آمد. نتایج حاکی از آن است که با وجود اینکه مود خرابی ستون های با مقطع داخلی مربع و لوزی مشابه یکدیگر بوده اما ستون های با مقطع داخلی دایره آثار تخریبی و گسیختگی نامناسب‌تری نسبت به ستون های با مقطع داخلی مربع و لوزی داشته اند. مود گسیختگی پای ستون‌ها تا دمای ۵۰۰ درجه سانتی‌گراد بصورت کمربند قطری با زاویه ۴۵ درجه گسترش پیدا کرده اما در دمای ۷۰۰ درجه سانتی‌گراد بصورت کمربند افقی در تراز ۱۰ سانتی متری از پای ستون رخ داده است. همچنین سختی اولیه و ضریب شکل‌پذیری ستون‌های با مقطع داخلی لوزی تا حدود ۲ برابر سایر ستون‌ها بوده‌اند. در کلیه ستون ها بیشترین خرابی بتن در ناحیه پای ستون به علت حداکثر لنگر ایجاد شده در آن ناحیه ایجاد شده که از دمای ۲۵ تا ۷۰۰ درجه سانتی‌گراد خرابی بصورت جداشدگی بتن از ناحیه فولادی مشاهده شده و با افزایش دما، به تدریج نواحی مرکزی و میانی نیز دچار تخریب می‌شوند که در نهایت در دمای ۷۰۰ درجه سانتی‌گراد در کلیه نمونه‌ها بتن بصورت کاملاً خرد شده درآمده به گونه‌ای که عملاً نقشی در ظرفیت باربری ستون نداشته است. تخریب بتن تقریباً در همه ستون های با مقطع داخلی دایره، مربع و لوزی به یک شکل بوده و تفاوتی با هم نداشته‌اند. بطور کلی تقریباً در تمامی ستون‌ها از دمای ۲۵ تا ۵۰۰ درجه سانتی‌گراد پس از ۱۵ چرخه و در دمای ۷۰۰ درجه سانتی‌گراد پس از ۹ یا ۱۲ چرخه، ظرفیت باربری ستون‌ها تا حدود ۵۰ درصد افت داشته و فرآیند بارگذاری متوقف شد. در این بین، ستون‌های با مقطع داخلی دایره، زودتر از سایر ستون ها گسیخته شده و عملکرد مناسبی در این مسئله نداشتند. همچنین در ستون‌های با مقطع داخلی لوزی نیز فرآیند گسیختگی و کاهش شدید ظرفیت باربری از دمای ۵۰۰ درجه آغاز شده که نشان از عملکرد نامناسب این ستون بعلت توزیع هندسی ناهمگون در ارتفاع ستون دارد. بطور کلی تقریباً در تمامی ستون‌ها از دمای ۲۵ تا ۵۰۰ درجه سانتی‌گراد پس از ۱۵ چرخه و در دمای ۷۰۰ درجه سانتی‌گراد پس از ۹ یا ۱۲ چرخه، ظرفیت باربری ستون ها تا حدود ۵۰ درصد افت داشته و فرآیند بارگذاری متوقف شد.

واژگان کلیدی: ستون فولادی دوجداره پر شده با بتن، هندسه منشوری، دما، بار چرخه‌ای.

۱- مقدمه

در سال‌های اخیر، احداث ساختمان‌هایی با امنیت بالا در برابر شرایط آتش سوزی یک مسأله بسیار مهم در دنیا محسوب می‌شود. بنابراین اعضای ساختمان باید مطابق استانداردهای آتش موجود از جمله GB50016-2014 [1]، NFPA 5000 [2] و استانداردهای دیگر طراحی شوند. ستون‌های CFST به علت قابلیت تحمل بار و جذب انرژی مناسب بتن هسته، دارای عملکرد باربری و مقاومت در برابر آتش مناسبی هستند [3-10]. همچنین مقاومت در برابر آتش ستون‌های CFST می‌تواند به کمک تقویت فولاد استفاده شده در ستون و بتن هسته [11-13] و یا استفاده از فولاد ضد زنگ افزایش یابد [14-16]. علاوه بر آزمایشات آتش و مدلسازی به کمک نرم افزار اجزاء محدود، روش‌های ساده دیگری از جمله Euro code 4 [17] و روش Albero و همکاران [18] به منظور پیش بینی مقاومت پس از آتش ستون‌های محافظت نشده CFST ارائه شده است. بر این اساس تعداد زیادی از آیین‌نامه‌های طراحی از جمله Japanese code AIJ [19]، Australian code AS 5100 [20]، European code EN1994 [21]، American codes AISC [22]، ACI [23] و Chinese code DBJ 13-51-2010 [24] به بررسی عملکرد ستون‌های CFT پرداختند. در سال‌های اخیر، استفاده از فولاد بتن با مقاومت بالا در ستون‌های فولادی پر شده با بتن در ساخت اسکلت تعداد زیادی از ساختمان‌ها توسعه یافته است. به عنوان نمونه ساختمان Latitude در شهر سیدنی از فولاد با گرید ۶۹۰ مگاپاسکال و بتن با مقاومت ۸۰ مگاپاسکال در ستون CFT با مقطع باکس شکل ساخته شده است [25]. در ژاپن، در ساخت ساختمان اصلی موسسه تحقیقات فنی Obayashi از ستون‌های CFST با فولاد گرید ۷۸۰ مگاپاسکال و بتن با مقاومت فشاری ۱۶۰ مگاپاسکال استفاده شد [26]. در بررسی‌ها و تحقیقات روی ستون‌های CFST تاکنون مطالعات زیادی روی مقاومت فشاری آن‌ها انجام شده است، اما توجه زیادی به سختی فشاری و ظرفیت تغییرشکل آن‌ها نشده است [27-28].

Xiao و Mao در سال ۲۰۰۶ به بررسی و مقایسه رفتار لرزه‌ای ستون‌های فولادی محصور شده مربع شکل پر شده با بتن با ستون‌های فولادی پر شده با بتن پرداختند. نتایج نشان داد که

محصورشدگی سبب بهبود عملکرد لرزه‌ای و شکل‌پذیری مناسب شده است. همچنین یک روش طراحی برای محصورشدگی‌های اضافی در ناحیه مفصل پلاستیک توسعه یافت [29].

Yi Song و همکاران در سال ۲۰۱۰ به بررسی اجزاء محدود عملکرد ستون‌های فولادی دوجداره پر شده با بتن تحت بارگذاری ترکیبی فشار-دما پرداختند. آزمایش دما طبق استاندارد ISO-834 انجام شد. در نهایت، نتایج بدست آمده با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شده و از دقت مناسبی برخوردار بوده و به مدل‌ها و بارگذاری‌های دیگر نیز توسعه یافتند [30].

Sadeghi Balkanlou و همکاران در سال ۲۰۱۴ به بررسی رفتار ستون‌های کوتاه کامپوزیتی مختلف با مقطع هندسی منشوری تحت بار خمشی پرداختند. قسمت داخلی ستون‌ها از لوله فولادی کربنی و سطح خارجی از فولاد زد زنگ تشکیل شده که بین لایه داخلی و خارجی از بتن پر شده است. نتایج حاصل شده با نتایج بدست آمده از نرم افزار آباکوس مقایسه و مقادیر مقاومت نهایی آن‌ها مورد ارزیابی قرار گرفتند [31].

Hsiao و همکاران در سال ۲۰۱۵ به بررسی رفتار ستون‌های فولادی دوجداره پر شده با بتن با مقاومت بالا و مقایسه آن با ستون‌های فولادی پر شده با بتن پرداختند. بدین منظور هشت ستون مقیاس شده تحت بار ترکیبی محوری و خمشی قرار گرفتند. در نتیجه پارامترهای مختلفی بررسی شده و تأثیر مقاومت بتن هسته، بار محوری و لوله فولادی داخلی و خارجی بر رفتار لرزه‌ای اعضای ستون مورد ارزیابی قرار گرفته و با نتایج آزمایشگاهی مطابقت داده شد [32].

Wanga و همکاران در سال ۲۰۱۷ به ارزیابی مقاومت، سختی و شکل‌پذیری ستون‌های فولادی پر شده با بتن تحت بار محوری پرداختند. بدین منظور تعداد زیادی مدل از این نوع از ستون‌ها در نرم افزار اجزاء محدود مورد تحلیل قرار گرفته و روابطی برای پیش‌بینی مقاومت نهایی، سختی، شکل‌پذیری و... ارائه شد [33].

Yi Song و همکاران در سال ۲۰۱۸ به بررسی عملکرد ستون‌های فولادی پر شده با بتن و محافظت شده با پوشش داخلی در برابر آتش پرداختند. بدین منظور مجموعه‌ای از

ستون‌های فولادی پر شده با بتن، با و بدون پوشش محافظ تحت بار خارج از مرکز و طبق استاندارد آتش تا ۱۸۰ دقیقه آزمایش شدند. سه نوع پوشش با ضخامت‌های مختلف در این ستون‌ها استفاده شدند و در نهایت کلیه نتایج به کمک نرم افزار اجزاء محدود بررسی شده و مدلی برای استفاده از پوشش مقاوم در برابر حریق ارائه شد [34].

Min و همکاران در سال ۲۰۱۸ به ارائه رابطه‌ای تحلیلی برای محاسبه ظرفیت خمشی ستون‌های فولادی پر شده و سوراخدار (دوجداره) با بتن تحت شرایط دمایی نرمال و دماهای بالاتر پرداختند. بر این اساس تعدادی ستون با مقطع دایروی و چندضلعی تحت بار محوری مورد تحلیل و ارزیابی قرار گرفته و رابطه‌ای تحلیلی برای دمای نرمال ارائه شد. سپس فرمولاسیون موردنظر به دماهای بالاتر تعمیم داده شده و نتایج آزمایش‌ها تجربی را مقایسه نمودند که درستی فرمولاسیون را نشان داد [35].

علت اصلی استفاده از ستون‌های با هندسه خارجی شیب‌دار این بوده است که تاکنون پژوهش‌های بسیار زیادی در رابطه با ستون‌های با هندسه خارجی بدون شیب انجام شده است اما شیب‌دار بودن ستون می‌تواند رفتار لرزه‌ای و گسیختگی متفاوتی نسبت به سایر ستون‌ها در بر داشته باشد با این دیدگاه که ظرفیت باربری ستون و به تبع ظرفیت خمشی پای ستون نیز افزایش خواهد یافت. در این مقاله با توجه به مطالعات انجام شده و خلأهای پژوهشی موجود، به بررسی تأثیر افزایش دما بر عملکرد لرزه‌ای ستون‌های فولادی دوجداره پر شده با بتن با مقطع خارجی منشوری با شیب $2/1$ درجه از بالای ستون تا پایین ستون (الگوبرداری از [31]) پرداخته شد. بدین منظور دماهای انتخابی عبارتند از ۲۵، ۲۵۰، ۵۰۰ و ۷۰۰ درجه سانتی‌گراد و مقطع داخلی ستون‌ها به صورت مربع، لوزی و دایره هستند. در نهایت منحنی‌های هیستریزس و پوش چرخه‌های هیستریزس ستون‌ها و پارامترهای مختلف حاصله از آن (مقاومت تسلیم، ظرفیت باربری، تغییر مکان‌ها، ضریب شکل‌پذیری و انرژی جذب شده) با یکدیگر مقایسه شدند.

همچنین به منظور مطالعه تأثیر افزایش دما بر کمانش ستون‌های CFST، Kamil و همکاران [36] به مطالعه عددی این موضوع پرداختند. بدین منظور، یک مدل نوین فایبری برای تخمین مقاومت محوری این ستون‌ها در برابر آتش توسعه یافت

که به کمک آن، تعدادی ستون CFST کوتاه تحت اثر بارهای محوری با لحاظ نمودن پدیده کمانش موضعی، مورد مطالعه قرار گرفتند. در مطالعه ایشان، پارامترهایی مانند هندسه مقطع ستون‌ها، مشخصات مصالح و نرخ بارگذاری ارزیابی شدند و در نهایت مشخص شد که مدل پیشنهادی ایشان، قابلیت مناسبی در شبیه‌سازی عملکرد ستون‌های CFST تحت بارهای محوری در معرض حرارت دارد. همچنین بر مبنای نتایج مشخص گردید که وقوع کمانش موضعی به میزان قابل توجهی ظرفیت باربری محوری و سختی ستون‌های با مقطع مستطیلی را کاهش می‌دهد. همچنین مشاهده شد با افزایش مدت زمان اعمال حرارت، سهم باربری محوری بخش فولادی ستون کاهش و متقابلاً، بتن بار بیشتری را تحمل خواهد نمود.

به منظور بررسی اثر هندسه مقطع ستون بر عملکرد آن در شرایط اعمال حرارت، Dai و Lam [37] از مدلسازی المان محدود با بهره‌گیری از نرم افزار ABAQUS استفاده نمودند. بدین منظور عملکرد ستون‌های با مقطع دایره، بیضی، مربع و مستطیل تحلیل شدند و مشاهده شد که ستون‌های CFST با مقطع دایروی، عملکرد برتری نسبت به سایرین در شرایط مذکور، ارائه می‌دهد.

در سال ۲۰۱۹، Wang و همکاران [38] طی یک مطالعه جامع، به گردآوری کلیه نتایج و یافته‌های علمی در خصوص رفتار و ویژگی‌های مکانیکی ستون‌های CFST در معرض حرارت پرداختند. مهمترین نتایج گردآوری شده توسط ایشان عبارتند از:

- کاهش نرخ مقاومت در برابر افزایش مقاومت بتن و همچنین پر نمودن بتن با الیاف‌های فولادی یا تسلیح با میلگرد، مقاومت را به میزان کمی افزایش می‌دهد.
- مشخصات غلاف فولادی شامل مقاومت تسلیم و ضخامت آن، تأثیر چندانی بر مقاومت در برابر آتش ندارد. این در حالی است که مقاومت ستون به ضخامت غلاف فولادی داخلی مقطع بسیار وابسته است.
- حفاظت در برابر آتش، شرایط مرزی و تعداد سطوح مقابل آتش، بر ظرفیت مقطع کاملاً تأثیرگذار هستند. به علاوه، با تداوم زمان اعمال حرارت، ظرفیت باربری محوری و ظرفیت لرزه‌ای به میزان چشمگیری کاهش خواهند یافت.

جدول ۱. جزئیات ابعادی ستون‌ها (سانتی‌متر)

Column	H	a	B	d	c	t
CFDST-C	64	16.2	18.5	8.2	-	0.3
CFDST-S	64	16.2	18.5	-	7.25	0.3
CFDST-D	64	16.2	18.5	-	7.25	0.3

Table 1. Dimensional Columns Details (cm)

در جدول ۱، CFDST-C، CFDST-S و CFDST-D به ترتیب نشان‌دهنده ستون‌های فولادی دوجداره پر شده با بتن با مقطع داخلی دایره، مربع و لوزی است. همچنین پارامترهای H ، a ، b ، c ، d و t به ترتیب نشانگر ارتفاع عمود ستون، بعد خارجی بالای ستون، بعد خارجی پایین ستون، قطر داخلی لوله فولادی داخلی، بعد داخلی مربع و لوزی درونی و ضخامت ورق، پروفیل و لوله فولادی هستند.

۳- مشخصات بتن مصرفی

در جدول (۲) مشخصات مصالح استفاده شده در ساخت بتن و همچنین طرح اختلاط مورد آزمایش نشان داده شده است. با توجه به اینکه کلیه مراحل ساخت، عمل آوری و آزمایش‌ها حرارتی و مقاومتی ستون‌ها در محل آزمایشگاه پژوهشی سازه دانشگاه سمنان انجام شده است، بنابراین سعی شده است تمامی مصالح مصرفی از کارخانجات و معادن استان سمنان تهیه شود. لازم به ذکر است که علت کلی استفاده از میکروسیلیس در ساخت بتن، افزایش دوام و مقاومت فشاری بتن است.

جدول ۲. مشخصات مصالح مصرفی و طرح اختلاط بتن

350 Kg/m ³	Type II Portland (Shahrood)	Cement
50 Kg/m ³	Ferosilice Factory of Semnan	Silica Fume
778 Kg/m ³	Fine-grained (Gohar)	Gravel
1085 Kg/m ³	Double-washed sand	Sand
148 Kg/m ³	Tehran tap water	Water
3% by weight of cement	Carboxylate superplasticiser (C20)	Plasticiser type

Table 2. Specifications of Consumables and Concrete Mix Design

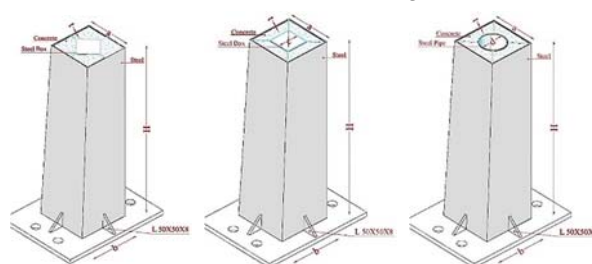
چگونگی اختلاط مصالح برای ساخت بتن، طبق آیین‌نامه ASTM C192 انجام شد. عمل آوری نمونه‌ها روی بتن با سن ۲۸ روزه انجام شد و با انجام آزمایش مقاومت فشاری روی نمونه‌های استوانه‌ای استاندارد با ابعاد ۲۰×۱۰ سانتی متر در زیر

در واقع نوآوری این مقاله، در این است که با توجه به نوع هسته داخلی ستون‌ها که به صورت انحنای زاویه‌دار قرار گرفته‌اند (با سطح مقطع یکسان)، رفتار چرخه‌ای پس از حرارت متفاوتی از خود نشان می‌دهند.

۲- برنامه آزمایشگاهی

در این مطالعه تعدادی ستون فولادی دو جداره پر شده با بتن با هندسه منشوری در دماهای مختلف بررسی شدند. بدین منظور، دماهای استفاده شده عبارتند از: ۲۵، ۲۵۰، ۵۰۰ و ۷۰۰ درجه سانتی‌گراد که با نرخ افزایش درجه حرارت طبق استاندارد ISO-834 [39] به ستون‌ها اعمال شدند. شکل (۱) نمای شماتیک و جدول (۱) جزئیات هندسی مربوط به ستون‌ها با هندسه‌های مختلف را نشان می‌دهند. همان‌گونه که ملاحظه می‌شود، مقطع داخلی ستون‌ها دایره، لوزی و مربع بوده و در تمامی طول ستون بدون تغییر ابعادی ادامه یافتند. اما مقطع بیرونی ستون‌ها متفاوت بوده، بطوری که مقطع فوقانی ستون با شیب ۱۴٪ افزایش و تا مقطع تحتانی ستون ادامه یافته است. همچنین لازم به ذکر است که ارتفاع عمودی ستون برابر ۶۴ سانتی‌متر (بعلت محدودیت در بیشینه طول کوره الکتریکی ۶۵ سانتی‌متر) است. با وجود اینکه با مقیاس کردن ارتفاع ستون‌ها (حدود یک‌پنجم) ممکن است برخی از تغییر مکان‌های کوچک را نتوان دید، اما از آنجایی که نتایج و آزمایش‌ها به صورت مقایسه‌ای انجام خواهد شد، پس تأثیر منفی روی نتایج و بحث ندارد. یکی از ویژگی‌های مهم ستون‌ها با توجه به ابعاد مقطع داخلی ستون‌ها، سطح مقطع برابر مقاطع دایره، لوزی و مربع است. لازم به ذکر است که ابعاد نمونه‌ها و ضخامت ورق‌های استفاده با ملحوظ نمودن شرایط قاب آزمایشگاه و ظرفیت جک رفت و برگشتی آزمایشگاه انتخاب شدند.

شکل ۱. جزئیات هندسی ستون‌ها



الف) CFDST-C ب) CFDST-S پ) CFDST-D
Fig. 1. Geometric details of the columns

جدول ۳. مشخصات فولاد مصرفی طبق آزمایش کشش

The outer section of the column	The inner section of the column	
330	318	F_y (MPa)
425	415	F_u (MPa)
0.06	0.045	ϵ_y (MPa)
0.23	0.21	ϵ_u

Table 3. Specifications of steel consumables according to the tensile test

شکل ۲: ستون‌های ساخته شده قبل از بتن‌ریزی



Fig. 2. Columns made before concreting

۵- آزمایش حرارت

پس از ساخت کلیه ستون‌ها و اتمام فرآیند عمل آوری بتن داخل ستون‌ها، در درون کوره الکتریکی مطابق شکل (۳) شرکت ATBIN به ابعاد $75 \times 45 \times 40$ سانتی متر و با قابلیت افزایش درجه حرارت تا 1250°C درجه سانتی گراد قرار داده شدند. کلیه ستون‌ها در کوره الکتریکی با نرخ افزایش درجه حرارت طبق استاندارد ISO-834 [39] (شکل ۴) قرار داده شده تا به دماهای 250°C ، 500°C و 700°C درجه سانتی گراد برسند. کوره الکتریکی استفاده شده در تمامی وجوه دیواره و کف خود دارای المنت‌های حرارتی مخفی بوده و بدین جهت از تمام جهات به مقدار یکسانی حرارت را به ستون‌ها اعمال می‌نماید. همچنین بعلاوه اینکه جریان هوا و حرارت در تمامی نقاط ستون‌ها برقرار باشد، دو لبه ستون‌ها به کمک جسمی بالاتر از کف کوره قرار گرفت. با توجه به اینکه حضور کرنش سنج در دمای بالا باعث تخریب آن می‌شود، پس در مرحله آزمایش حرارتی هنوز کرنش سنج‌ها به بدنه ستون متصل نشدند.

همانگونه که در شکل (۴) مشاهده می‌شود، منحنی استاندارد شامل فاز گرمایش و فاز سرمایش بوده که در رابطه (۱) آورده شده است.

جک هیدرولیک تمام اتوماتیک شرکت Toni Technik با سرعت بارگذاری 0.5 مگاپاسکال بر ثانیه بر طبق استاندارد EN-12390-13 [۴۰]، مقاومت فشاری بتن داخل ستون‌ها بدست آمد. بدین منظور تعداد ۵ عدد نمونه استوانه‌ای مشابه از طرح اختلاط مورد نظر ساخته شده و نتایج ۵ آزمون مورد نظر به ترتیب برابر $33.4/48$ ، $33.9/49$ ، $33.2/49$ و $33.3/48$ مگاپاسکال حاصل شده است که با میانگین‌گیری، مقاومت فشاری بتن مصرفی در ساخت ستون‌ها برابر $33.4/48$ مگاپاسکال در نظر گرفته شد.

۴- مراحل ساخت ستون‌ها

مقطع داخلی ستون‌ها که به صورت لوزی، مربع و دایره‌ای هستند، از شکل قوطی و لوله‌های فولادی بدون درز با مشخصات فولاد ST37 در آزمایشگاه مهندسی مواد دانشگاه سمنان تحت آزمایش کشش حاصل شده است (جدول ۳). و با ضخامت 0.3 سانتی متر در طول مورد نظر برش خوردند. بنابراین مقطع داخلی ستون‌ها در کارخانه مطابق استانداردهای لازم ساخته شدند بطوری که در بازار آهن کشور ایران موجود بوده و برآحتی قابل تهیه کردن هستند. اما مقطع بیرونی ستون‌ها با توجه به اینکه از هندسه یکسانی برخوردار نبوده و به صورت شیب‌دار (شیب $2/1$ درجه) از بالا به پایین افزایش می‌یابند، پس چنین مقطعی در بازار موجود نبوده و بدین منظور از ورق‌های فولادی ST37 با ضخامت 0.3 سانتی متر استفاده شده و وجوه خارجی مقطع متشکل از چهار دوزنقه بوده، ورق‌ها بصورت مجزا برش خورده و به کمک جوش نفوذی در سرتاسر ارتفاع ستون به یکدیگر متصل شدند. لازم به ذکر است که با توجه به هندسه نامنظم مقطع بیرونی ستون، امکان خم کردن ورق و کاهش استفاده از جوش در گوشه‌ها وجود نداشته، بهمین دلیل حتماً باید از ورق‌های برش خورده مجزا استفاده می‌شد.

به جهت اینکه هنگام بتن‌ریزی در مابین جدار ستون‌ها، فاصله بین مقطع داخلی و خارجی برهم نخورد در مقاطع بالا و پایین ستون‌ها در گوشه‌های آن میلگردهای آجدار به قطر 10 میلی متر جوش داده شده تا جدارهای داخلی و خارجی به یکدیگر فیکس شوند، اما نقش باربری ندارند. شکل (۲) تصویر ستون‌های ساخته شده قبل از بتن‌ریزی را نشان می‌دهد.

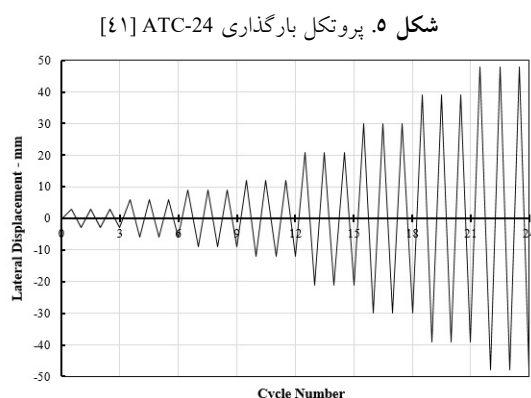


Fig. 5. Loading protocol – ATC-24 [41]

۶-۱- آماده سازی ستون‌ها برای انجام تست

پس از ساخت و اعمال حرارت‌های مختلف روی ستون‌ها، کلیه ستون‌ها آماده انجام آزمایش چرخه‌ای شده‌اند. بدین منظور ورق‌های فولادی به ضخامت ۱/۵ سانتی‌متر و در ابعاد ۴۰×۳۰ سانتی‌متر فراهم شده و به همراه سخت‌کننده‌ها (لچکی به ابعاد قاعده و ارتفاع ۷ سانتی‌متر و ضخامت ۰/۸ سانتی‌متر) در دو پاس جوش، به ستون‌ها جوش داده شدند تا هنگام انجام آزمایش چرخه‌ای، ستون‌ها از محل اتصال با کف صلب آزمایشگاه جدا نشوند و شکستگی را فقط در مقاطع ستون مشاهده نمود.

کلیه ستون‌ها به کف صلب آزمایشگاه که با سوراخ‌هایی به قطر ۳ سانتی‌متر و فاصله مرکز به مرکز سوراخ‌ها برابر ۱۰ سانتی‌متر تعبیه شده‌اند، با پیچ نمره ۲۸ و مهره مناسب متصل شدند. ظرفیت اسمی جک بارگذاری استفاده شده برابر ۱۰۰ تن بوده که بار را به صورت رفت و برگشتی تحت نیروهای فشاری و کششی به ستون‌ها اعمال می‌کند. برای اعمال بار جانبی به انتهای ستون، دو ورق فولادی به ضخامت ۳ سانتی‌متر در دو طرف سمت راست و چپ ستون در نظر گرفته شده که با چهار میل مهار به قطر ۲/۸ سانتی‌متر به همدیگر متصل شدند. این ورق‌ها با پین به محرک نیروی افقی متصل شده‌اند و با اعمال تغییر مکان افقی بصورت متناوب و افزایش‌یابنده بار جانبی به انتهای نمونه وارد می‌شود.

به منظور بررسی کرنش‌ها و تغییر مکان‌های ستون در نقاط هدف، کرنش سنج‌ها (با قابلیت اندازه‌گیری کرنش‌های پلاستیک تا ۰/۵ درصد) و LVDT‌هایی (با قابلیت اندازه‌گیری تغییر مکان‌های تا ۲/۵، ۵ و ۱۰ سانتی‌متر) در قسمت‌های

مطالعه آزمایشگاهی تأثیر افزایش دما بر عملکرد ستون‌های فولادی...

$$T = T_0 + 345 \log_{10}(8t + 1) \quad (الف-۱)$$

$$T = \begin{cases} T_h - 10.417(t - t_h) & (t_h \leq 30) \\ T_h - 4.167 \left(3 - \frac{t_h}{60}\right)(t - t_h) & (30 < t_h < 120) \\ T_h - 4.167(t - t_h) & (t_h \geq 120) \end{cases} \quad (ب-۱)$$

که در آن پارامترها به صورت زیر تعریف می‌شوند:
 T : دمای آتش (درجه سانتی‌گراد)، t : زمان قرار گرفتن در معرض آتش (دقیقه)، $B-C-C'$: فاز گرمایش، $C-D$: فاز سرمایش، C : نقطه آغاز سرمایش، T_0 : دمای محیط (درجه سانتی‌گراد)، t_h : مدت زمان آتش (دقیقه)، T_h : حرارت بیشینه آتش (درجه سانتی‌گراد)، t_p : کل زمان قرار گرفتن در معرض آتش (دقیقه)

شکل ۳. تصاویر کوره الکتریکی مورد استفاده



Fig. 3. Electric furnace images used

شکل ۴: منحنی استاندارد آتش ISO-834

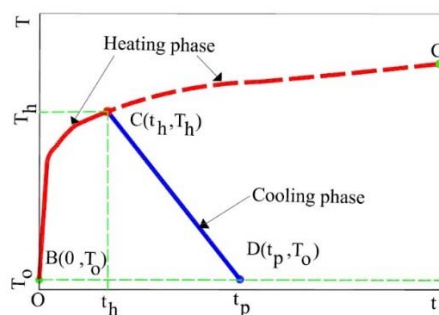


Fig. 4. Standard fire curve – ISO-834 [39]

۶- آزمایش ستون‌ها تحت بارگذاری چرخه‌ای

به منظور بررسی رفتار ستون‌ها و تأثیر هندسه داخلی مقطع ستون‌ها و اثر دماهای مختلف بر عملکرد آن، آزمایش چرخه‌ای بر اساس پروتکل بارگذاری ATC-24 [41] روی کلیه ستون‌ها انجام شد. شکل (۵) پروتکل بارگذاری استفاده شده در آزمایش چرخه‌ای را نشان می‌دهد. همان‌گونه که مشاهده می‌شود، چرخه‌ها بصورت سه‌تایی تکرار شده و تا تغییر مکان ۴۸ میلی‌متر ادامه یافتند.

درونی و LVDT ها در یک جهت و در مقطع بیرونی بکار رفتند. LVDT های شماره ۱ تا ۷ به ترتیب قابلیت اندازه گیری جابه جایی های تا ۱۰، ۱۰، ۲/۵، ۲/۵، ۲/۵ و ۵ سانتی متر را دارند.

شکل ۷. نمای کلی بارگذاری ستون ها در آزمایشگاه

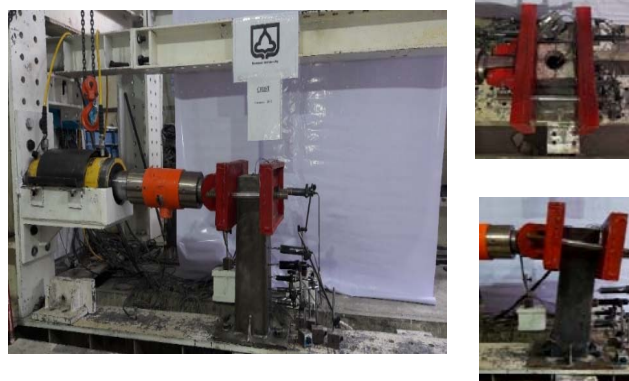


Fig. 7. Load column overview in the lab

یافته است. در دمای ۷۰۰ درجه سانتی گراد در پای ستون های با مقطع داخلی دایره، مربع و لوزی در عمل بتن بطور کامل تخریب شده و در چرخه های آغازین بارگذاری نقشی در تحمل بار نداشته است. همچنین از مشاهده اشکال مربوط به تخریب ستون ها هنگام گسیختگی می توان بیان نمود که با افزایش دما از ۲۵ تا ۵۰۰ درجه سانتی گراد، به علت بیشینه لنگر خمشی ایجاد شده و تمرکز تنش در گوشه های تیز ستون، خرابی از پای ستون به صورت کمربند قطری با زاویه ۴۵ درجه ایجاد شده و به محل جوش پای ستون نیز اشاعه یافته و منجر به شکستگی جوش نیز شده است. اما در دمای ۷۰۰ درجه سانتی گراد در کلیه ستون ها، به علت کاهش ضخامت ورق فولادی در این دما و همچنین تخریب کامل بتن، خرابی به صورت کمربندی افقی در فاصله ۱۰ سانتی متری از پای ستون و تقریباً در نواحی نزدیک سخت کننده های لچکی رخ داده و پارگی سراسری در ستون ایجاد شده که به تبع آن، پارگی به پای ستون نیز گسترش یافت. همچنین در دمای ۷۰۰ درجه سانتی گراد و همچنین اعمال بارهای رفت و برگشتی، بتن بصورت کامل تخریب شده و هنگام گسیخته شدن ستون ها، بتن از منافذ پارگی ستون به بیرون ریخته است. بطور کلی، آثار تخریبی و زمان شروع گسیختگی ستون های با مقطع داخلی

مختلف ستون تعبیه شدند. شکل های (۶ و ۷) تصاویر شماتیک و فواصل قرارگیری کرنش سنج ها و LVDT ها و همچنین شکل کلی بارگذاری ستون ها در آزمایشگاه را نشان می دهد. همانطور که ملاحظه می شود، کرنش سنج ها فقط در مقطع

شکل ۶. جانمایی قرارگیری کرنش سنج ها و LVDT ها

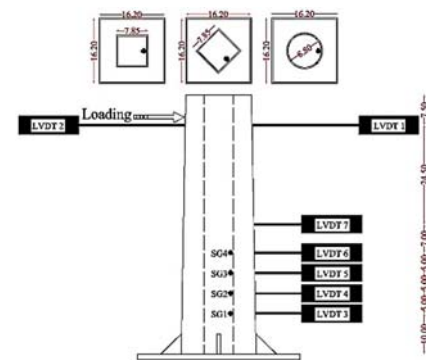


Fig. 6. Locating strain gauges and LVDTs

۶-۲- نتایج آزمایشهای چرخه ای

پس از تنظیم Setup آزمایشگاه و قرارگیری ستون ها به صورت یک سرگردار در قاب صلب آزمایشگاه در محل اعمال جک بارگذاری، فرآیند اعمال نیرو به ستون ها آغاز شده و تا مرحله گسیختگی (حدود ۵۰ درصد افت نیرو) ادامه یافتند. بنابراین نتایج حاصل از تست ستون ها و همچنین مود گسیختگی هر کدام در دماهای ۲۵، ۲۵۰، ۵۰۰ و ۷۰۰ درجه سانتی گراد در شکل های (۸ تا ۱۰) ارائه شده است.

نتایج حاصل از نمودارهای هیستریزس ستون ها، به صورت تفکیک شده و کمی در ادامه مقاله آورده شده است. بطور کلی ظرفیت باربری کلیه ستون ها در همه دماها در حدود ۸ تا ۱۲ تن بوده و بارگذاری نهایتاً تا ۲۴ چرخه و تا ۴۸ میلی متر ادامه یافتند. همان گونه که مشاهده می شود، خرابی در کلیه ستون ها در پای ستون که بیشترین لنگر خمشی را متحمل شده، رخ داده است. همچنین به علت اینکه بارگذاری به صورت رفت و برگشتی بوده، خرابی بتن در محل اتصال بتن و فولاد بصورت محیطی رخ داده است به گونه ای که بتن به صورت نواری از سطح فولادی جدا می شود. اما با افزایش دما از ۲۵ تا ۷۰۰ درجه سانتی گراد، به تدریج خرابی به مرکز بتن نیز گسترش

یا بتن بطور همگن توزیع نشده است. بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که توزیع همگن‌تر مقطع داخلی ستون در ارتفاع، به بهبود و به تأخیر افتادن زمان آغاز گسیختگی ستون‌ها کمک شایانی خواهد نمود.

دایره‌ای به ترتیب کمتر و دیرتر از سایر ستون‌ها است. این پدیده را می‌توان به همگنی مصالح و هندسه این نوع از ستون مرتبط دانست، چرا که در ستون‌های با مقطع داخلی مربع و لوزی، در جهت افقی (محور x) در هر مقطعی از ستون، فولاد

شکل ۸: نمودارهای هیستریزس حاصل از تست ستون‌ها در دماهای مختلف

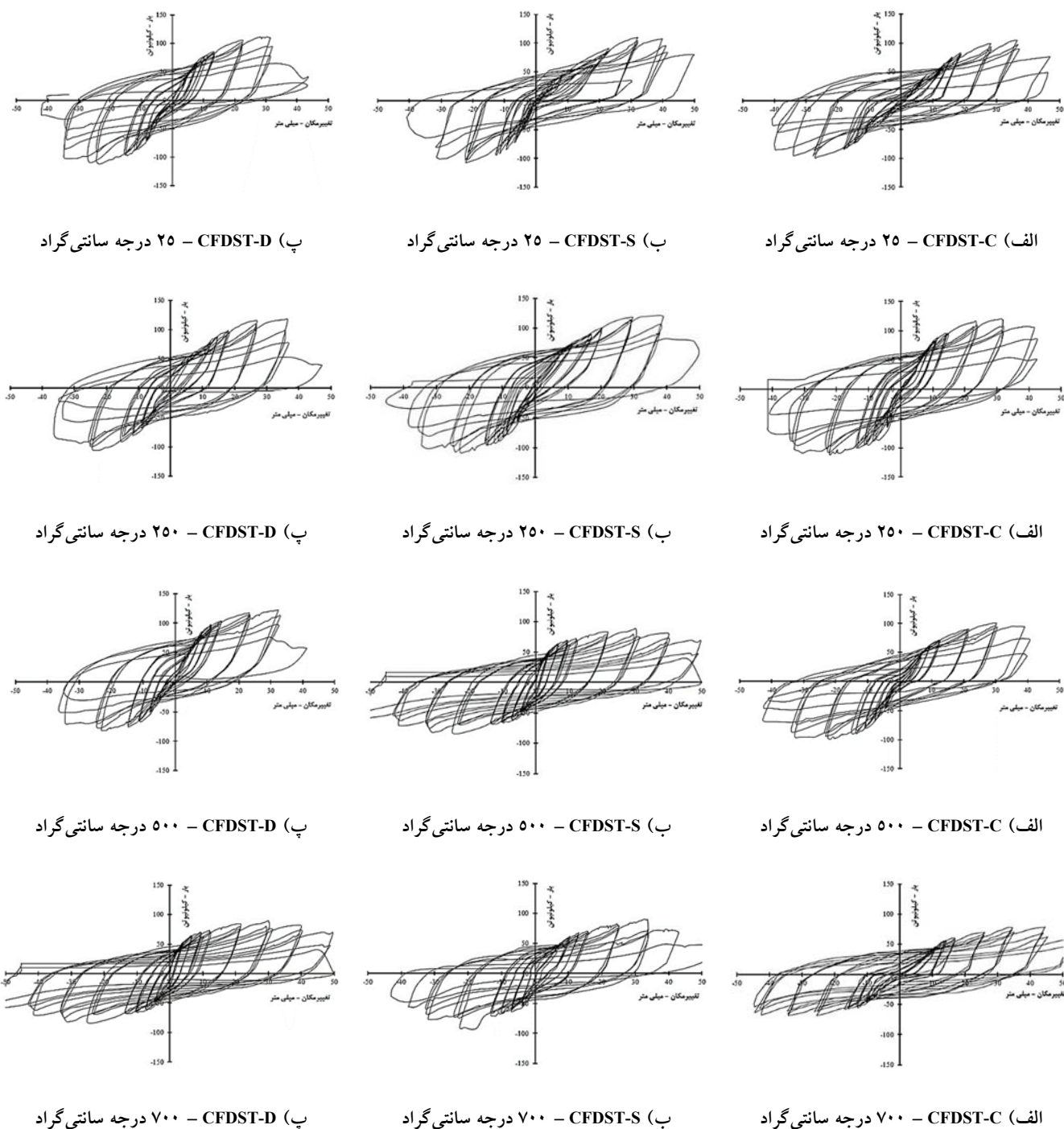
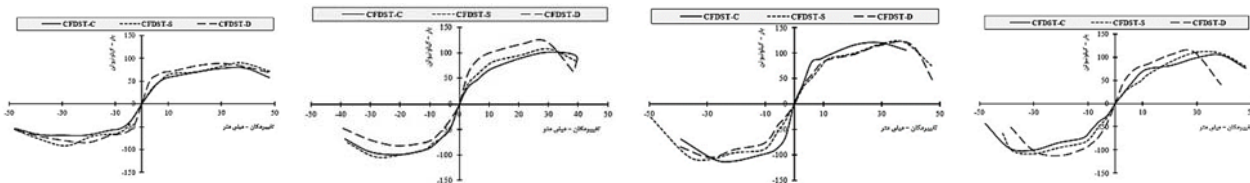


Fig. 8. Hysteresis diagrams obtained from column tests at various temperatures

شکل ۹: نمودارهای پوش حاصل از منحنی هیستریزس ستون ها در دماهای مختلف



(ت) دمای ۷۰۰ درجه سانتی
گراد

(پ) دمای ۵۰۰ درجه سانتی گراد

(ب) دمای ۲۵۰ درجه سانتی گراد

(الف) دمای ۲۵ درجه سانتی گراد

Fig. 9. Push diagrams derived from hysteresis curves of columns at different temperatures

شکل ۱۰: مود گسیختگی ستون ها در دماهای مختلف



(پ) CFST-D - ۲۵ درجه سانتی گراد

(ب) CFST-S - ۲۵ درجه سانتی گراد

(الف) CFST-C - ۲۵ درجه سانتی گراد

(پ) CFST-D - ۲۵۰ درجه سانتی گراد

(ب) CFST-S - ۲۵۰ درجه سانتی گراد

(الف) CFST-C - ۲۵۰ درجه سانتی گراد

(پ) CFST-D - ۵۰۰ درجه سانتی گراد

(ب) CFST-S - ۵۰۰ درجه سانتی گراد

(الف) CFST-C - ۵۰۰ درجه سانتی گراد

(الف) CFST-D - ۷۰۰ درجه سانتی گراد

(الف) CFST-S - ۷۰۰ درجه سانتی گراد

(الف) CFST-C - ۷۰۰ درجه سانتی گراد

Fig. 10. Modes of rupture of columns at different temperatures

سانتی‌گرا، در مابقی دماها همه ستون‌ها پس از ۱۵ چرخه شروع به گسیخته شدن نمودند. بنابراین می‌توان گفت بطور کلی تقریباً در تمامی ستون‌ها پس از ۱۵ چرخه (از دمای ۲۵ تا ۵۰۰ درجه سانتی‌گرا) و چرخه شماره ۹ یا ۱۲ (دمای ۷۰۰ درجه سانتی‌گرا)، ظرفیت باربری ستون‌ها تا حدود ۵۰ درصد افت داشته و فرآیند بارگذاری متوقف خواهد شد.

در جدول ۴ وضعیت ستون‌ها در لحظه شروع گسیختگی ورق طبق مشاهدات حین انجام آزمایش آورده شده است. همانطور که ملاحظه می‌شود بطور کلی به ترتیب ستون‌های با مقطع داخلی لوزی، مربع و دایره ای تحت بار بیشتری فرآیند آغازین گسیختگی را متحمل شده و به جز دمای ۷۰۰ درجه

جدول ۴: وضعیت ستون‌ها در لحظه آغاز گسیختگی

CFDST-D				CFDST-S				CFDST-C				Column
700	500	250	25	700	500	250	25	700	500	250	25	Temperature
12	12	15	15	12	15	15	15	9	15	15	15	Cycle Number
72	103	115.5	112	70.5	101	118	110.5	56	99	108	100	Force (KN)
12	۱۲	21	21	12	21	21	21	9	21	21	21	Displacement (mm)
2	2	3.5	3.5	2	3.5	3.5	3.5	1.5	3.5	3.5	3.5	Drift (%)

Fig. 11. The status of the columns at the moment of failure

شدیدی شده که این مطلب، گویای آغاز فرآیند گسیختگی ستون‌ها است. در این دما، بطور کلی مقدار جذب انرژی ستون‌های با مقطع مربع و لوزی تقریباً با هم برابرند. نکته قابل توجه این است که بارگذاری ستون‌های با مقطع داخلی دایره، مربع و لوزی به ترتیب تا چرخه شماره ۲۱، ۲۲ و ۲۲ ادامه یافته و سپس گسیخته شدند که این مطلب نشان از تاب و تحمل بیشتر ستون با مقطع دایره‌ای در برابر بار چرخه‌ای است.

در شکل (۱۳) منحنی انرژی جذب شده ستون‌ها در دمای ۵۰۰ درجه سانتی‌گرا آورده شده است. همان‌طور که ملاحظه می‌شود، بطور کلی ستون با مقطع دایره‌ای به علت توزیع مناسب‌تر هندسی در ارتفاع ستون، دارای خاصیت جذب انرژی بهتری نسبت به سایر ستون‌ها بوده بطوری که بارگذاری تا ۲۱ چرخه ادامه یافته اما در بارگذاری در ستون‌ها مربعی و لوزی به ترتیب تا ۲۰ و ۱۹ چرخه ادامه یافتند. روشن است تا ۱۳ چرخه انرژی جذب شده در تمامی ستون‌ها تقریباً با هم برابر بوده‌اند. همچنین شماره چرخه آغاز افت شدید انرژی جذب شده در ستون‌های با مقطع داخلی دایره، مربع و لوزی به ترتیب برابر ۱۹، ۱۶ و ۱۶ بوده است. در واقع از چرخه شماره ۱۶، تفاوت‌های محسوس در مقدار انرژی جذب شده ستون‌ها مشاهده شد.

۶-۳- انرژی جذب شده

مساحت داخلی حلقه‌های هیستریزیس بیانگر میزان انرژی جذب شده می‌باشد. بنابراین با تفکیک دماهای مختلف، نمودارهای انرژی جذب شده ستون‌ها در شکل‌های (۱۱ تا ۱۴) آورده شده است. همان‌طور که از شکل (۱۱) مشاهده می‌شود، در دمای ۲۵ درجه سانتی‌گرا بارگذاری کلیه ستون‌ها به تعداد ۲۰ چرخه ادامه داشته و سپس گسیخته شدند. میزان انرژی جذب شده تا ۱۵ چرخه برای تمامی ستون‌ها تقریباً با یکدیگر برابر بوده، چراکه هنوز تغییر مکان‌های زیاد به ستون‌ها اعمال نشده‌اند که بتوان عملکرد هر ستون را مقایسه نمود. از چرخه شماره ۱۰ تا ۲۰ مقدار انرژی جذب شده ستون با مقطع داخلی لوزی کمتر از سایر ستون‌ها (مربع - دایره) شده اما در ستون‌های با مقطع داخلی دایره و مربع، مقادیر انرژی اختلاف چندانی با یکدیگر نداشته‌اند. همچنین در ستون با مقطع لوزی، شیب کاهشی زیادی در مقدار جذب انرژی از چرخه شماره ۱۶ رخ داده است که علت را می‌توان به گسیختگی مقطع داخلی ستون در آن چرخه مرتبط دانست.

با توجه به شکل (۱۲) که مربوط به منحنی انرژی جذب شده ستون‌ها در دمای ۲۵۰ درجه سانتی‌گرا بوده، مشاهده می‌شود که تا ۱۸ چرخه ستون با مقطع داخلی دایره دارای بیشترین مقدار و پس از آن دارای کمترین مقدار جذب انرژی بوده است. پس از چرخه شماره ۱۹، کلیه ستون‌ها دچار افت

شکل ۱۱. انرژی جذب شده در دمای ۲۵ درجه سانتی گراد

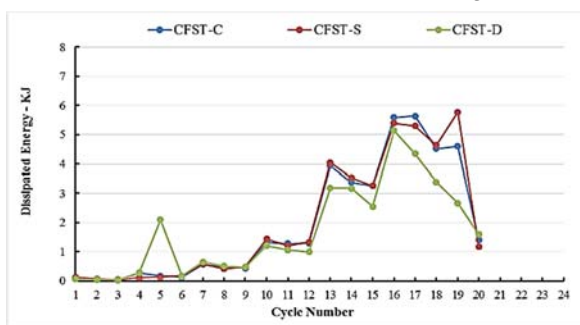


Fig. 11. Energy absorbed at 25 ° C

شکل ۱۲. انرژی جذب شده در دمای ۲۵۰ درجه سانتی گراد

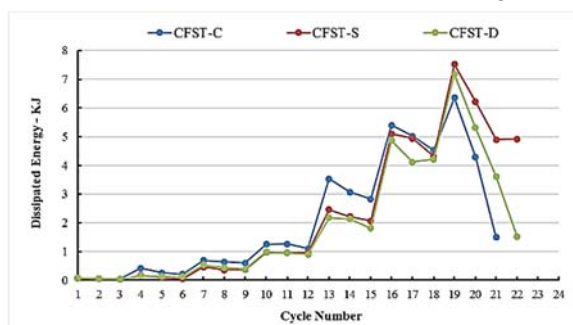


Fig. 12. Energy absorbed at 250 ° C

شکل ۱۳. انرژی جذب شده در دمای ۵۰۰ درجه سانتی گراد

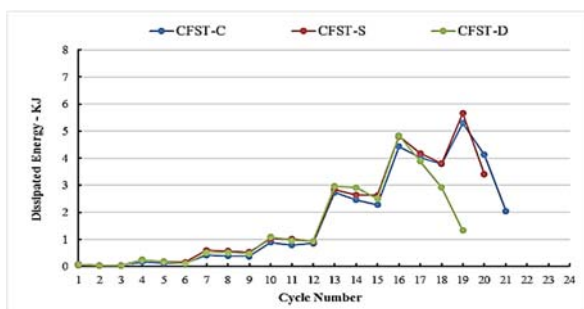


Fig. 13. Energy absorbed at 500 ° C

شکل ۱۴. انرژی جذب شده در دمای ۷۰۰ درجه سانتی گراد

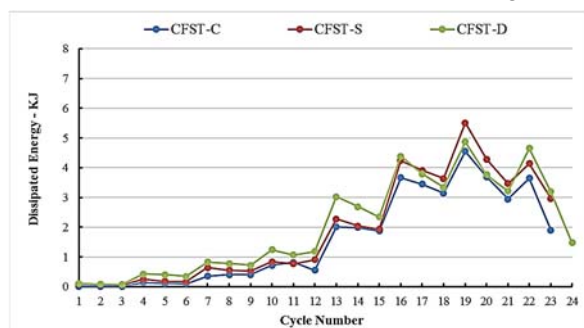


Fig. 14. Energy absorbed at 700 ° C

در شکل (۱۴) منحنی انرژی جذب شده ستون‌ها در دمای

۵۰۰ درجه سانتی‌گراد نشان داده شده است. در این دما، با توجه به نرم شدن شدید فولاد و شکننده تر شدن بتن درون ستون‌ها، خاصیت ارتجاعی بیشتری به ستون‌ها بخشیده بطوری که بارگذاری در ستون‌های با مقطع داخلی دایره، مربع و لوزی به ترتیب تا چرخه شماره ۲۳، ۲۳ و ۲۴ ادامه یافته است. بنابراین می‌توان به این نکته پی برد که ارتباط بین هندسه داخلی و دما در این حالت بیش از حالات قبلی بوده، به طوری که از همان چرخه‌های آغازین و در تمامی چرخه‌ها، اختلاف انرژی جذب شده بین ستون‌ها مشاهده می‌شود. تا ۱۷ چرخه، بیشترین مقدار انرژی جذب شده به ترتیب در ستون‌های با مقطع داخلی لوزی، مربع و دایره‌ای بوده که این مطلب به این دلیل است که با توجه به هندسه و چگونگی قرارگیری ستون‌های با مقطع داخلی لوزی، سختی بسیار بیشتری نسبت به موقعیت قرارگیری سایر ستون‌ها دارد. همچنین از چرخه شماره ۱۸ به بعد، بیشترین مقدار انرژی جذب شده به ترتیب در ستون‌های مربع، لوزی و دایره مشاهده شده است. با این وجود، در این حالت نیز با توجه به توضیح مناسب‌تر ستون با هندسه داخلی دایره، شروع افت شدید انرژی جذب شده در تمامی ستون‌ها چرخه شماره ۲۲ است.

بنابراین با جمع‌بندی نتایج حاصل از شکل‌های (۱۱) تا (۱۴) می‌توان بیان نمود که، بطور کلی از دمای ۲۵ تا ۵۰۰ درجه سانتی‌گراد، هرچه توزیع و شکل هندسی مقطع میانی ستون مناسب‌تر و همگن‌تر باشد، خاصیت جذب انرژی نیز افزایش می‌یابد. بنابراین در دماهای ۲۵ تا ۵۰۰ درجه سانتی‌گراد، مقدار جذب انرژی ستون‌های با مقطع دایره‌ای و مربع بهتر از ستون لوزی عمل کردند. اما در دمای ۷۰۰ درجه سانتی‌گراد، با توجه به نرم شدن فولاد و شکنندگی شدید بتن درون ستون‌ها، سختی مقطع داخلی و به تبع آن آرایش قرارگیری آن بسیار حائز اهمیت بوده و ستون با مقطع لوزی دارای خاصیت جذب انرژی بیشتری نسبت به سایرین است. همچنین ستون با مقطع داخلی دایره نرم‌تر از سایر ستون‌ها می‌شکند و افت انرژی آن به یکباره نخواهد بود.

۷- جمع بندی نتایج

با جمع‌بندی کلی از نتایج حاصل از آزمایش چرخه‌ای (نمودارهای هیستریزس و پوش) ستون‌ها، مقادیر بدست آمده در دماهای مختلف بطور خلاصه در جدول (۵) آورده شده است. پارامتر سختی اولیه ($K_{initial}$) برابر نیروی نقطه اول در چرخه اول تقسیم بر جابه‌جایی آن است. همانطور که مشاهده می‌شود، بطور کلی سختی اولیه ستون‌های با مقطع داخلی لوزی بیشتر از ستون‌های با مقطع مربع و دایره است. همچنین سختی اولیه ستون‌های با مقطع داخلی مربع و دایره به علت قرارگیری منظم در ارتفاع ستون، اختلاف زیادی با هم ندارند.

مقاومت تسلیم (روش پاولی و پریسلی برای دوطبقی کردن نمودار) و ظرفیت باربری و تغییر مکان های نظیر شان، در دماها و ستون‌های مختلف تفاوت‌هایی با یکدیگر دارند. اما بطور کلی مقادیر مقاومتی ستون‌های با مقطع داخلی لوزی و مربع بیش‌تر از دایره است. هر چه دما افزایش می‌یابد، ستون لوزی شکل رفتار بهتری از خود نشان داده است. به طوری که انرژی جذب شده تجمعی و ضریب شکل پذیری ستون لوزی شکل در دمای ۷۰۰ درجه سانتی‌گراد به ترتیب برابر ۴۸۰۸۴/۴ و ۶/۹۸ است. مقادیر پارامترهای مختلف با جزئیات بیشتر در جدول (۵) قابل مشاهده و بررسی است.

جدول ۵. جمع بندی نتایج حاصل از تست‌ها

Cumulative Absorption Energy (KJ)	Plasticity Coefficient (μ)	Ultimate Displacement (mm) (Δ_u)	$\Delta_{P_{max}}$	Δ_y	Bearing Capacity (kN) (P_{max})	Yield Strength (kN) (P_y)	Initial Stiffness (kN/mm) ($K_{initial}$)	Temperature	Column
38.440	2.12	45.55	38.87	13.32	105	91.94	7.61	25	CFDST-C
43.190	2.47	33.02	29.52	6.04	120.5	104.43	12.78	250	
35.457	3.53	39.07	29.90	15.44	100.5	95.35	10.91	500	
36.582	4.24	45.83	38.99	10.81	78.5	72.07	8.19	700	
39.331	2	45.13	29.85	22.54	110.5	106.28	7.03	25	CFDST-S
49.275	3.06	42.8	37.9	13.98	121.5	109.72	10.96	250	
35.298	3.44	38.5	29.96	11.2	107	96.03	13.10	500	
43.536	4.32	47.83	37.74	11.06	90	77.90	8.99	700	
31.721	3.16	32.1	28.94	10.16	111.5	101.75	15.07	25	CFDST-D
41.778	3.54	42.62	40.18	12.04	117.5	106.84	17.18	250	
26.506	4.34	33.22	29.52	7.65	122	112.09	19.99	500	
48.084	6.98	46.47	30.09	6.65	88.5	80.23	16.64	700	

Table. 5. Summarize the results of the tests

۸- نتیجه گیری

در این مقاله به بررسی تأثیر افزایش دما بر عملکرد لرزه‌ای ستون‌های فولادی دوجداره پرشده با بتن با مقطع منشوری پرداخته شد. بدین منظور دماهای انتخابی عبارتند از ۲۵، ۲۵۰، ۵۰۰ و ۷۰۰ درجه سانتی‌گراد و مقطع داخلی ستون‌ها به صورت دایره، مربع و لوزی بوده که نتایج ذیل حاصل شد:

- در دماهای ۲۵، ۲۵۰ و ۵۰۰ درجه سانتی‌گراد، آغاز گسیختگی از پای ستون و در گوشه‌ها با زاویه ۴۵ درجه به صورت قطری ایجاد شده اما در دمای ۷۰۰ درجه سانتی‌گراد، به علت کمتر شدن ضخامت ورق فولادی بعلا پسته‌پسته شدن ورق در حرارت، گسیختگی در ارتفاع حدود ۱۰ سانتی‌متری پای ستون بصورت کمربند افقی در دور تا دور ستون

رخ داده و بطور کامل پاره شد. همچنین شدت گسیختگی‌ها در دماهای مختلف نشان داده است که ستون‌های با مقطع داخلی دایره خرابی شدیدتری نسبت به سایر ستون‌ها داشته است.

- در کلیه ستون‌ها بیشترین خرابی بتن در ناحیه پای ستون به علت حداکثر لنگر ایجاد شده در آن ناحیه ایجاد شده که از دمای ۲۵ تا ۷۰۰ درجه سانتی‌گراد خرابی به صورت جداشدگی بتن از ناحیه فولادی مشاهده شده و با افزایش دما، به تدریج نواحی مرکزی و میانی نیز دچار تخریب می‌شوند که در نهایت در دمای ۷۰۰ درجه سانتی‌گراد در کلیه نمونه‌ها بتن به صورت کاملاً خردشده درآمده به گونه‌ای که نقشی در ظرفیت باربری ستون نداشته است. تخریب بتن در ستون‌ها تقریباً در همه تون‌های با مقطع داخلی دایره، مربع و لوزی به یک شکل بوده

که بیشترین اختلاف در مقاومت تسلیم و ظرفیت باربری در دماهای نظیر تا حدود ۲۰ درصد است.

و تفاوتی با هم نداشته‌اند.

- بطور کلی تقریباً در تمامی ستون‌ها از دمای ۲۵ تا ۵۰۰ درجه سانتی‌گراد پس از ۱۵ چرخه و در دمای ۷۰۰ درجه سانتی‌گراد پس از ۹ یا ۱۲ چرخه، ظرفیت باربری ستون‌ها تا حدود ۵۰٪ افت داشته و فرآیند بارگذاری متوقف شد. در این بین، ستون‌های با مقطع داخلی دایره، زودتر از سایر ستون‌ها گسیخته شده و عملکرد مناسبی در این مسأله نداشتند. همچنین در ستون‌های با مقطع داخلی لوزی نیز فرآیند گسیختگی و کاهش شدید ظرفیت باربری از دمای ۵۰۰ درجه آغاز شده که نشان از عملکرد نامناسب این ستون به علت توزیع هندسی ناهمگون در ارتفاع ستون دارد. بنابراین با جمع‌بندی زمان و مقدار افت ظرفیت باربری ستون‌ها می‌توان دریافت که ستون‌های با مقطع داخلی مربع بهتر از سایر ستون‌ها هستند.

- از دماهای ۲۵ تا ۵۰۰ درجه سانتی‌گراد مقدار جذب انرژی ستون‌های با مقطع داخلی دایره و مربع بهتر از ستون لوزی عمل کردند. اما در دمای ۷۰۰ درجه سانتی‌گراد، با توجه به نرم شدن فولاد و شکنندگی شدید بتن درون ستون‌ها، سختی مقطع داخلی و به تبع آن آرایش قرارگیری آن بسیار حائز اهمیت بوده و ستون‌های با مقطع لوزی دارای خاصیت جذب انرژی بیشتری نسبت به سایر ستون‌ها می‌باشند. همچنین بعلاوه نرم‌تر شکستن ستون با مقطع داخلی دایره نسبت به سایر ستون‌ها، افت انرژی آن به یکباره نخواهد بود.

- طبق نتایج، سختی اولیه ستون‌های با مقطع داخلی لوزی در دماهای مختلف تا حدود ۲ برابر سختی اولیه ستون‌های با مقطع داخلی مربع و دایره هستند.

- طبیعتاً با افزایش دما و نرم‌تر شدن فولاد، می‌توان انتظار داشت ضریب شکل‌پذیری ستون نیز افزایش یابد. طبق نتایج شکل‌پذیری ستون‌های با مقطع داخلی لوزی، مربع و سپس دایره به ترتیب بیشترین مقادیر را داشته‌اند. همچنین می‌توان پی برد که با افزایش سختی اولیه در ستون‌ها، ضریب شکل‌پذیری نیز افزایش یافته است.

- بطور کلی بیشترین مقاومت تسلیم و ظرفیت باربری مربوط به ستون‌های با مقطع داخلی لوزی، مربع و دایره است

References

۹- مراجع

- [1] Administration of Quality Supervision, Inspection, and Quarantine of the People's Republic of China, Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China, Code of design on building fire protection and prevention, GB50016-2014, 2014.
- [2] National Fire Protection Association, Building construction and safety code, NFPA 5000, 2012.
- [3] Han L. H., He S. H. & Liao F.Y. 2011 Performance and calculations of concrete filled steel tubes (CFST) under axial tension. J. Constr. Steel Res, 67(11), 1699-1709.
- [4] Han L. H., Yang Y. F. & Xu L. 2003 An experimental study and calculation on the fire resistance of concrete-filled SHS and RHS columns. J. Constr. Steel Res, 59(4), 427-452.
- [5] Han L. H., Zhao X. L., Yang Y. F. and Feng J. B., Experimental study and calculation of fire resistance of concrete-filled hollow steel columns. J. Struct. Eng, 129(3), 346-356.
- [6] Han L. H. and Huo J. S. 2003 Concrete-filled hollow structural steel columns after exposure to ISO-834 fire standard, J. Struct. Eng, 129(1), 68-78.
- [7] Lie T. T. and Stringer D. C. 1994 Calculation of the fire resistance of steel hollow structural section columns filled with plain concrete. Can. J. Civ. Eng. 21(3), 382-385.
- [8] Romero M. L., Moliner V., Espinos A., Ibañez C. and Hospitaler A. 2011 Fire behavior of axially loaded slender high strength concrete-filled tubular columns, J. Constr. Steel Res, 67(12), 1953-1965.
- [9] Moliner V., Espinos A., Romero M. and Hospitaler A., Fire behavior of eccentrically loaded slender high strength concrete-filled tubular columns. J. Constr. Steel Res, 83, 137-146.

- [20] Standards Australia. Bridge design, Part 6: steel and composite construction. AS5100.6-2004, Sydney, Australia; 2004.
- [21] European Committee for Standardization (CEN). Design of composite steel and concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. EN 1994- 1-1 Eurocode 4, Brussels; 2004.
- [22] American Institute of Steel Construction (AISC). Specification for structural steel buildings. AISC 360-10, Chicago (IL); 2010.
- [23] American Concrete Institute. Building code requirements for structural concrete and commentary. ACI 318-11, Farmington Hills, MI; 2011.
- [24] DBJ 13-51-2010. Development of Fujian Province, the technical specification for concrete-filled steel tubular structures. Department of Housing and Urban; 2010 [in Chinese].
- [25] Chaseling C. 2004 Star attraction. Mod Steel Constr, 44(12), 36–42.
- [26] Liew J. Y. R., Xiong M. X. and Xiong D. X. 2014 Design of high strength concrete-filled tubular columns for tall buildings. Int J High-Rise Build, 3(3), 215–221.
- [27] Han L. H., Yao G. H. and Zhao X. L. 2005 Tests and calculations of hollow structural steel (HSS) stub columns filled with self-consolidating concrete (SCC). J Constr Steel Res, 61(9), 1241–1269.
- [28] Ding F. X., Yu Z. W., Bai Y. and Gong Y. Z. 2011 Elasto-plastic analysis of circular concrete-filled steel tube stub columns. J Constr Steel Res, 67(10), 1567–1577.
- [29] Mao X. Y. and Xiao Y. 2006 Seismic behavior of confined square CFT columns. Engineering Structures, 28, 1378–1386.
- [30] Yi Song T., Hai Han L. and Xia Yu H. 2010 Concrete filled steel tube stub columns under combined temperature and loading, Journal of Constructional Steel Research, 66, 369-384.
- [31] Sadeghi Balkanlou V., Bagerzadeh Karimi M. R., Hasanbakloo A. and Bagheri Azar B. 2014 Study
- [10] H. Yang, L.H. Han, Y.C. Wang, Effects of heating and loading histories on post-fire cooling behaviour of concrete-filled steel tubular columns, J. Constr. Steel Res. 64 (5) (2008) 556–570.
- [11] Lie T. 1994 Fire resistance of circular steel columns filled with bar-reinforced concrete. J. Struct. Eng, 120(5), 1489–1509.
- [12] Kodur V. K. R. and Lie T. T. 1995 Experimental Studies on the Fire Resistance of Circular Hollow Steel Columns Filled with Steel-Fibre-Reinforced Concrete: National Research Council Canada, Institute for Research in Construction.
- [13] Neuenschwander M., Knobloch M. and Fontana M. 2016 ISO standard fire tests of concrete-filled steel tube columns with solid steel core. J. Struct. Eng, 143(4), 04016211.
- [14] Tao Z., Ghannam M., Song T. Y., Han L. H. 2016 Experimental and numerical investigation of concrete-filled stainless steel columns exposed to fire, J. Constr. Steel Res, 118, 120–134.
- [15] To E. C. Y. and Young B. 2008 Performance of cold-formed stainless steel tubular columns at elevated temperatures. Eng. Struct, 30(7), 2012–2021.
- [16] Han L. H., Chen F., Liao F. Y., Tao Z. and Uy B., Fire performance of concrete filled stainless steel tubular columns. Eng. Struct, 56, 165–181.
- [17] CEN, Eurocode 4, design of composite steel and concrete structures. part 1-2: general rules-structural fire design, EN 1994-1-2, 2005.
- [18] Albero V., Espinos A., Romero M., Hospitaler A., Bihina G. and Renaud C. 2016 Proposal of a new method in EN1994-1-2 for the fire design of concrete-filled steel tubular columns. Eng. Struct, 128, 237–255.
- [19] Architectural Institute of Japan (AIJ). Recommendations for design and construction of concrete-filled steel tubular structures. Tokyo (Japan): AIJ, 1998.

- tubes under normal and elevated temperature. *Journal of Constructional Steel Research*, 141, 216–225.
- [36] Kamil G. H., Liang Q. and Hadi M. 2019 Numerical analysis of axially loaded rectangular concrete-filled steel tubular short columns at elevated temperatures. *Eng Struct*, 180, 89–102.
- [37] Dai X. H. and Lam D. 2017 Shape effect on the behaviour of axially loaded concrete filled steel columns under axial compression. *Eng Struct*, 131, 639–650.
- [38] Wang J. H., He J. and Xiao Y. 2019 Fire behavior and performance of concrete-filled steel tubular columns: Review and discussion. *Journal of Constructional Steel Research*, 157, 19–31.
- [39] ISO-834 Fire-resistance tests-elements of building construction. International Standard ISO834: Amendment 1, Amendment 2. 1980.
- [40] NF EN 12390-13 AFNOR, Testing hardened concrete, in: Determination of Secant Modulus of Elasticity in Compression, 2013, 418–455.
- [41] ATC. 1992. ATC-24 Guidelines for Cyclic Seismic Testing of Components of Steel Structures, Applied Technology Council, California, U.S.A.
- the Behavior of Different Composite Short Columns (DST) with Prismatic Sections under Bending Load, *International Journal of Civil. Environmental, Structural, Construction and Architectural Engineering*, 8(6), 721-729.
- [32] Hsiao P. C., Hayashi K. K., Nishi R., Lin X. C. and Nakashima M. 2015 Investigation of Concrete-Filled Double-Skin Steel Tubular Columns with Ultrahigh-Strength Steel, *Journal of Structural Engineering*, 141(7). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001126](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001126).
- [33] Wanga Z. B., Tao Z., Han L. H., Uy B., Lam D. and Kang W. H. 2017 Strength, stiffness, and ductility of concrete-filled steel columns under axial compression. *Engineering Structures*, 135, 209–221.
- [34] Yi Song Q., Hai Han L., Zhou K. and Feng T. 2018 Fire resistance of circular concrete-filled steel tubular (CFST) column protected by intumescent coating. *Journal of Constructional Steel Research*, 147, 154–170.
- [35] Min u., Xiaoyan P., Lihua X. and Jianqiao Y. 2018 A unified formula for calculating bending capacity of solid and hollow concrete-filled steel

An Experimental Investigation into the Impact of Temperature Rise on the Performance of CFDST Columns with Prismatic Geometry Subjected to Cyclic Loading

Ghasem Pachideh¹, Majid Gholhaki^{*2}, Amin Moshtagh³

1. Ph.D. Candidate, Faculty of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, Iran.

2. Associate Professor, Faculty of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, Iran.

3. MSc, Department of Civil Engineering, Garmsar University, Garmsar, Iran.

*mgholhaki@semnan.ac.ir

Abstract

In recent years, the construction of high - security buildings against the conditions of explosion and fire is a very important issue in the world. Therefore, one of the appropriate strategies in this field is to use steel - concrete composite columns to be used in the core of the concrete column to maintain its durability and stability against high temperatures. This paper studies the impact of temperature rise on the performance of concrete-filled double skin tubular steel columns with prismatic geometry. In doing so, a number of columns whose interior core was square, diamond and circularly-shaped and their exterior core was prismatic with a square cross-sectional area increasing with the slope of 2.1 degrees from top to the bottom, were constructed and exposed to the temperatures of 25, 250, 500 and 700 °C. Accordingly, the temperature rates up in compliance with ISO-834. Afterwards, all column specimens were subjected to cyclic loads adopted from the ATC-24 loading protocol which proceeded until the specimens failed. Firstly, the 28 - day compressive strength of concrete, measured, and steel used is tested under tensile test and the stress and strain characteristics were obtained. The results indicate that although the failure mode of the columns with interior core of square or diamond shape resembles each other, the columns whose interior core was circularly-shaped, experienced more intensive damages compared to the latter specimens. Failure mode of the columns base was developed as a diagonally with degree of 45° by temperature of 500 °C but at the temperature of 700 °C, the damages have occurred horizontally at the level of 10 cm from the column base. Moreover, initial stiffness and ductility ratio of the columns with diamond-shaped interior core was approximately 2 times greater than the other columns. in all columns, the maximum damage in the leg area is caused by the maximum anchor in that area caused by 25 to 700 °C, and with increasing temperature, the central and middle regions are also completely destroyed, so that at 700 °C in all specimens, concrete is completely crushed in such a way that it has virtually no role in the load - bearing capacity of the column. The destruction of concrete in columns is almost identical in all columns of the inner circle of the circle, squares and diamond. In general, the load - bearing capacity of the columns decreased by about 50 % after 15 cycles at a temperature of 700 °C after 9 or 12 cycles, and the loading process was halted. In the meantime, the columns of the inner circle of the circle had broken out earlier than the other columns and did not have proper functioning. also in the diamond - shaped columns, the rupture process and the severe reduction of the carrier capacity are initiated at 500 °C, indicating that this column does not indicate that this column is due to heterogeneous geometrical distribution at the height of the column. Generally, in all columns, at 25 to 500 °C after 15 cycles and at 700 °C after 9 or 12 cycles, the load capacity of the columns dropped by about 50% and the loading process was stopped.

Keywords: Concrete-Filled Double Skin Steel Column, Prismatic Geometry, Temperature, Cyclic Loading.