

ارزیابی آزمایشگاهی عملکرد پوشش‌های پاششی محافظت‌کننده در مقابل حریق اجرا شده بر روی سازه‌های فولادی در هنگام آتش‌سوزی بعد از زلزله

ارسلان کلانی* (استادیار)

سعید بختیاری (استادیار)

مسعود جمالی آشتیانی (مربی)

بخش مهندسی آتش، مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی

سهیل سعید زمانی (استادیار)

بخش مهندسی سازه و ابنه فنی، مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی

مهندسی عمران شریف، بهار (۱۴۰۰)
دوره ۲ - ۳۷، شماره ۱/۱، ص. ۱۵۳-۱۶۳، (پادداست فنی)

سازه‌های فولادی در مقابل آتش بسیار آسیب‌پذیرند و نیازمند سیستم‌های محافظ حریق هستند. از طرف دیگر، پس از یک زلزله‌ی شدید، وقوع آتش‌سوزی، بسیار متحمل است. لذا در پژوهش حاضر، عملکرد یک نوع پوشش محافظ حریق متداول در آتش‌سوزی بعد از زلزله مطالعه شده است. برای این منظور، ابتدا ۴ ستون فولادی محافظت شده در مقابل حریق تحت بارگذاری جانبی سیکلی قرار گرفتند. در ادامه، ستون‌های مذکور همراه با دو ستون شاهد، تحت آزمون‌های مقاومت در برابر آتش در کوره قرار گرفتند، تا بعد از مقایسه‌ی نتایج، میزان آسیب پوشش محافظ حریق تحت زلزله ارزیابی شود. از نتایج کیفی و کمی آزمون‌های انجام شده، علاوه بر تعیین میزان و نوع خسارت پوشش محافظ حریق تحت زلزله با دو شدت مختلف مشخص شد که مسلح کردن پوشش محافظ حریق با مش فولادی در محدوده‌ی شکل‌گیری مفصل خمیری لرزه‌یی، می‌تواند میزان آسیب لرزه‌یی پوشش را به حد قابل قبولی کاهش دهد.

a.kalali@bhrc.ac.ir
bakhtiari@bhrc.ac.ir
m.jamali@bhrc.ac.ir
majidzamani@bhrc.ac.ir

واژگان کلیدی: سازه‌های فولادی، پوشش‌های پاششی محافظ حریق پایه‌ی معدنی، زلزله، مقاومت در برابر آتش.

۱. مقدمه و تاریخچه‌ی پژوهش

تسلیم و مدول کشسانی مصالح فولادی با افزایش دما کاهش می‌یابد و باعث کاهش ظرفیت باربری عضو فولادی می‌شود. برای مثال، میزان افت مقاومت تسلیم و مدول کشسانی فولاد متداول ساختمانی در دمای ۶۰۰ درجه‌ی سلسیوس، به ترتیب حدود ۵۳ و ۶۹ درصد است.^[۱]

برای تأمین مقاومت موردنیاز یک سازه‌ی فولادی در مقابل آتش، روش‌های مختلفی وجود دارد. یکی از متداول‌ترین آن‌ها که در کشور ما نیز اخیراً توسعه یافته است، استفاده از پوشش‌های پاششی محافظ در برابر حریق پایه‌ی معدنی است. در عمل در پروژه‌های ساختمانی، غالباً سیستم محافظ حریق مذکور مطابق دستورالعمل آیین‌نامه‌های موجود بین‌المللی مانند BS۸۲۰۲-۱^[۲]، ANSI/UL۲۶۳^[۳] یا IBC^[۴] یا ملی^[۵] اجرا می‌شود که اساساً در دستورالعمل‌های اخیر، بحث زلزله در نظر گرفته نشده و تمهیدات و جزئیاتی برای این منظور نیز لحاظ نشده است. ولی مشخص است که در حین یک زلزله‌ی شدید، سازه‌ی ساختمان دچار

دو پدیده‌ی مخرب که همواره ایمنی ساختمان‌ها را می‌توانند به مخاطره بیاندازند، زلزله و آتش‌سوزی هستند. کشور ایران، یک کشور بسیار لرزه‌خیز است.^[۱] لذا در حال حاضر در طراحی و ساخت سازه‌ی ساختمان‌ها در کشور، لازم است ضوابط لرزه‌یی مطابق آیین‌نامه‌های ملی موجود، مانند میچت دهم مقررات ملی ساختمان ایران^[۲] و استاندارد ۲۸۰۰ ایران در نظر گرفته شوند.

از طرف دیگر، مطابق میچت سوم مقررات ملی ساختمان ایران^[۳] یکی از پیش‌نیازهای اصلی برای تأمین ایمنی در برابر حریق ساختمان‌ها، تأمین ضوابط مقاومت در مقابل آتش اجزاء ساختمان است که در ارتفاع و مساحت مجاز ساختمان تأثیرگذار است. سازه‌ی فولادی در مقابل آتش بسیار آسیب‌پذیر است، چون مقاومت

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۱/۲/۱۳۹۸، اصلاحیه ۱۳۹۹/۳/۲۵، پذیرش ۱۳۹۹/۴/۱

DOI:10.24200/J30.2020.55007.2693

تغییر شکل‌های زیادی می‌شود و می‌تواند به پوشش ضد حریق اجرا شده، آسیب شدیدی وارد کند و باعث ترک خوردن یا جدا شدن آن از سطح زیرکار شود.^[۱۲-۱۱] بدیهی است پس از یک زلزله‌ی شدید، وقوع آتش‌سوزی مثلاً در اثر ترکیدن لوله‌های گاز، بسیار متحمل است. بنابراین اگر در ابتدا تمهیدات لازم به‌منظور تضمین عملکرد موردنظر پوشش‌های ضدحریق در حین زلزله در نظر گرفته نشود و آن‌ها در اثر زلزله دچار آسیب و خرابی قابل توجهی شوند، دیگر قادر نخواهند بود افزایش رشد دمای سازه‌ی فولادی تا حد بحرانی را به اندازه‌ی مدت زمان موردنیاز به تأخیر بیناندازند و بنابراین فروپاشی و ریزش ساختمان در زمان اندکی پس از زلزله محتمل خواهد بود. همچنین، علاوه بر احتمال وقوع آتش‌سوزی بلافاصله پس از یک زلزله‌ی قوی، لازم است در خصوص پوشش‌های محافظت‌کننده‌ی اجرا شده در برابر حریق در یک سازه‌ی فولادی که یک زلزله‌ی شدید را تحمل می‌کند، اظهارنظر شود که آیا پوشش‌های مذکور نیاز به ترمیم یا تعویض دارند یا اینکه می‌توان با تمهیدات خاص در نظر گرفته شده در زمان اجرا، سلامت آن‌ها را بعد از زلزله تضمین کرد.

در مطالعه‌ی حاضر، ستون فولادی به عنوان مهم‌ترین عضو یک سازه‌ی فولادی، به‌عنوان نمونه‌ی آزمایشگاهی مد نظر قرار گرفته است. روش‌های مختلفی برای آزمون ستون به منظور ارزیابی عملکرد لرزه‌ی آن وجود دارد. ساهو و رای^[۱۳] (۲۰۰۷)، عملکرد ستون‌های مرکب با بست‌های افقی تحت بارگذاری جانبی سیکلی را مطالعه کردند و در آن برای شبیه‌سازی اثر زلزله در نمونه‌های آزمایشگاهی مورد مطالعه، روش ATC 24^[۱۴] را به‌کار بردند. حسینی هاشمی و پورصمد بناب^[۱۵] (۲۰۱۳)، نیز رفتار سیکلی ستون‌های مرکب با بست‌های مورب را با استفاده از روش ATC 24 بررسی کردند و با توجه به نحوه‌ی رفتار ستون‌ها و شکل متقارن معکوس تغییرشکل آن‌ها در هنگام زلزله، فقط نصف ارتفاع ستون‌ها برای مطالعه‌ی آزمایشگاهی، ساخته و آزمون شدند. در گزارش پژوهش انجام شده توسط گاجالکشمی^۲ و جین هلنا^[۱۶] (۲۰۱۲)، یافته‌های یک مطالعه‌ی آزمایشگاهی به منظور بررسی آسیب جمعی ستون‌های فولادی پُر شده با بتن تحت بارگذاری شبه استاتیکی بیان شده است. هیندی و تورچک^[۱۷] (۲۰۰۸)، رفتار سیکلی ستون‌های دایره‌ی بتن مسلح محصور شده را با استفاده از یک روش جدید محصور کردن، به‌صورت آزمایشگاهی بررسی کرده‌اند. در دو پژوهش اخیر نیز، تمرکز اصلی بر روی بررسی رفتار لرزه‌ی فقط ستون قرار داشته است که از الگوهای مشابهی نیز برای شبیه‌سازی اثر زلزله استفاده شده است.

در برخی مطالعات انجام شده،^[۱۸-۲۰] مشخص شده است که پاسخ مکانیکی یک عضو سازه‌ی در دماهای بالا، نه فقط به مشخصات ذاتی مصالح تشکیل‌دهنده عضو وابسته است، بلکه به تاریخچه‌ی بارگذاری قبلی وارده نیز وابسته است. یک مثال مهم از این موضوع، پاسخ سازه‌های فولادی تحت آتش‌سوزی بعد از زلزله است. نتایج آزمایشگاهی نشان دادند که یک تاریخچه‌ی بارگذاری سیکلی قبلی، به میزان قابل توجهی، شکل‌پذیری و مقاومت فولاد را در دماهای بالا تحت تأثیر قرار می‌دهد.

همچنین برکستن و پسیکی^۳ (۲۰۱۱)،^[۱۹] در مورد الگوهای آسیب رخ داده شده در مواد پاششی محافظ حریق اجرا شده بر روی اتصال‌های تیر به ستون قاب خمشی فولادی به علت حادثه‌ی لرزه‌ی شدید و آثار آسیب آن در آتش‌سوزی بعد از زلزله، بحث کرده‌اند. دو اتصال تیر به ستون محافظت شده با پوشش پاششی محافظ حریق، تحت بارگذاری سیکلی شبه استاتیکی (مطابق دستورالعمل FEMA 461^[۲۱]) قرار گرفتند که منجر به تغییرشکل‌های زیاد و ایجاد مفصل خمیری در تیر و آسیب محلی به پوشش قرارگرفته روی تیر شد. تحلیل‌های اجزاء محدود انتقال حرارت به منظور مقایسه‌ی اتصال‌های تیر به ستون با پوشش پاششی محافظ حریق

آسیب‌خورده و آسیب‌نخورده تحت هر دو نوع آتش استاندارد و طبیعی انجام شد. نتایج تحلیل‌های انتقال حرارت نشان دادند که آسیب‌دیدگی پوشش پاششی محافظ حریق قرارگرفته روی تیر در مجاور ستون، منجر به افزایش حرارت منتقل شده به ستون و بنابراین دماهای بالا در ستون می‌شود.

کلر^۴ و پسیکی^۵ (۲۰۱۵)،^[۱۱] در پژوهش خود دریافتند که آسیب ناشی از زلزله به اجزاء سازه‌ی و پوشش پاششی محافظ حریق در محل اتصال تیر به ستون قاب ثقلی فولادی می‌تواند عملکرد اتصال در حین آتش‌سوزی را تحت تأثیر قرار دهد. برای تعیین آسیب سازه‌ی و پوشش پاششی محافظ حریق در اثر محدوده‌ی از تغییرشکل‌های لرزه‌ی، دو اتصال تیر به ستون مقیاس کامل محافظت شده با پوشش پاششی از نوع اتصال با ورق تک‌کناری و اتصال با نبشی نشیمن، همراه با دال کامپوزیت تحت ترکیب بارگذاری ثقلی و جانبی (مطابق دستورالعمل FEMA 461)، آزمون شدند. در حین هر دو آزمون آسیب‌هایی همچون ترک‌خوردگی، جداشدگی و ریزش پوشش پاششی محافظ حریق مشاهده شد که باعث بی‌محافظت شدن اجزاء مهم اتصال شده است. آزمون‌ها نشان دادند که آسیب سازه‌ی و پوشش پاششی محافظ حریق، خطرهای واقعی در حین زمین‌لرزه‌های قوی هستند؛ و لذا، نیازهای طراحی برای اتصال‌های ثقلی برای تحمل آتش‌سوزی بعد از زلزله، به میزان قابل توجهی از طراحی متداول برای ایمنی در برابر فقط آتش، بیشتر است.

در سال ۲۰۱۳ نیز ونگ، لی و کدور^[۱۲] روشی برای مدل‌سازی پوشش‌های محافظ حریق اجرا شده بر روی ستون‌های فولادی ارائه کردند و مطالعات آزمایشگاهی و عددی به منظور بررسی الگوهای خرابی پوشش‌های محافظ حریق اجرا شده بر روی ستون‌های فولادی تحت بارهای جانبی یک‌طرفه و سیکلی در شرایط محیطی انجام دادند. بنابراین در مطالعات موجود برای ارزیابی عملکرد پوشش‌های پاششی محافظ حریق پایه‌ی معدنی،^[۱۲-۱۱] در مقابل آتش‌سوزی بعد از زلزله، آزمون‌های لرزه‌ی به صورت آزمایشگاهی و واقعی انجام شده است و در ادامه، اثر آتش به کمک روش اجزاء محدود مطالعه شده و آزمون آتشی در آزمایشگاه انجام نشده است. ولی در پژوهش حاضر، اثر زلزله و آتش‌سوزی هر دو به صورت واقعی و آزمایشگاهی مطالعه شده است که باعث شده است تا نتایج به‌دست آمده، دقیق‌تر و قابل اعتمادتر باشند.

با توجه به توضیحات اخیر، در پژوهش حاضر، این مراحل طی شده است: شش ستون فولادی با مقطع یکسان تهیه شدند. یک ستون بدون پوشش محافظ حریق و پنج ستون فولادی باقی‌مانده با یک نوع پوشش پاششی محافظ حریق پایه‌ی معدنی محافظت شدند. در دو ستون، این پوشش با مش فولادی مسلح شد. برای شبیه‌سازی اثر زلزله، چهار عدد از ستون‌های مذکور تحت بارگذاری جانبی افزایش‌دهی رفت و برگشتی با دو شدت مختلف قرارگرفتند. سپس سه عدد از ستون‌های آسیب‌دیده‌ی لرزه‌ی همراه با دو ستون شاهد، تحت آزمون‌های مقاومت در برابر آتش در کوره قرارگرفتند. بعد از مقایسه‌ی نحوه‌ی رشد دمای ستون‌های فولادی در دو حالت آسیب‌دیده‌ی لرزه‌ی و آسیب‌ندیده‌ی لرزه‌ی، اثر تغییرشکل جانبی ناشی از زلزله و جزئیات اجرایی مختلف پوشش در عملکرد پوشش محافظ حریق، مشخص و ارزیابی شد.

۲. طراحی و ساخت نمونه‌های آزمایشگاهی

۱.۲. تغییرشکل جانبی

در برنامه‌ی آزمایشگاهی حاضر، ستون به‌عنوان اصلی‌ترین عضو باربر در سازه‌های

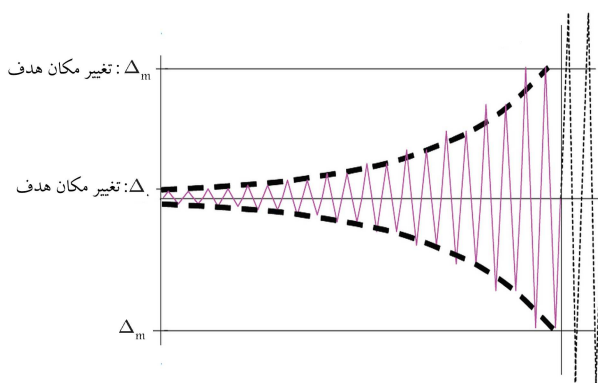


ب) ستون آزمایشگاهی بعد از ابزاربندی کامل (نصب تمامی کرنش سنج ها، تغییر مکان سنج ها و نیروسنج ها).



الف) ستون آزمایشگاهی بعد از ساخت و نصب کرنش سنج ها؛

شکل ۱. الگوی نصب تمامی کرنش سنج ها، تغییر مکان سنج ها و نیروسنج ها بر روی ستون آزمایشگاهی مورد مطالعه.



شکل ۲. الگوی تاریخچه‌ی بارگذاری کنترل‌شونده توسط تغییر مکان انتخابی برای آزمون‌ها. [۲۱]

تحت بارگذاری جانبی سیکلی افزایشده قرار گرفتند و سپس یک متر پایین ستون‌ها، که شامل محدوده‌ی مفصل خمیری است و پوشش در آنجا بیشترین آسیب‌ها را متحمل می‌شود، جدا شده و سپس تحت آزمون مقاومت در برابر آتش در کوره قرار گرفته است.

۳.۲. بارگذاری جانبی سیکلی ستون‌ها

در برنامه‌ی آزمایشگاهی کنونی، برای بارگذاری جانبی سیکلی ستون‌ها از پروتکل آزمون جانبی سیکلی شبه استاتیکی معرفی شده در آیین‌نامه‌ی FEMA ۴۶۱ استفاده شده است. روش آزمون اشاره شده از نوع کنترل‌شونده توسط تغییر مکان است که در آن، تعداد کمیته‌ی سیکل‌های بارگذاری (از نوع تغییر مکان) برابر ۲۰ عدد بوده و هر سیکل با دامنه‌ی مشخص، دو بار تکرار شده است. دامنه‌ی هر سیکل تغییر مکانی نیز ۱/۴ برابر دامنه‌ی سیکل قبلی خود بوده است. شمایی از نحوه‌ی بارگذاری انجام شده در شکل ۲ مشاهده می‌شود.

۴.۲. جزئیات اتصال ستون‌ها به کف قوی آزمایشگاه

در پروژه‌ی حاضر، برای طراحی صفحه‌ی ستون، سخت‌کننده‌ها، جوش‌ها، پیچ‌ها و سایر جزئیات اتصال ستون به تیر قوی کف آزمایشگاه، از اتصال خمشی فلنچی با ورق لچکی مطابق مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران و آیین‌نامه‌ی

فولادی مد نظر قرار گرفته است. مطابق آیین‌نامه‌ی ANSI/AISC ۳۴۱ [۲۲] اتصال‌ها در قاب خمشی متوسط باید قادر به تحمل تغییر مکان نسبی طبقه برابر ۰/۰۲ باشند و مقاومت خمشی اندازه‌گیری شده‌ی اتصال در بر ستون، دست‌کم برابر ۰/۸٪ ظرفیت خمشی خمیری تیر در آن در یافت طبقه ۰/۰۲ باشد. اتصال‌ها در قاب خمشی ویژه نیز باید قادر به تحمل تغییر مکان نسبی طبقه برابر ۰/۰۴ باشند و مقاومت خمشی اندازه‌گیری شده‌ی اتصال در بر ستون، دست‌کم برابر ۰/۸٪ ظرفیت خمشی خمیری تیر در آن در یافت طبقه ۰/۰۴ باشد. با عنایت به این موضوع، در مطالعه‌ی حاضر، دو سطح تراز زلزله، شامل شدید و خیلی شدید، در نظر گرفته شده است که به ترتیب متناظر با در یافت طبقه برابر ۴ و ۵ درصد است.

۲.۲. مشخصات ستون‌ها

ارتفاع یک طبقه‌ی معمول در ساختمان‌ها حدود ۳/۲ متر است، ولی با توجه به شکل متقارن معکوس تغییر شکل ستون در حین بارگذاری جانبی مانند زلزله، در پژوهش حاضر فقط نصف ستون‌ها ساخته و آزمون شدند. بنابراین طول مفید ستون‌های آزمایشگاهی برابر ۱/۶ متر بود، که با لحاظ کردن فضای لازم برای اعمال بار، طول کل آن‌ها برابر ۱/۸ متر شده است. ستون‌های آزمایشگاهی به صورت طره‌ی بودند، یعنی در محل اتصال به کف قوی آزمایشگاه، اتصال‌گیردار داشتند و در انتهای دیگر، آزاد بودند.

با توجه به ابعاد و مشخصات تیر قوی کف آزمایشگاه بخش مهندسی سازه و ابنیه‌ی فنی مرکز تحقیقات راه، مسکن، و شهرسازی، ستون انتخابی از نوع مقطع بال‌پهن HEB۲۶۰ بود (شکل ۱) که نوع فولاد نیز S ۲۳۵ ($F_y = 235 MPa$) است که متداول‌ترین فولاد استفاده شده در صنعت ساختمان کشور است. با توجه به در یافت بالایی که قرار است در آزمون‌های بارگذاری سیکلی به ستون‌ها وارد شود، مقطع ستون‌ها باید از نوع با شکل‌پذیری بالا باشد. بر این اساس، مطابق آیین‌نامه‌ی ANSI/AISC ۳۴۱، ضوابط پذیرش و ویژگی مذکور برای مقطع انتخاب شده کنترل شد که جواب‌گو بود.

در برنامه‌ی آزمایشگاهی حاضر، ستون‌های محافظت شده در دو اندازه‌ی ۱۸۰ و ۱۰۰ سانتی‌متری بودند. در ستون‌های ۱۰۰ سانتی‌متری، تمام طول ستون و در ستون‌های ۱۸۰ سانتی‌متری، یک متر پایین ستون در محل اتصال به کف قوی آزمایشگاه، با پوشش محافظ حریق پوشیده شدند. ستون‌های ۱۸۰ سانتی‌متری،

ANSI/AISC 358^[۲۳] استفاده شده است، که از نوع اتصال‌های صلب (گیردار کامل) از پیش تأیید شده در قاب‌های خمشی فولادی است که در هر دو نوع قاب خمشی متوسط و ویژه کاربرد دارد. اتصال ستون بررسی شده در شکل ۱ الف مشاهده می‌شود.

۵.۲. مشخصات اتصال‌های جوشی

مطابق مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران، برای اتصال جوشی فولاد با مقاومت تسلیم کمتر از ۳۵۰ مگاپاسکال و ضخامت ورق کمتر از ۱۵ میلی‌متر، می‌توان از الکتروود E۶۰ یا E۷۰ استفاده کرد؛ ولی برای اتصال جوشی فولاد با مقاومت تسلیم کمتر از ۳۰۰ مگاپاسکال و ضخامت ورق بیشتر از ۱۵ میلی‌متر، باید از الکتروود E۷۰ استفاده کرد. با عنایت به ضوابط ذکر شده و همچنین با توجه به وجود ورق‌های فولادی با ضخامت بالاتر از ۱۵ میلی‌متر در محل اتصال ستون‌ها به کف قوی آزمایشگاه، برای اجرای تمامی جوش‌ها در پروژه‌ی مطالعاتی حاضر، از الکتروود E۷۰ استفاده شده است. تا اتصال همچنین بتواند تغییرشکل‌های زیاد مربوط به شکل‌پذیری بالا را تحمل کند.

مطابق با آیین‌نامه‌ی ANSI/AISC 358 و با توجه به عملکرد خمشی ستون تحت بارگذاری سیکلی، برای اتصال جان ستون به ورق صفحه‌ی ستون می‌توان از جوش گوشه‌ی دوطرفه استفاده کرد. ولی اتصال بال‌های ستون به ورق صفحه‌ی ستون باید از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل باشد. اتصال ورق‌های سخت‌کننده به ورق صفحه‌ی ستون نیز باید از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل باشد. ولی اتصال ورق‌های سخت‌کننده به بال‌های ستون می‌تواند از نوع جوش گوشه‌ی دوطرفه باشد. برای اجرای جوش‌های شیاری با نفوذ کامل در هر نمونه‌ی آزمایشگاهی شامل اتصال ورق‌های سخت‌کننده و همچنین بال‌های ستون به ورق صفحه‌ی ستون، از جزئیات ارائه شده در استاندارد AWS D۱.۱/D۱.۱M^[۲۴] استفاده شده است.

۶.۲. نوع، تعداد و محل نصب کرنش‌سنج‌ها

در برنامه‌ی آزمایشگاهی، یکی از ستون‌های فولادی، فاقد پوشش محافظ حرزق بوده است، لذا عدد کرنش‌سنج در آن نصب شد تا میزان کرنش فولاد ستون در محدوده‌ی مفصل خمیری اندازه‌گیری و از خمیری شدن فولاد در محدوده‌ی ذکر شده اطمینان حاصل شود. کرنش‌سنج‌ها بر روی بال ستون در دو طرف آن و در دو تراز ۵ و ۲۰ سانتی‌متری بالاتر از انتهای ورق سخت‌کننده نصب شدند. محل کرنش‌سنج‌ها بر روی بال ستون، در وسط فاصله‌ی بین لبه‌ی بال و ورق جان ستون قرار داشت (شکل ۱ الف). با توجه به آیین‌نامه‌ی ANSI/AISC 358، طول مؤثر مفصل خمیری در ستون ذکر شده، برابر نصف ارتفاع مقطع ستون یعنی ۱۳ سانتی‌متر بوده است. بنابراین در هر مجموعه‌ی چهارتایی کرنش‌سنج در هر طرف ستون، جفت پایینی داخل مفصل خمیری و جفت بالایی بعد از اتمام محدوده‌ی مؤثر مفصل خمیری قرار داشتند.

با توجه به اینکه در آزمون‌های سیکلی اخیر، دامنه‌ی تغییرمکان بالا بوده و قطعاً فولاد ستون وارد محدوده‌ی خمیری شده و به کرنش‌های قابل توجه دچار شده است، کرنش‌سنج‌های انتخابی از نوع یک‌محوره‌ی YEFLA-5 تولیدی شرکت بین‌المللی ژاپنی TML بوده‌اند. کرنش‌سنج‌های اخیر، مناسب برای اندازه‌گیری کرنش در محدوده‌ی بالا و پس از تسلیم بودند، که ظرفیت اندازه‌گیری کرنش آن‌ها بین ۱۰ الی ۱۵ درصد بوده است.

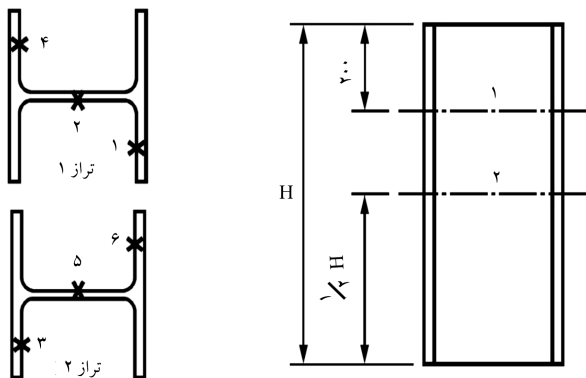
۷.۲. تعداد و محل نصب ترموکوپل‌ها

در برنامه‌ی آزمایشگاهی انجام شده، برای ارزیابی میزان آسیب‌خوردگی پوشش محافظ حرزق در اثر زلزله، از مقادیر دمای ثبت شده‌ی فولاد زیر کار در حین آزمون‌های مقاومت در برابر آتش در کوره (شکل ۳) استفاده شده است. آزمون‌های مقاومت اشاره‌شده در برابر آتش مطابق استانداردهای BS EN ۱۳۶۳-۱^[۲۵]، BS EN ۱۳۶۳-۲^[۲۶] و BS EN ۱۳۳۸۱-۴^[۲۷] انجام شده‌اند. برای این منظور، یک‌سری از ستون‌های فولادی آزمایشگاهی محافظت شده در مقابل حرزق تحت اثر زلزله قرار گرفته و یک‌سری ستون‌های آزمایشگاهی دقیقاً مشابه سری قبلی، بارگذاری زلزله را تجربه نکرده‌اند. بدیهی است که آسیب پوشش محافظ حرزق در اثر زلزله به شکل‌های مختلف، از قبیل: ترک‌خوردگی، ریزش و ... باعث شد تا در آزمون‌های مقاومت در برابر آتش در کوره، دمای فولاد زیر کار نسبت به حالتی که پوشش محافظ حرزق، زلزله را تجربه نکرده است، رشد سریع‌تری داشته باشد. بنابراین با مقایسه‌ی معیار سرعت رشد دمای فولاد در دو حالت مختلف، می‌توان اثر مخرب زلزله در عملکرد پوشش محافظ حرزق را به‌خوبی ارزیابی کرد.

برای اندازه‌گیری دمای فولاد زیر کار، لازم است تا بر روی سطح فولاد قبل از پاشش پوشش پایه‌ی معدنی محافظت‌کننده در مقابل حرزق، مجموعه‌ی بی از ترموکوپل‌ها نصب شوند. برای این منظور، از استاندارد BS EN ۱۳۳۸۱-۴ استفاده شد که محل ترموکوپل‌ها مطابق آن در شکل ۴ مشاهده می‌شود. در پروژه‌ی حاضر، ترموکوپل‌های انتخابی از نوع ترموکوپل فلکسی سری K با قطر ۱٫۵ میلی‌متر و طول ۲ متر همراه با ۳ متر سیم مطابق استاندارد مذکور بودند.



شکل ۳. کوره‌ی استفاده شده برای انجام آزمون‌های مقاومت در برابر آتش.



شکل ۴. محل نصب ترموکوپل‌ها در نما و مقطع ستون‌های آزمایشگاهی.



شکل ۵. نحوه‌ی نصب مش فولادی مسلح‌کننده‌ی پوشش محافظ حریق.



شکل ۶. ستون‌های فولادی محافظت شده در مقابل حریق در حین تثبیت شرایط.

شاهد، حرف آخر که معرف شدت زلزله است، وجود ندارد؛ چون اساساً ستون‌های فولادی شاهد، تحت بارگذاری زلزله قرار نگرفتند. مطابق جدول ۲، یک نمونه ستون بلند، مش فولادی مسلح‌کننده دارد که در شکل ۵، همراه با ترموکوپل‌ها و مش فولادی مسلح‌کننده مشاهده می‌شود. مش فولادی استفاده شده، توری مرغی استاندارد از جنس فولاد گالوانیزه با چگالی سطحی حدود 180 گرم در هر مترمربع بوده است. بعد از نصب ترموکوپل‌ها بر روی تمامی نمونه‌ها و همچنین نصب مش فولادی برای دو نمونه، تمامی نمونه‌ها برای اجرای پوشش محافظ حریق، به اتاق پاشش منتقل شدند. در اولین مرحله‌ی محافظت ستون‌ها در مقابل حریق با پوشش پاششی پایه‌ی معدنی اشاره شده، لازم است ابتدا یک لایه با چسبندگی بالا با عنوان Key Coat به ضخامت 2 الی 3 میلی‌متر اجرا شود. لایه‌ی چسباننده‌ی ذکرشده از ترکیب خودپوشش پاششی محافظ حریق و SBR Latex به دست آمده است. بعد از یک روز و سفت شدن لایه‌ی نازک اشاره شده، لایه‌ی اصلی پوشش محافظ حریق در سه مرحله با فاصله‌ی زمانی یک روزه اجرا شد. علاوه بر آنکه محل نگهداری ستون‌های فولادی با پوشش محافظ حریق پایه‌ی سیمانی بعد از پاشش، مرطوب بود (به علت بسته بودن محیط و عدم وجود تهویه)، نمونه‌های موردنظر در هفته‌ی اول بعد از اجرا، در سه مرحله آب‌دهی شدند، تا آب کافی برای واکنش هیدراتاسیون سیمان فراهم و پوشش با مقاومت مکانیکی مناسبی ایجاد شود.

بعد از گذشت یک هفته از اجرا، نمونه‌ها به سوله‌ی بخش مهندسی آتش مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی منتقل شدند که در آنجا، جریان هوا وجود داشته و خشک شدن، سریع انجام شده است (شکل ۶). بعد از نگهداری نمونه‌های اخیر، به مدت ۲ ماه در مکان اشاره شده و تثبیت شرایط، آزمون‌های لرزه‌ی و مقاومت در برابر آتش آغاز شدند.

جدول ۱. مشخصات مکانیکی و حرارتی پوشش محافظ حریق VERMI-۴۰۰ .FIREC

مشخصه	مقدار	استاندارد
مقاومت فشاری	$1/6 MPa$	BS EN ۱۰۱۵-۱۱
مقاومت خمشی	$0/7 MPa$	BS EN ۱۰۱۵-۱۱
مقاومت چسبندگی	$160 kPa$	ASTM E۷۳۶
چگالی	$550 kg/m^3$	ASTM E۶۰۵
ضریب هدایت حرارتی	$0/1328 W/(m.K)$	BS EN ۱۲۶۶۴

۸.۲. مشخصات پوشش محافظ حریق

در پروژه‌ی پژوهشی حاضر، پوشش پاششی محافظ حریق پایه‌ی سیمانی تولیدی شرکت گیلان میکا با نام تجاری ورمیفایرسی چهارصد (VERMIFIRE C۴۰۰) که قبلاً به طور دقیق ارزیابی شده و مدرک گواهی‌نامه‌ی فنی مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی داشته‌اند، مطالعه شده است. با توجه به محدودیت‌های کاربرد پوشش‌های محافظ حریق پایه‌ی گچی (عموماً ضعف در مقابل رطوبت‌های بالا و برخورد مستقیم با آب)، تمرکز اصلی در پروژه‌ی حاضر، بر روی پوشش محافظ حریق نوع پایه‌ی سیمانی بوده است که مشخصه‌های مکانیکی و حرارتی آن در جدول ۱ ارائه شده است.

جدول‌های ضخامت پوشش محافظ حریق پایه‌ی سیمانی VER-۴۰۰ MIFIRE C که براساس آزمون‌های مقاومت در برابر آتش مطابق استاندارد BS EN ۱۳۳۸۱-۴ در ترکیب دو حالت بدون بار و تحت بار به دست آمده است، برای زمان‌های مختلف مقاومت در برابر آتش در سایت الکترونیکی مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی موجود است.^[۲۸] یکی از پارامترهای مهم اثرگذار در طراحی پوشش‌های محافظ حریق، ضریب مقطع عضو فولادی است، که برابر نسبت محیط در معرض حریق مقطع فولادی به مساحت مقطع فولادی است. با توجه به شکل مقطع ستون‌های آزمایشگاهی، که از نوع HEB۲۶۰ بودند، ضریب مقطع ستون‌های مذکور برابر $135/7 m^{-1}$ محاسبه شده است.

همان‌طور که مشخص است، دمای بحرانی ستون‌های فولادی طراحی شده مطابق آیین‌نامه برابر حدود 550 درجه‌ی سلسیوس است.^[۲۹] با توجه به ضریب مقطع ستون‌ها برابر $135/7 m^{-1}$ ، دمای بحرانی 550 درجه‌ی سلسیوس و مراجعه به جدول‌های ضخامت، مقدار ضخامت موردنیاز از پوشش محافظ حریق پایه‌ی سیمانی ذکر شده برای رسیدن به ۳ ساعت مقاومت در برابر آتش، مساوی 40 تعیین شده است.

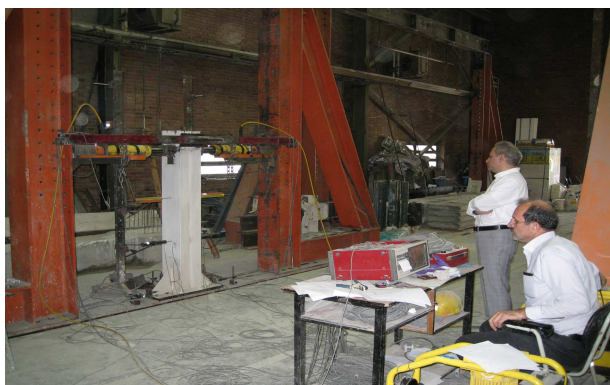
بعد از آزمون یکی از ستون‌های فولادی بدون پوشش محافظ حریق تحت بارگذاری جانبی سیکلی و حصول اطمینان از طراحی و ساخت درست نمونه‌های آزمایشگاهی و همچنین سیستم آزمون (Setup)، تعداد سه عدد ستون فولادی 180 سانتی‌متری همراه با دو عدد ستون فولادی 100 سانتی‌متری ساخته شدند. با توجه به اهمیت وضعیت سطح زیرکار در عملکرد پوشش‌های محافظ حریق، تمامی نمونه‌های آزمایشگاهی مذکور، قبل از پاشش، ماسه‌پاشی شدند تا زنگ‌زدگی و لایه‌های نئست سطحی و هر عاملی که بتواند به چسبندگی پوشش محافظ حریق به سطح زیرکار فولادی لطمه وارد کند، برطرف شود.

مشخصات و نحوه‌ی نام‌گذاری ستون‌های بلند آزمایشگاهی و ستون‌های کوتاه آزمایشگاهی شاهد انتخاب شده، در جدول ۲ ارائه شده است. در نام‌گذاری نمونه‌های

جدول ۲. مشخصات نمونه‌های آزمایشگاهی.

مشخصات ستون‌های بلند			
CoIC ⁴⁰ URVS	CoIC ⁴⁰ RS	CoIC ⁴⁰ URS	اسم نمونه
✓	✓	✓	نوع پوشش پایه سیمانی
✓	✓	✓	ضخامت پوشش ۴۰ میلی‌متر
✓		✓	فاقد مش
	✓		وضعیت مش دارای مش
	✓	✓	شدت زلزله شدید
✓			خیالی شدید

مشخصات ستون‌های کوتاه (شاهد)			
CoIC ⁴⁰ R	CoIC ⁴⁰ UR	اسم نمونه	
✓	✓	نوع پوشش پایه سیمانی	
✓	✓	ضخامت پوشش ۴۰ میلی‌متر	
	✓	فاقد مش	
✓		وضعیت مش دارای مش	



شکل ۷. ستون فولادی متصل به کف قوی آزمایشگاه در حین آزمون بارگذاری جانبی سیکلی افزایشنده.

خمیری شدن و ترک‌خوردگی‌های فولاد و جوش در حین بارگذاری سیکلی صورت گرفت.

برای اندازه‌گیری تغییرمکان‌های ستون در ارتفاع، از جابه‌جایی‌سنج‌های الکتریکی از هر دو نوع میله‌یی و سیمی استفاده شد. در آزمون انجام شده، در مجموع از ۱۰ عدد جابه‌جایی‌سنج الکتریکی (LVDT) استفاده شد. ۶ عدد جابه‌جایی‌سنج (۳ جفت) که در هر جفت، یک تغییرمکان‌سنج در هر طرف ستون در یک تراز قرار گرفت، برای اندازه‌گیری تغییرمکان ستون در ارتفاع آن استفاده شدند. دو جابه‌جایی‌سنج الکتریکی برای کنترل لغزش صفحه‌ی ستون بر روی کف قوی آزمایشگاه و دو جابه‌جایی‌سنج الکتریکی دیگر نیز به منظور کنترل بلندشدگی صفحه‌ی ستون بر روی کف قوی آزمایشگاه نصب شدند.

محدوده‌ی تسلیم شدن فولاد از طریق ریزش آهک روی آن و همچنین مقادیر کرنش ثبت شده توسط کرنش‌سنج‌ها قابل شناسایی است. با شروع آزمون بارگذاری جانبی سیکلی و افزایش دامنه‌ی تغییرمکان جانبی وارده به ستون حین آزمون، ابتدا بال‌های ستون در مجاور سخت‌کننده‌ها، تسلیم شده و سپس خمیری شدن فولاد در

۳. آزمون‌های بارگذاری جانبی سیکلی

۳.۱. ستون فولادی بدون پوشش محافظ حریق

بعد از طراحی نمونه‌های آزمایشگاهی و سیستم آزمون که در بخش ۲ کاملاً شرح داده شده و قبل از اجرای پاشش پوشش‌های محافظ حریق بر روی ستون‌های فولادی، ابتدا یک ستون فولادی بلند ۱۸۰ سانتی‌متری تحت بارگذاری جانبی سیکلی قرار گرفته است، تا اولاً از فرضیات (نوع فولاد و ...) و صحت طراحی‌ها و سیستم آزمایش (Set up) اطمینان حاصل شود و ثانیاً محدوده‌ی خمیری شدن سطح زیرکار (فولاد ستون‌ها)، جایی که پوشش محافظ حریق، بیشترین آسیب‌ها را متحمل خواهد شد، مشخص شود.

مطالعه‌ی رفتار سازه‌ها تحت اثر بارهای وارده، نیاز به ثبت تغییرمکان‌ها، نیروها و کرنش‌ها در نقاط مختلف سازه دارد. لذا ستون مذکور به میزان گسترده‌ی ابزاربندی شد (شکل ۱). شیوه‌ی ابزاربندی به گونه‌یی طراحی شد تا نیروهای وارده، تغییرشکل‌های ستون و کرنش فولاد ستون اندازه‌گیری شود. ارزیابی ستون اخیر به صورت کیفی از طریق مشاهده‌های آزمایشگاهی و به صورت کمی از طریق بررسی نیروها، تغییرشکل‌ها و کرنش‌های ثبت شده انجام شد.

برای بررسی رفتار لرزه‌یی یک سازه تحت اثر زلزله، لازم است زلزله و یا مشابه آن به سازه وارد شود. بارگذاری جانبی در مطالعه‌ی حاضر، از نوع بارگذاری جانبی شبه‌استاتیکی رفت و برگشتی بود که در شکل ۷ مشاهده می‌شود. در این روش آزمون، در هر مرحله می‌توان بارگذاری را متوقف کرد. این موضوع از آن جهت حائز اهمیت است که در صورت وقوع هر پدیده‌ی مهم مانند خمیری شدن فولاد، کماتش محلی فولاد، پارگی جوش، پارگی فولاد، ترک‌خوردگی پوشش محافظ حریق، ریزش پوشش محافظ حریق و ... می‌توان آزمون را متوقف و آن پدیده‌ی مهم را ثبت و کاملاً ارزیابی کرد و سپس در صورت لزوم، آزمون را ادامه داد. قبل از آزمون بارگذاری جانبی سیکلی، با استفاده از محلول آهک هیدراته، کلیه‌ی سطوح قابل مشاهده‌ی ستون، سفید شد (شکل ۷). این کار به منظور مشاهده‌ی بهتر

۲.۳. ستون‌های فولادی محافظت شده با پوشش

بعد از موفقیت آمیز بودن آزمون بارگذاری جانبی سیکلی ستون فولادی بدون پوشش محافظ حریق، بر روی ۳ عدد ستون فولادی بلند دیگر، پوشش محافظ حریق با جزئیات مختلف اجرا شد. بعد از تثبیت شرایط پوشش محافظ حریق اجرا شده، ستون‌های محافظت شده مذکور به منظور انجام آزمون‌های بارگذاری جانبی رفت و برگشتی، به آزمایشگاه بخش مهندسی سازه و ابنیه فنی مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی منتقل شدند. روش انجام آزمون‌های ذکر شده، دقیقاً مشابه ستون فولادی بدون پوشش محافظ حریق بوده است، که کاملاً در بخش ۱.۳ معرفی شده است. در اینجا فقط یکی از ستون‌ها، تحت زلزله‌ی خیلی شدید قرار گرفت که در این حالت، انتهای ستون تا دریافت ۵٪ جابه‌جا شده است.

از نتایج آزمون‌های انجام شده مشاهده شد که به‌طور کلی با اعمال تغییرمکان جانبی انتهای ستون محافظت شده از یک حد ۲۵ میلی‌متری (دریافت ۱/۵٪) به بالا، آسیب‌دیدگی پوشش محافظ حریق محسوس شده است که در محل اتصال و محدوده‌ی تشکیل مفصل خمیری بر روی ستون فولادی رخ داده است؛ ولی پوشش در سایر قسمت‌ها، سالم باقی مانده است. آسیب‌دیدگی ذکر شده‌ی پوشش، به شکل ترک‌خوردگی پوشش رخ داده است که با افزایش دامنه‌ی تغییرمکان جانبی ستون، ترک‌های مذکور گسترش یافتند و بازتر شدند. در انتهای آزمون نمونه‌ها، آسیب پوشش محافظ حریق به صورت ۱ الی ۲ عدد ترک تقریباً افقی در محل بال کششی ستون اتفاق افتاده است، که گاهی تا حوالی وسط جان ستون نیز ادامه یافته است. در بعضی مواقع، ترک قطری پوشش بر روی جان ستون در محل اتصال نیز مشاهده می‌شود. به عبارت دیگر، برخلاف مصالح فولادی ستون که شکل‌پذیر هستند و تحت بارگذاری جانبی قابل توجه خمیری می‌شوند و محدوده‌ی را در بر می‌گیرند، خرابی پوشش محافظ حریق تحت بارگذاری جانبی، به علت ترد بودن در چند ترک متمرکز می‌شود. باید خاطر نشان کرد که با توجه به یکپارچگی و پیوستگی خوب پوشش محافظ ذکر شده و همچنین چسبندگی بالای آن به سطح زیرکار، هیچ‌گونه جداشدگی یا ریزش پوشش محافظ حریق در حین بارگذاری جانبی سیکلی رخ نداده است. با عنایت به سوابق آزمایشگاهی موجود در بخش مهندسی آتش مرکز تحقیقات راه، مسکن، و شهرسازی، متوسط مقاومت پیوستگی (چسبندگی داخل) پوشش پایه‌ی سیمانی VERMIFIRE C۴۰۰ مطابق استاندارد ASTM۷۳۶ E^[۳۰] برابر ۱۶۰ کیلوپاسکال است.

سخت‌گیرانه‌ترین مقدار مورد نیاز برای مقاومت چسبندگی پوشش‌های پاششی محافظ حریق پایه‌ی معدنی در آیین‌نامه‌ی IBC و مبحث سوم مقررات ملی ساختمان ایران، مربوط به ساختمان‌های بلندمرتبه با ارتفاع بیش از ۱۲۸ متر است که برابر ۴۸ کیلوپاسکال است. بنابراین، مواد محافظ حریق استفاده شده در پژوهش حاضر، مقاومت چسبندگی بسیار بالاتری از حد آیین‌نامه دارند. همچنین متوسط مقاومت چسبندگی پوشش پایه‌ی سیمانی VERMIFIRE C۴۰۰ به سطح زیرکار فولادی، مطابق استاندارد BS EN۱۰۱۵-۱۲^[۳۱] برابر ۸۳ کیلوپاسکال است که قابل توجه است.

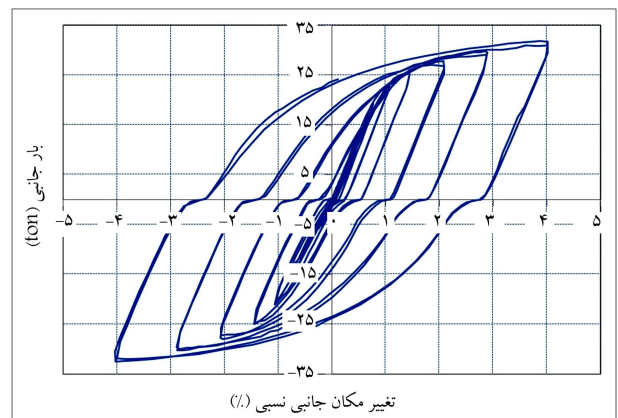
یکی از ویژگی‌های مهم اغلب پوشش‌های پاششی محافظ حریق پایه‌ی معدنی مانند مواد بررسی شده در پژوهش حاضر، وجود الیاف از جمله شیشه در آن‌هاست که باعث می‌شود پوشش، انعطاف‌پذیرتر و شکل‌پذیرتر شود و میزان خرابی و آسیب آن در هنگام زلزله کاهش یابد. از مقایسه‌ی ترک‌خوردگی پوشش در نمونه‌های مسلح شده و مسلح نشده مشخص می‌شود که میزان گسترش ترک‌ها و همچنین میزان عرض و بازشدگی ترک‌ها در پوشش مسلح نشده بیشتر است. برای نمونه،

امتداد ارتفاع توسعه یافته است (تشکیل مفصل خمیری). در انتهای آزمون بارگذاری جانبی تا دریافت ۴٪ مشاهده می‌شود که محدوده‌ی تسلیم فولاد بر روی بال‌های غربی و شرقی ستون، به‌طور متوسط به ترتیب برابر حدود ۳۲ و ۲۸ سانتی‌متر است (شکل ۸). با توجه به ورود فولاد به محدوده‌ی خمیری در دامنه‌های بالای بارگذاری جانبی مشاهده می‌شود که پس از باربرداری در سیکل‌های آزمون صورت گرفته، ستون به حالت اولیه‌ی خود برنگشته و تغییرشکل ماندگار داشته است. همچنین در دامنه‌های بالای تغییرمکان جانبی مشاهده شد که بال فشاری ستون به علت نرم‌شدگی ناشی از خمیری شدن فولاد و همچنین فشار زیاد وارده، دچار مقداری کمانش محلی شده است. در ستون‌های فولادی با پوشش محافظ حریق، علاوه بر جاری شدن فولاد، کمانش ایجاد شده‌ی محلی نیز می‌تواند موجب آسیب به پوشش شود.

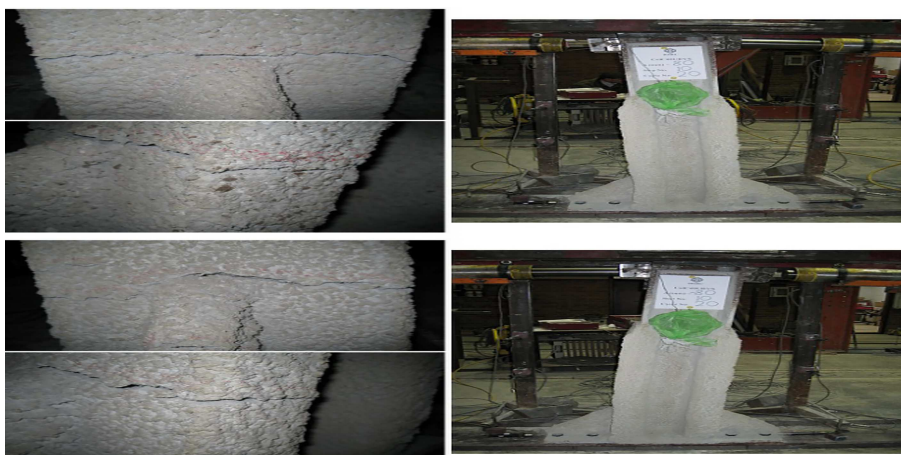
بعد از اتمام آزمون بارگذاری جانبی رفت و برگشتی، منحنی هیستریزس ستون تا تغییرشکل جانبی نسبی ۴٪ در شکل ۹ مشاهده می‌شود که مطابق آن رفتار ستون در بارگذاری جانبی، یک رفتار شکل‌پذیر بوده است که با افزایش تغییرشکل جانبی، همواره مقاومت جانبی ستون نیز افزایش یافته و افتی در آن مشاهده نشده است. عملکرد مشاهده شده‌ی اخیر برای ستون، همان عملکردی است که مطلوب آیین‌نامه‌های معتبر طراحی لرزه‌ی مانند ANSI/AISC۳۴۱ است و نشان می‌دهد که طراحی ستون و قطعات متصل به آن شامل سخت‌کننده‌ها، صفحه‌ی ستون و اتصال‌های جوشی و پیچی به نحو درستی انجام شده است.



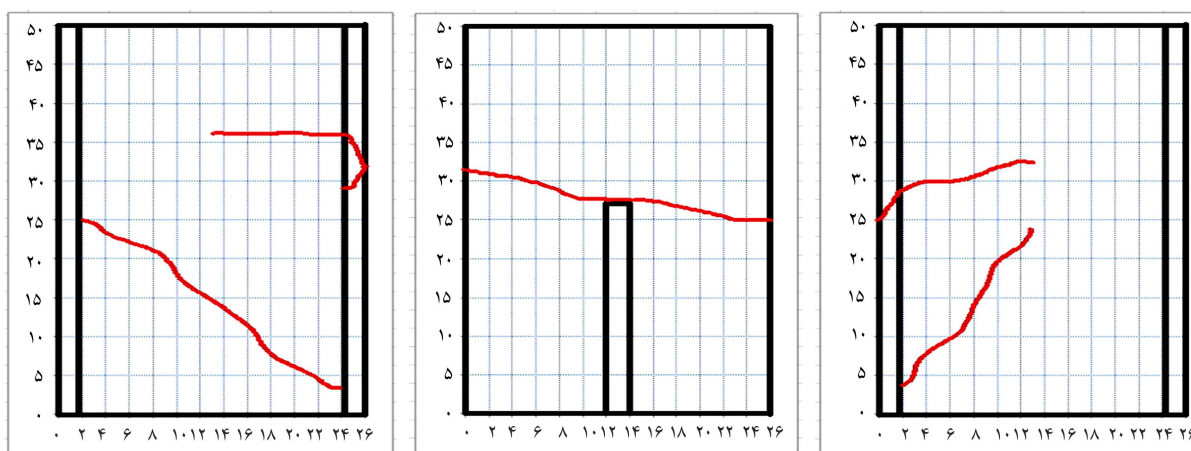
شکل ۸. محدوده‌ی خمیری بر روی بال‌های ستون در انتهای بارگذاری جانبی سیکلی افزایش یافته.



شکل ۹. منحنی نیرو - تغییرشکل جانبی نسبی ستون تا دریافت ۴٪.



شکل ۱۰. وضعیت آسیب‌دیدگی پوشش محافظ حریق نمونهی URVS ۴۰CoIC در تغییر مکان جانبی نهایی در جهت رفت و برگشت.



شکل ۱۱. محل ترک‌های اصلی ماندگار پوشش محافظ حریق نمونهی URVS ۴۰CoIC در انتهای آزمون بارگذاری جانبی سیکلی.

ستون رخ می‌دهند که گاهی به قسمت کششی جان ستون هم نفوذ می‌کند. نوع دوم، ترک‌های مورب هستند که در اثر کشش ناشی از برش، در جان ستون رخ می‌دهند.

۴. آزمون‌های مقاومت در برابر آتش

اکنون برای ارزیابی کمی میزان آسیب لرزه‌بی پوشش محافظ حریق در حالت‌های مختلف، نوبت به انجام آزمون‌های مقاومت در برابر آتش رسیده است. برای انجام آزمون‌های ذکر شده مطابق استانداردهای BS EN ۱۳۶۳-۱ و BS ۱۳۳۸۱-۴، EN، ستون‌های آزمایشگاهی باید ارتفاع ۱ متر داشته باشند. آزمون‌های مقاومت در برابر آتش نمونه‌ها، در آزمایشگاه بخش مهندسی آتش مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی انجام شدند. کوره‌ی استفاده شده، حجم باز داخلی حدود ۱ مترمکعب دارد و برای انجام آزمون ستون‌های آزمایشگاهی ۱ متری مناسب است (شکل ۳). در آزمون‌های مقاومت در برابر آتش نمونه‌ها، دمای کوره مطابق منحنی استاندارد دما - زمان در استاندارد BS EN ۱۳۶۳-۱ (شکل ۱۲)، بالا رفته و طی آن، دمای ستون‌های فولادی به وسیله‌ی ترموکوپل‌های نصب شده، اندازه‌گیری و ثبت شده‌اند. برای نمونه در شکل ۱۳، ستون آزمایشگاهی URVS ۴۰CoIC، قبل و بعد از آزمون مقاومت در برابر آتش مشاهده می‌شود.

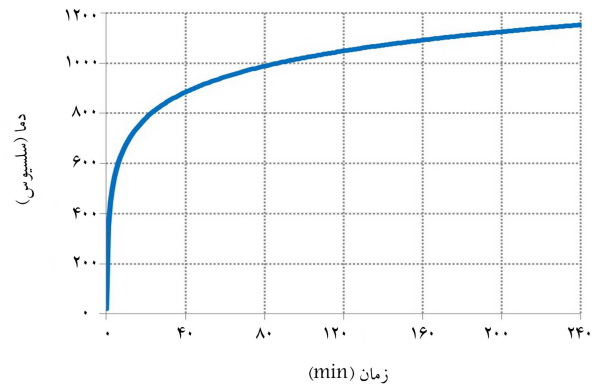
وضعیت آسیب‌دیدگی ستون URVS ۴۰CoIC در آخرین دامنه‌ی بارگذاری جانبی اعمال شده، در شکل ۱۰ مشاهده می‌شود.

همان‌طور که ذکر شد، ستون‌های فولادی با پوشش محافظ حریق در آزمون‌های بارگذاری جانبی، خمیری می‌شوند. لذا در انتهای آزمون‌های بارگذاری جانبی سیکلی ذکر شده و باربرداری کامل، ستون‌ها به علت خمیری شدن فولاد، به جای اول خود برنگشته و تغییر شکل ماندگار داشته‌اند. تغییر شکل ماندگار ایجاد شده موجب شد تا ترک‌های شکل‌گرفته بر روی پوشش محافظ حریق، کاملاً بسته نشوند و پوشش محافظ حریق، در بخش کششی مقطع ستون و مورب در جان ستون، ترک‌های باز افقی داشته باشد، ولی ترک‌ها در بخش فشاری مقطع ستون، بسته می‌شوند. برای نمونه در شکل ۱۱، محل ترک‌های اصلی ماندگار در پوشش برای ستون URVS ۴۰CoIC مشاهده می‌شود.

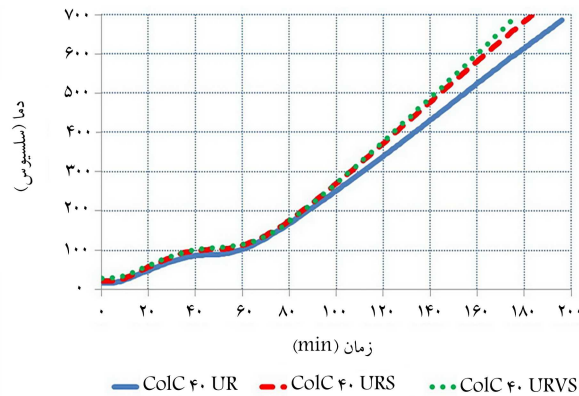
همان‌طور که مشخص است، پوشش‌های محافظ حریق معدنی مشابه مصالح بتنی و بتن، دارای کششی بسیار پایینی در مقایسه با مقاومت فشاری خود دارند. این موضوع باعث می‌شود تا آسیب و ترک‌خوردگی پوشش‌های محافظ حریق در اثر کشش رخ دهد و امتداد صفحه‌ی ترک‌های مذکور نیز وابسته به جهت تنش کششی وارده باشد. مطابق شکل ۱۱، مشاهده می‌شود که ترک‌های اصلی رخ داده در پوشش در آزمون‌های بارگذاری جانبی سیکلی اخیر، از دو نوع مختلف است. نوع اول، ترک‌های افقی هستند که در اثر کشش ناشی از خمش، در بال کششی



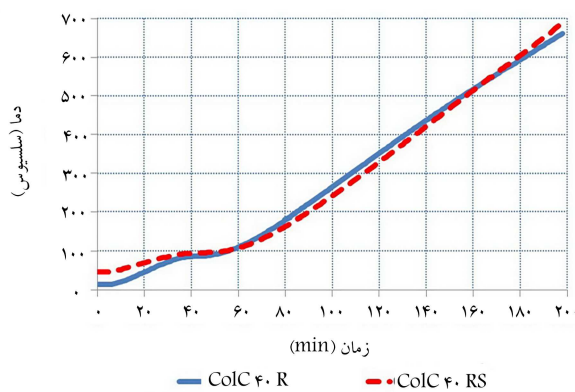
شکل ۱۴. نمونه‌ی ColC₄₀RS قبل و بعد از آزمون مقاومت در برابر آتش.



شکل ۱۲. منحنی دما - زمان آتش استاندارد. [۲۵]



الف) مقایسه منحنی دما زمان نمونه ColC₄₀UR با نمونه های ColC₄₀URS و ColC₄₀URVS



ب) مقایسه منحنی دما- زمان نمونه ColC₄₀R با نمونه ColC₄₀RS.

شکل ۱۵. مقایسه عملکرد در مقابل حریق نمونه‌های آزمایشگاهی بدون آسیب و آسیب دیده لرزه‌یی.

توجه به شکل ۱۵ الف و جدول ۳، ملاحظه می‌شود که افزایش در دامنه‌ی تغییر مکان جانبی ستون در نمونه‌ی ColC₄₀URVS، موجب کاهش در زمان مقاومت در برابر آتش نمونه به میزان ۲٪ در مقایسه با نمونه‌ی ColC₄₀URS شده است.

۵. نتیجه‌گیری

با عنایت به مطالعه‌ی آزمایشگاهی انجام شده در پژوهش حاضر، که شامل مجموعه‌یی از آزمون‌های بارگذاری جانبی سیکلی افزایشنده و آزمون‌های مقاومت در برابر آتش



شکل ۱۳. نمونه‌ی ColC₄₀URS قبل و بعد از انجام آزمون مقاومت در برابر آتش.

مشاهده می‌شود که بعد از آزمون کوره‌ی ستون‌های کوتاه شاهد، پوشش محافظ حریق دچار ترک‌خوردگی شده و ترک‌های ایجاد شده در سطح نمونه پخش شده‌اند. در محل تلاقی جان به بال‌های ستون و همچنین محل تلاقی سخت‌کننده‌ها به بال‌های ستون، ترک‌های رخ داده در پوشش، عرض بیشتری از ترک پوشش در سایر قسمت‌ها داشته‌اند. از طرفی دیگر، مشاهده می‌شود که بعد از آزمون آتش نمونه‌های ColC₄₀URS و ColC₄₀URS که در آن‌ها پوشش محافظ حریق فاقد مش فولادی بوده است، در محل ترک‌های قبلی پوشش در اثر بارگذاری جانبی سیکلی (محل تشکیل مفصل خمیری در ستون فولادی)، آسیب و ترک‌خوردگی پوشش در آن مناطق نسبت به سایر مناطق، بسیار قابل توجه و بیشتر بوده است. ولی در نمونه‌ی ColC₄₀RS که در آن پوشش محافظ حریق، مش فولادی داشته است، مشاهده می‌شود که این موضوع به این اندازه، قابل توجه نیست و ترک‌خوردگی پوشش در سطح نمونه پخش شده است (شکل ۱۴). اکنون به منظور بررسی اثر آسیب قبلی پوشش در اثر تغییر مکان‌های جانبی ستون فولادی در عملکرد محافظت در مقابل حریق آن، نتایج ثبت شده توسط ترموکوپل‌های نصب شده بر روی نمونه‌ها، بررسی و با هم مقایسه شده‌اند (نتایج به دست آمده در شکل ۱۵ و جدول‌های ۳ و ۴ ارائه شده است).

مطابق شکل ۱۵ الف و جدول ۳، مشاهده می‌شود در حالتی که پوشش فاقد مش فولادی است، زمان مقاومت در برابر آتش برای دماهای مختلف طراحی در اثر جابه‌جایی جانبی ستون، به میزان ۷ تا ۸ درصد کاهش یافته است. از طرف دیگر، مطابق شکل ۱۵ ب و جدول ۴، مشاهده می‌شود در حالتی که پوشش، مش فولادی دارد، این مقدار کاهش در زمان مقاومت در برابر آتش برای دماهای مختلف طراحی در اثر جابه‌جایی جانبی ستون، کمتر و ناچیز شده و به زیر ۳٪ رسیده است. همچنین با

جدول ۳. مقایسه زمان رسیدن به دماهای مختلف طراحی در نمونه ColC^{۴۰}UR با نمونه‌های ColC^{۴۰}URS و ColC^{۴۰}URVS.

اختلاف (%)	زمان (دقیقه)			دما (°C)
	ColC ^{۴۰} URVS	ColC ^{۴۰} URS	ColC ^{۴۰} UR	
۸	۷	۱۴۲	۱۴۴	۵۰۰
۹	۷	۱۵۱	۱۵۴	۵۵۰
۹	۷	۱۶۰	۱۶۴	۶۰۰
۱۰	۸	۱۶۳	۱۶۸	۶۲۰
۱۰	۸	۱۶۹	۱۷۳	۶۵۰

مخرب‌ترین ریزش آن نخواهد بود، چون ترک‌ها به میزان زیادی در انتهای زلزله، بسته می‌شوند و نفوذ حرارت و گرما در حین آتش‌سوزی از آن مکان‌ها به راحتی صورت نمی‌گیرد.

۳. صدمه و ترک‌خوردگی پوشش‌های پاششی محافظ حریق پایه‌ی معدنی اجرا شده بر روی اعضاء فولادی در حین زلزله‌های شدید، فقط در محدوده‌ی شکل‌گیری مفاصل خمیری در اعضاء فولادی متمرکز خواهد بود و پوشش محافظ حریق اجرا شده در سایر قسمت‌های اعضاء فولادی، سالم و بدون آسیب باقی خواهد ماند.

۴. مسلح کردن پوشش‌های پاششی محافظ حریق پایه‌ی معدنی اجرا شده بر روی اعضاء فولادی با مش فولادی، باعث می‌شود تا در حین زلزله‌های شدید، خرابی و آسیب پوشش محافظ حریق به میزان قابل توجهی کاهش یابد و عملاً باعث جلوگیری از افت عملکرد پوشش محافظ حریق در هنگام آتش‌سوزی شود.

۵. مطابق نتایج به دست آمده، به منظور تأمین مقاومت در برابر آتش موردنیاز یک سازه‌ی فولادی محافظت شده با پوشش‌های پاششی محافظ حریق پایه‌ی معدنی بعد از وقوع یک زلزله‌ی شدید، باید یکی از این دو راهکار انتخاب شود:

-- پوشش محافظ حریق با مش فولادی در محل اتصال اعضاء سازه‌ی فولادی و همچنین محدوده‌ی تشکیل مفصل لرزه‌ی خمیری بر روی اعضاء فولادی ذکر شده، مسلح شود تا از آسیب قابل ملاحظه‌ی پوشش شامل ترک‌خوردگی شدید و ریزش آن در اثر زلزله جلوگیری به عمل آید.

-- لازم است تا ضخامت پوشش محافظ حریق اجرا شده در کل طول عضو سازه‌ی فولادی افزایش یابد، تا افت مقاومت در برابر آتش ناشی از آسیب لرزه‌ی پوشش محافظ حریق جبران شود. در پروژه‌ی حاضر مشاهده شد که میزان افزایش ضخامت در حالت پوشش محافظ حریق پایه‌ی سیمانی، باید حدود ۱۰٪ باشد.

جدول ۴. مقایسه زمان رسیدن به دماهای مختلف طراحی در نمونه ColC^{۴۰}R با نمونه ColC^{۴۰}RS.

اختلاف (%)	زمان (دقیقه)		دما (°C)
	ColC ^{۴۰} RS	ColC ^{۴۰} R	
-۱	۱۵۷	۱۵۵	۵۰۰
۰	۱۶۸	۱۶۹	۵۵۰
۲	۱۷۹	۱۸۲	۶۰۰
۲	۱۸۳	۱۸۷	۶۲۰
۳	۱۹۰	۱۹۵	۶۵۰

بر روی پوشش‌های پاششی محافظ حریق پایه‌ی معدنی اجرا شده بر روی اعضاء فولادی است، مهم‌ترین نتایج به دست آمده، به این قرار است:

۱. در زلزله‌های شدید که منجر به دامنه‌های بالای تغییرمکان جانبی در اعضاء فولادی می‌شود، پوشش پاششی محافظ حریق پایه‌ی معدنی اجرا شده بر روی اعضاء فولادی، دچار آسیب و ترک‌خوردگی خواهد شد.

۲. در رفتار پوشش‌های پاششی محافظ حریق پایه‌ی معدنی اجرا شده بر روی اعضاء فولادی در حین زلزله، میزان چسبندگی پوشش به سطح زیرکار فولادی، اهمیت بسیار بالایی دارد؛ زیرا در هنگام زمین‌لرزه، اعضاء سازه‌ی دچار تغییرشکل‌های زیادی می‌شوند، که اگر پوشش بتواند در این شرایط به سطح زیرکار فولادی، چسبیده باقی بماند و فقط دچار ترک‌خوردگی شود، ترک‌های مذکور در حین زلزله، باز و بسته می‌شوند، ولی بعد از اتمام زلزله و با بازگشت سازه به نزدیک مکان اولیه، بازشدگی ترک‌ها به میزان قابل توجهی کاهش می‌یابد، که میزان آن بستگی به مقدار تغییرشکل‌های ماندگار در اعضاء فولادی دارد. بنابراین اگر پوشش در اثر زلزله ریزش نکند، تا حد زیادی جلوی خسارت‌های پوشش گرفته می‌شود، زیرا اثر ترک‌ها در عملکرد محافظت در مقابل حریق پوشش به

پانویس‌ها

1. Sahoo & Rai
2. Gajalakshmi
3. Braxtan & Pessiki
4. Keller

منابع (References)

1. Road, Housing & Urban Development Research Center, *Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings*, 4th edition (2015).
2. Road, Housing & Urban Development Research Cen-

- ter, 10th Subject of Iran's Building National Regulations Named Design and Construction of Steel Structures (2014).
3. Road, Housing & Urban Development Research Center, *3rd Subject of Iran's Building National Regulations Named Fire Protection of Buildings*, 3rd Edition (2016).
 4. American Institute of Steel Construction, "Specification for structural steel buildings", ANSI/AISC 360 (2010).
 5. British Standards Institution, "Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-2: General rules - structural fire design", BS EN 1993-1-2 (2005).
 6. British Standards Institution, "Coatings for fire protection of building elements. Code of practice for the selection and installation of sprayed mineral coatings", BS 8202-1 (1995).
 7. Underwriters Laboratories Inc., "UL standard for safety for fire tests of building construction and materials", ANSI/UL 263 (2011).
 8. International Code Council Inc., "International Building Code", IBC (2015).
 9. Bakhtiyari, S., Jamali Ashtiani, M. and Kalali, A. "Code of practice for assessment and control of mineral fire protective coatings", Road, Housing & Urban Development Research Center (2018).
 10. Braxtan, N.L. and Pessiki, S.P. "Post earthquake fire Performance of sprayed fire-resistive material on steel moment frames", *Journal of Structural Engineering*, **137**(9), pp. 946-953 (2011).
 11. Keller, W.J. and Pessiki, S. "Cyclic load tests of SFRM-insulated steel gravity frame beam-column connection assemblies", *Journal of Structural Engineering*, **141**(10), pp. 1-12 (2015).
 12. Wang, W.Y., Li, G.Q. and Kodur, V. "Approach for modeling fire insulation damage in steel columns", *Journal of Structural Engineering*, **139**(4), pp. 491-503 (2013).
 13. Sahoo, D.R. and Rai, D.C. "Built-up battened columns under lateral cyclic loading", *Thin-Walled Structures*, **45**(5), pp. 552-562 (2007).
 14. Applied Technology Council, "Guidelines for cyclic seismic testing of components of steel structures", *ATC*, **24**, pp.11-13 (1992).
 15. Hosseini Hashemi, B. and Poursamad Bonab, A. "Experimental investigation of the behavior of laced columns under constant axial load and cyclic lateral load", *Engineering Structures*, **57**, pp. 536-543 (2013).
 16. Gajalakshmi, P. and Jane Helena, H. "Behaviour of concrete-filled steel columns subjected to lateral cyclic loading", *Journal of Constructional Steel Research*, **75**, pp. 55-63 (2012).
 17. Hindi, R. and Turechek, W. "Experimental behavior of circular concrete columns under reversed cyclic loading", *Construction and Building Materials*, **22**(4), pp. 684-693 (2008).
 18. Sinaie, S., Heidarpour, A. and Zhao, X.L. "Mechanical properties of cyclically-damaged structural mild steel at elevated temperatures", *Construction and Building Materials*, **52**(15), pp. 465-472 (2014).
 19. Sinaie, S., Heidarpour, A. and Zhao, X.L. "Stress-strain-temperature relation for cyclically-damaged structural mild steel", *Engineering Structures*, **77**(15), pp. 84-94 (2014).
 20. Song, Q.Y., Heidarpou, A., Zhao, X.L. and et al. "Post-earthquake fire behavior of welded steel I-beam to hollow column connections: An experimental investigation", *Thin-Walled Structures*, **98**(A), pp. 143-153 (2016).
 21. Federal Emergency Management Agency, "Interim testing protocols for determining the seismic performance characteristics of structural and nonstructural components", FEMA 461 (2007).
 22. American Institute of Steel Construction, "Seismic provisions for structural steel buildings", AISC 341 (2010).
 23. American Institute of Steel Construction, "Prequalified connections for special and intermediate steel moment frames for seismic applications", ANSI/AISC 358 (2010).
 24. American Welding Society, "Structural welding code-steel", AWS D1.1/D1.1M (2010).
 25. British Standards Institution, "Fire resistance tests - part 1: General requirements", BS EN 1363-1 (2012).
 26. British Standards Institution, "Fire resistance tests - part 2: Alternative and additional procedures", BS EN 1363-2 (1999).
 27. British Standards Institution, "Test methods for determining the contribution to the fire resistance of structural members - Part 4: Applied passive protection to steel members", BS EN 13381-4 (2013).
 28. <https://www.bhrc.ac.ir/>.
 29. American Society for Testing and Materials, "Standard test method for fire tests of building construction and materials", ASTM E119 (2012).
 30. American Society for Testing and Materials, "Standard test method for cohesion/adhesion of sprayed fire-resistive materials applied to structural members", ASTM E736 / E736M (2017).
 31. British Standards Institution, "Methods of test for mortar for masonry - Part 12: Determination of adhesive strength of hardened rendering and plastering mortars on substrates", BS EN 1015-12 (2016).