

رفتار ستون‌های فولادی پر شده با بتن در برابر حریق در کل سازه

میلاد محسنی^۱، سید رسول میرقادر^{۲*}، یاسر بذرافشان

۱- کارشناس ارشد مهندسی سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تهران، تهران

۲- استاد دانشکده مهندسی عمران، پردیس دانشکده‌های فنی، دانشگاه تهران، تهران

۳- کارشناس ارشد مهندسی سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تهران، تهران

*تهران، صندوق پستی ۱۱۱۵۵-۴۵۶۳ rmirghaderi@ut.ac.ir

چکیده

ستون‌های فولادی پر شده با بتن (CFT) در صورت طراحی مناسب، قادر به تحمل حریق برای ۲ ساعت یا بیش‌تر هستند. روابط مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، برای یک ستون مجزا تحت نیروی فشاری است؛ درحالی‌که رفتار حریق ستون‌های CFT باید در مجموعه سازه بررسی شود و عواملی همچون لنگرهای خمشی و طول مؤثر ستون‌ها لحاظ گردد. فقدان روند مشخصی برای کنترل حریق ستون‌های CFT در سازه‌های واقعی، مانع کاربرد آن در پروژه‌های متداول است. این مطالعه دستورالعمل مشخصی برای کنترل حریق ستون‌های CFT در سازه معرفی نموده و مطابق آن، ستون‌های CFT ساختمان ۱۰ طبقه در تهران با سیستم‌های باربر جانبی: ۱- قاب خمشی ویژه، ۲- دیوار برشی بتن‌آرمه ویژه و ۳- سیستم دوگانه قاب خمشی ویژه به همراه دیوار برشی بتن‌آرمه ویژه و هر یک به‌ازای ارتفاع طبقات متفاوت از ۳ تا ۴ متر و دو نوع سنگ‌دانه بتن: ۱- کربناتی و ۲- سیلیکاتی کنترل گردید. مطابق نتایج برای ارتفاع طبقات ۳/۲ متر و سنگ‌دانه سیلیکاتی، به‌ترتیب ۷٪ و ۱۹٪ و ۴۸٪ از ستون‌های سیستم دوگانه، سیستم دیوار برشی و سیستم قاب خمشی در حریق پاسخگو نیستند. سیستم دوگانه بهترین عملکرد حریق را داراست؛ زیرا اولاً مهار شده است و ضمناً ظرفیت مازاد قابل توجهی در حریق دارد. مطابق تحلیل‌ها ارتفاع طبقات شدیداً در رفتار حریق سیستم قاب خمشی تأثیرگذار است ولی عملاً تأثیری بر سایر سیستم‌ها ندارد. همچنین مطابق آنالیز حساسیت، ضریب ۰/۱ برای کاهش سختی خمشی ستون‌ها جهت تحلیل سازه در شرایط حریق مناسب است؛ زیرا اولاً بازتوزیع لنگر را لحاظ نموده و همچنین همگرایی مدل‌ها را تضمین می‌نماید.

واژگان کلیدی

ستون فولادی پر شده با بتن، رفتار حریق ستون مجزا، رفتار حریق در کل سازه، دستورالعمل کنترل حریق

The behavior of concrete-filled steel columns against fire in the entire structure

M. Mohseni, R. Mirghaderi, Y. Bazrafshan

Abstract

Concrete-filled columns, if properly designed, can withstand fire for a duration of 2 hours or more. The Iranian National Building Code, Part 10, provides guidelines for calculating the fire resistance time of individual CFT columns. However, the evaluation of fire performance for CFT columns should consider the overall structure and factors such as beam moments and column effective length. The absence of specific methods to assess the fire performance of CFT columns in real structures limits their application in common projects. This study introduces a systematic approach to evaluate the fire performance of CFT columns in a structure. For this purpose, 10-story buildings in Tehran were designed with different lateral load-resisting systems: 1- special moment frame, 2- special shear wall, and 3- dual system. The buildings were designed with varying story heights ranging from 3 to 4 meters and two types of concrete aggregates: 1- carbonate and 2- silica. The results indicate that, for a story height of 3.2 meters and using silica aggregate, approximately 7%, 19%, and 48% of the columns in the dual system, shear wall system, and moment frame system respectively, failed during the fire. The analysis revealed that an increase in story heights had a significant impact on the fire behavior of moment frames, while it had no notable effect on other systems. Sensitivity analyses demonstrated that a reduction factor of 0.1 for the rotational stiffness of the columns in structural analysis is appropriate, as it considers moment redistribution and ensures model convergence.

Keywords

Concrete-filled column, Fire behavior of single column, Fire behavior in whole structure, Fire design method

۱- مقدمه

در ۳۰ دی ماه سال ۱۳۹۵ هجری شمسی، ساختمان ۱۶ طبقه پلاسکو در تهران در اثر وقوع حریق به طور کامل فرو ریخت و تلفات جانی و مالی گسترده‌ای به همراه داشت. مطابق شکل (۱)، ستون‌های این ساختمان تحت درجه حرارت‌های بالا در هنگام حریق، به شدت تغییر شکل داده‌اند. درس‌هایی که از این اتفاق ناگوار و سایر حوادث مشابه گرفته شد، سبب شد مهندسی حریق بیش از پیش مورد توجه قرار گیرد [۱-۳].

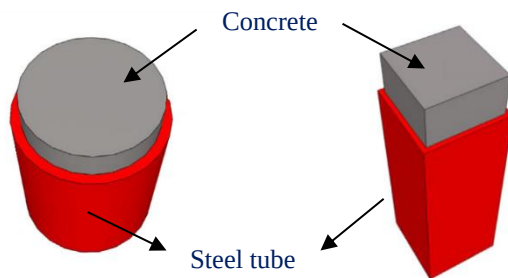


شکل ۱- تخریب ستون‌های ساختمان پلاسکو در درجه حرارت‌های بالا در هنگام حریق

در هنگام حریق، درجه حرارت المان‌ها با گذشت زمان افزایش می‌یابد. ستون‌های فولادی در برابر حریق به سرعت دچار افزایش درجه حرارت شده و سختی و مقاومت خود را از دست می‌دهند [۴]؛ لذا نهایتاً ۳۰ الی ۴۰ دقیقه قادر به تحمل حریق هستند. مطابق الزامات ویرایش سوم مبحث سوم مقررات ملی ساختمان و سایر آیین‌نامه‌های بین‌المللی همچون NFPA5000^۱ و ICC^۲ ساختمان‌های متداول باید حداقل برای مدت زمان ۱ الی ۲ ساعت بتوانند حریق را تحمل نمایند [۵-۷]، لذا تمامی ستون‌های فولادی به پوشش محافظت‌کننده در برابر حریق نیاز خواهند داشت. در نقطه مقابل، درجه حرارت ستون‌های بتن‌آرمه به علت جرم زیاد و هدایت حرارتی پایین بتن، به کندی افزایش یافته و

در نتیجه برای مدت زمان قابل ملاحظه‌ای سختی و مقاومت خود را حفظ می‌نمایند [۸].

ستون‌های فولادی پر شده با بتن یا به اختصار CFT^۳ گروهی از مقاطع مرکب^۴ هستند که از عملکرد مشترک فولاد در محیط و بتن در بخش مرکزی برای باربری بهره می‌گیرند. در نتیجه این ترکیب، ستون‌های CFT دارای مزایای عملکردی، اقتصادی و اجرایی قابل توجهی هستند. در شکل (۲) ستون CFT با مقاطع دایره‌ای و مربعی به صورت شماتیک نشان داده شده است.



شکل ۲- نمای شماتیک از ستون CFT

رفتار ستون‌های CFT در برابر حریق، مابین ستون‌های فولادی و بتنی است. به طور کلی می‌توان گفت ستون‌های CFT قادر به تحمل حریق برای مدت ۲ ساعت یا بیش‌تر خواهند بود [۸]. با این وجود، این عملکرد مطلوب مورد غفلت واقع شده و عموماً در شرایط حریق، به ستون‌های CFT همچون ستون‌های فولادی نگاه می‌شود. علت این امر را می‌توان در پیچیدگی نسبی محاسبات و نیز عدم وجود دستورالعمل طراحی در آیین‌نامه‌های داخلی و خارجی دانست.

مطالعات عددی، آزمایشگاهی و تحلیلی گسترده‌ای پیرامون عملکرد ستون‌های CFT در حریق انجام شده است. برخی از این مطالعات ستون را به صورت مجزا در نظر گرفته است و برخی دیگر اثرات سایر اعضا در رفتار ستون را بررسی نموده‌اند. با این حال روند مشخصی برای ارزیابی ستون‌های CFT در برابر حریق موجود نیست و این امر کاربرد آن در پروژه‌های متداول را با چالش مواجه می‌کند. بر این اساس، در این مطالعه دستورالعمل مشخصی برای کنترل ستون‌های CFT در کل سازه در شرایط حریق معرفی می‌شود. به این ترتیب می‌توان مشخص نمود که چه تعداد از ستون‌های پروژه در شرایط حریق پاسخگو هستند و چه تعداد نیاز به پوشش ضدحریق دارند.

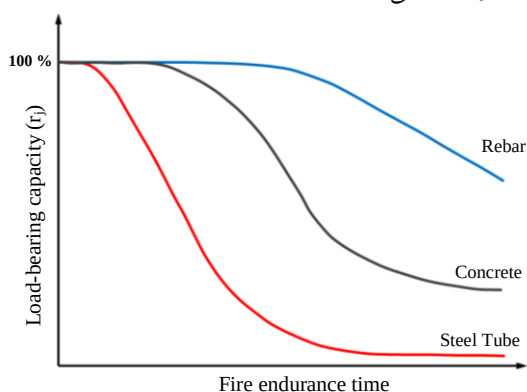
^۳ Concrete-filled tube

^۴ Composite

^۱ National Fire Protection Association

^۲ International Code Council

فولادی به سرعت دماهای بالایی را تجربه می‌کند و لذا در مدت زمان کوتاهی، افت مقاومت شدیدی خواهد داشت. در نقطه مقابل هسته بتنی به علت حجم زیاد و هدایت حرارتی پایین، برای مدت زمان مطلوبی، نسبت قابل ملاحظه‌ای از مقاومت خود را حفظ خواهد نمود [۱۴]. همچنین آرماتور در صورت استفاده معمولاً توسط ۲/۵ تا ۵ سانتی متر بتن محافظت می‌شود و کاهش مقاومت آن با تأخیر اتفاق خواهد افتاد. شکل (۳) مشخصات رفتاری بیان شده را نشان می‌دهد.



شکل ۳- افت مقاومت بتن، فولاد و آرماتور برحسب زمان [۱۱]
ظرفیت باربری ستون (R) از مجموع ظرفیت باربری هر یک از مؤلفه‌های مقطع (r_j) به دست می‌آید. مطابق رابطه (۱)، در هنگام حریق ظرفیت هر یک از مؤلفه‌ها به مدت زمان سپری شده از وقوع حریق (t) وابسته است:

$$R(t) = \sum r_j(t) \quad (1)$$

در شکل (۴)، افت مقاومت ستون CFT با گذشت زمان پس از وقوع حریق نشان داده شده است. در مدت زمان کوتاهی پس از وقوع حریق، مقاومت جداره فولادی به شدت کاهش می‌یابد. لذا شیب افت مقاومت ستون به طور قابل توجهی افزایش می‌یابد.



شکل ۴- افت مقاومت ستون CFT برحسب زمان حریق [۱۱]
۳- طراحی ستون‌های CFT در برابر حریق

این مطالعه، بخشی از یک پروژه تحقیقاتی پیرامون عملکرد حریق ستون‌های CFT است. نگارندگان این مقاله، در مطالعات پیشین خود نشان دادند محدودیت‌های ابعادی آیین‌نامه در روابط محاسباتی، قابل توسعه بوده و می‌توان آن را برای ستون‌های CFT با ابعاد بزرگ‌تر نیز مورد استفاده قرار داد [۹ و ۱۰]. مطابق این یافته‌ها، روابط محاسباتی آیین‌نامه‌ها، برای ستون‌های CFT با ابعاد مختلف قابل استفاده بوده و لذا می‌توان از آن به صورت عملی در آنالیز حریق ساختمان‌های متداول استفاده نمود.

موضوع مطالعه حاضر، بررسی عملکرد حریق ستون‌های CFT در کل ساختمان به همراه مطالعات موردی پروژه‌های واقعی است. در گام اول، طبق مطالعات پیشین، رفتار یک ستون CFT به تنهایی و تحت بار محوری خالص و سپس با لحاظ نمودن اثرات سایر اعضای سازه‌ای از قبیل پیوستگی سازه‌ای، لنگرهای خمشی و ضریب طول مؤثر تشریح می‌گردد. با وجود این مطالعات، طراحی حریق ستون‌های CFT در پروژه‌های متداول با چالش مواجه است. به این منظور در گام دوم، دستورالعمل طراحی مشخصی برای ارزیابی زمان مقاومت حریق ستون‌های CFT در کل سازه پیشنهاد می‌شود. در گام سوم، مطابق دستورالعمل پیشنهاد شده، ستون‌های CFT در ساختمان‌های مسکونی ۱۰ طبقه در تهران با سه نوع سیستم باربر جانبی مختلف: ۱- سیستم قاب خمشی ویژه، ۲- سیستم دیوار برشی بتن آرمه ویژه و ۳- سیستم دوگانه قاب خمشی ویژه به همراه دیوار برشی بتن آرمه ویژه و هر یک به ازای ارتفاع طبقات متفاوت از ۳ تا ۴ متر (با فواصل ۱۰ سانتی متر) و دو نوع بتن داخل ستون: ۱- بتن با سنگ‌دانه سیلیکاتی و ۲- بتن با سنگ‌دانه کربناتی کنترل می‌گردد و نتایج مورد ارزیابی قرار می‌گیرد.

۲- رفتار ستون‌های CFT در برابر حریق

خصوصیات مکانیکی بتن و فولاد به شدت تحت تأثیر درجه حرارت است؛ به این صورت که فولاد و بتن در دمای حدوداً ۱۲۰۰ درجه سانتی گراد عملاً سختی و مقاومت خود را از دست خواهند داد [۱۱ و ۱۲]. در ستون‌های CFT به علت ترکیب بتن و فولاد با خصوصیات حرارتی متفاوت، اختلاف دمای قابل ملاحظه‌ای در مقطع عرضی ستون ایجاد خواهد شد. به همین دلیل مقاطع CFT، در صورت طراحی مناسب، بدون نیاز به پوشش خارجی، قادر به تحمل حریق به مدت ۲ ساعت یا بیش‌تر خواهند بود. ضمناً پوشش محافظت‌کننده می‌تواند تا ۷۰ درصد نسبت به مقاطع فولادی، کاهش داشته باشد [۱۳].

با توجه به موقعیت متفاوت اجزای مختلف در یک ستون فولادی پر شده با بتن، افت خصوصیات مکانیکی (سختی و مقاومت) نسبت به زمان در هر جزء متفاوت خواهد بود. پوسته

در اواخر قرن بیستم میلادی، پروژه‌های تحقیقاتی در انجمن ملی تحقیقات کانادا (NRCC^۱) تعریف شد که هدف آن بررسی همه‌جانبه رفتار ستون‌های CFT در برابر حریق بود. به این منظور آزمایش‌های متعددی روی ستون‌های CFT مستطیلی، دایروی و مربعی با انواع بتن ساده، بتن مسلح و بتن الیافی تحت انواع بارگذاری‌های محوری خالص و یا با خروج از مرکزیت انجام شد [۱۵-۲۱]. بر مبنای مطالعات آزمایشگاهی و عددی انجام‌شده، کودور^۲ و لی^۳ به رابطه (۲) برای محاسبه مدت زمان مقاومت ستون‌های CFT دایره‌ای یا مربعی در برابر حریق رسیدند [۱۵]:

$$t_{fi, RD} = f_1 \frac{(f_{ck} + 20)}{l_0 - 1000} \frac{D^{2.5}}{\sqrt{N_{fi, RD}}} \quad (2)$$

$t_{fi, RD}$ مدت زمان مقاومت در برابر حریق برحسب دقیقه، f_{ck} مقاومت مشخصه بتن برحسب مگاپاسکال، l_0 طول کمانشی ستون برحسب میلی‌متر، D قطر ستون دایروی یا طول ضلع ستون مربعی برحسب میلی‌متر، $N_{fi, RD}$ بار وارده در شرایط حدی حریق بر حسب کیلونیوتون و f_1 ضریبی است که به‌منظور در نظر گرفتن نوع بتن، شکل مقطع و لحاظ کردن اثر آرماتور به‌کار می‌رود. اگر این رابطه در سیستم واحدهای انگلیسی بازنویسی شود، دقیقاً به رابطه ارائه‌شده توسط راهنمای شماره ۱۹ آیین‌نامه فولاد آمریکا^۴ [۴] تبدیل می‌شود. به دلیل آن که رابطه (۲) بر مبنای مطالعات آزمایشگاهی نمونه‌های ستون واقعی است، کاربرد رابطه (۲) باید در محدوده پارامترهای لحاظ‌شده در آزمایش‌ها باشد. لذا راهنمای شماره ۱۹ آیین‌نامه فولاد آمریکا [۴] حداکثر قطر ستون‌های دایره‌ای را به ۴۰ سانتی‌متر و حداکثر عرض ستون‌های مربعی را به ۳۰ سانتی‌متر محدود می‌نماید. این محدودیت‌ها سبب می‌شود که در بسیاری از پروژه‌های واقعی، امکان محاسبه مدت زمان قابل تحمل ستون‌های CFT در برابر حریق وجود نداشته باشد؛ به ویژه آن که عمدتاً ستون‌های CFT در عمل ابعادی بیش از مقادیر پیشنهادشده دارند.

بر اساس این رابطه، هرچه زمان بیش‌تری از وقوع حریق سپری شود، بار محوری کم‌تری توسط ستون، قابل تحمل است. مقادیر نیروی محوری ستون در شرایط حریق با توجه به بخش ۱،۲ از جلد اول آیین‌نامه اروپا^۵ تعیین می‌شود [۲۲]. در شرایط حریق، بارهای ناشی از زلزله یا نیروی باد حضور ندارد. همچنین

به دلیل عدم هم‌زمانی بار زنده حداکثر با وقوع حریق، صرفاً بخشی از بار زنده در نظر گرفته می‌شود. ضمناً به‌علت بحرانی بودن شرایط، ضرایب افزایش بار نیز در ترکیب بارها اعمال نمی‌شود. مجموعه این عوامل سبب می‌شود که در شرایط حریق، تقاضای وارد بر ستون‌ها کم‌تر از مقادیر طراحی باشد. هرچه این ظرفیت مازاد بیش‌تر باشد، ستون زمان بیش‌تری قادر به تحمل حریق خواهد بود.

۴- رفتار حریق ستون‌های CFT در کل سازه

در رابطه (۲) رفتار یک ستون CFT به‌صورت مجزا و صرفاً تحت بار محوری بررسی گردید. با این حال لازم است رفتار ستون در مجموعه سازه بررسی گردد و اثرات سایر اعضای مجاور ستون از قبیل پیوستگی سازه، بازتوزیع لنگرها و دیگر اثرات مشابه بررسی شود. رفتار ستون در کل سازه در برابر حریق دارای جنبه‌های مختلفی است [۲۳-۲۵] که هر یک جداگانه مورد بررسی قرار می‌گیرد. در بررسی رفتار حریق ستون‌های CFT سازه در کل سازه، فرض بر آن است که تمامی سازه هم‌زمان درگیر حریق باشد و این مطالب برای سایر سناریوهای احتمالی (که صرفاً بخشی از سازه دچار حریق شود) صادق نیست.

۴-۱- رفتار ستون‌های مقیدشده در برابر حریق

هنگامی که تغییرشکل محوری یک ستون با سایر ستون‌های همان طبقه متفاوت باشد، قید ناشی از سقف‌های بالای ستون منجر به ایجاد نیروی محوری اضافه‌ای در ستون می‌شود. تفاوت در تغییرشکل محوری ستون‌ها، می‌تواند ناشی از تفاوت در انبساط حرارتی و یا تغییرشکل متفاوت ستون‌ها باشد. البته مهم‌ترین عامل، تفاوت در انبساط حرارتی ستون‌هاست.

اثر مقیدشدن تغییرشکل ستون، به کمک یک فتر محوری با سختی K_s در یک انتها بیان می‌شود. هنگامی که درجه حرارت به میزان ΔT افزایش پیدا کند، مطابق رابطه (۳) نیروی فشاری اضافه‌ای به میزان ΔP در ستون ایجاد خواهد شد:

$$\Delta P = \frac{S \cdot K_s}{K_s / K_{co} + R} (\Delta \varepsilon_{th} - \Delta \varepsilon_{mec}) L \quad (3)$$

که در آن $S = K_s / K_{co}$ نسبت سختی مقیدشده (K_s) به سختی اولیه ستون (K_{co}) است. افزایش نیروی محوری ستون سبب کاهش

^۴ AISC Design Guide 19

^۵ Euro Code1 Part 1.2

^۱ National Republican Congressional Committee

^۲ Kodur

^۳ Lie

البته لنگرهای خمشی صرفاً در شرایط نامعین، قابلیت بازتوزیع داشته و لنگرهای معین از قبیل طره‌ها و لنگرهای ناشی از خروج از مرکزیت باید توسط ستون قابل تحمل باشند. با این وجود، مطالعات انجام‌شده بر روی ستون‌های CFT با بتن تحت اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی نشان می‌دهد که افت ظرفیت لنگر خمشی به سرعت اتفاق افتاده [۲۸ و ۲۹] و لذا لنگرهای کوچک نیز باید مورد توجه قرار گیرد.

در بخش ۱،۲ از جلد چهارم آیین‌نامه اروپا^۴ [۳۰] دو رویکرد جهت محاسبه اثر لنگر خمشی قابل اتخاذ است. در روش اول که در پیوست H از این آیین‌نامه مطرح شده است، مطابق رابطه (۴) به کمک ضرایب افزایشده، نیروی محوری ستون افزایش یافته و اثر خروج از مرکزیت بار لحاظ می‌شود:

$$N_{equ} = N_{fi,Ed} / (\phi_s \cdot \phi_\delta) \quad (4)$$

در رابطه (۴) ϕ_s و ϕ_δ پارامترهایی هستند که به ترتیب برای اصلاح نیروی محوری ناشی از درصد آرماتور طولی و خروج از مرکزیت بار به کار می‌روند. در شکل (۷) نمودارهایی که به کمک آن‌ها پارامترهای فوق تعیین می‌گردد، ارائه شده است. نسبت δ/b در شکل (۷-الف) حاصل نسبت خروج از مرکزیت به بعد ستون در امتداد مورد نظر است. مطالعات گسترده پیرامون رابطه (۴) نشان می‌دهد نتایج این رویکرد غیرمحافظه‌کارانه بوده و به‌علاوه صعوبت کاربرد عملی این رابطه سبب شده که کم‌تر مورد استقبال قرار گیرد.

روش دوم که در پیوست G بخش ۱،۲ از جلد چهارم آیین‌نامه اروپا^۵ [۳۰] ارائه شده است، در اصل مربوط به مقاطع کامپوزیت جزئی^۶ است، ولی مراجع مختلف این روش را برای ستون‌های CFT نیز به کار برده‌اند. در این رویکرد، نیروی محوری حداکثر قابل تحمل ستون در هنگام حریق، ناشی از خروج از مرکزیت بار مطابق رابطه (۵) اصلاح می‌گردد:

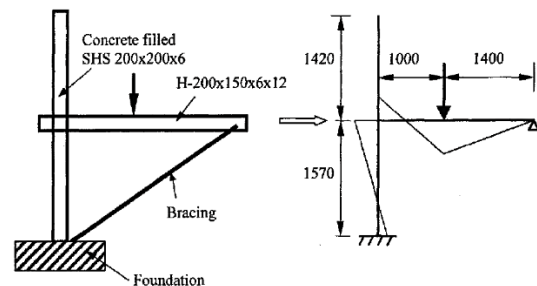
$$N_{fi,Rd,\delta} = N_{fi,Rd} (N_{Rd,\delta} / N_{Rd}) \quad (5)$$

که در آن N_{Rd} ظرفیت محوری ستون در دمای محیط بر اساس ضوابط ویرایش پنجم مبحث دهم مقررات ملی ساختمان و آیین‌نامه فولاد آمریکا است [۳۱ و ۳۲].

زمان مقاومت در برابر حریق و کاهش طول کمانشی ستون منجر به بهبود زمان مقاومت در برابر حریق خواهد شد. مطابق مطالعات وانگ^۱ و مور^۲، مقدار R در سازه‌های واقعی، حدوداً ۲٪ بوده و دو عامل فوق اثر یک‌دیگر را خنثی می‌کنند [۲۶].

۲-۴- بازتوزیع لنگر تیرها در موقعیت حریق

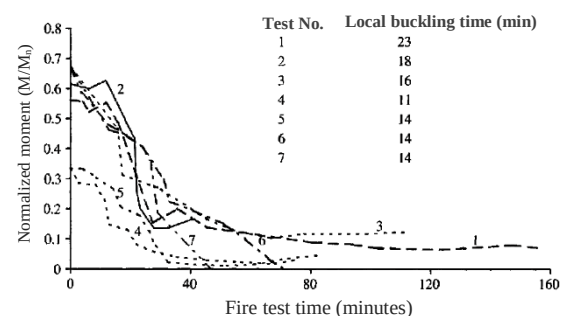
کیمورا^۳ و همکاران در سال ۱۹۹۰ مجموعه ۷ ستون CFT به همراه تیر گیردار به ستون و دستک فشاری را به منظور شناخت دقیق توزیع نیروها در طول زمان حریق، آزمایش نمودند [۲۷]. شکل (۵) هندسه آزمایش را نشان می‌دهد.



شکل ۵- آزمایش انجام‌شده توسط کیمورا و همکاران [۲۵]

الف- مدل سازه‌ای ب- چیدمان آزمایش

با وجود آن که همه نمونه‌های ستون لنگرهای خمشی اولیه داشتند، تغییر شکل محوری ستون مشابه حالتی بود که ستون تحت بار محوری خالص قرار گرفته باشد. در واقع سختی ستون نسبت به تیر خصوصاً پس از کمانش موضعی فولاد، بسیار کاهش یافته و لذا لنگرهای خمشی منتقل شده از تیر به ستون به ۱۰ درصد لنگرهای اولیه افت کرد. شکل (۶) تغییرات لنگرهای خمشی تمام نمونه‌های آزمایش را نشان می‌دهد و مقادیر ارائه‌شده، زمان کمانش موضعی در فولاد است.



شکل ۶- تغییر لنگر خمشی ستون‌های CFT در طول زمان

بنابراین رفتار ستون می‌تواند به صورت محوری در نظر گرفته‌شده و اثر لنگرهای خمشی ستون نادیده گرفته شود.

⁴ Euro Code4 Part 1.2

⁵ Annex G : Euro code 4 Part 1.2

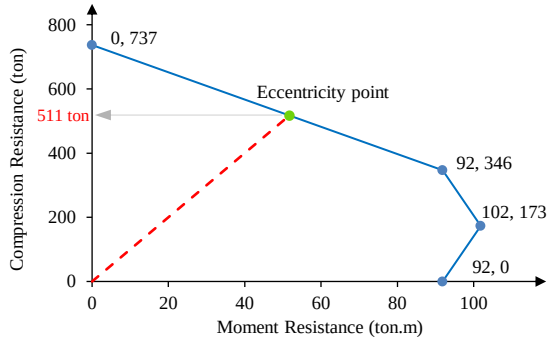
⁶ Partially encased columns

¹ Wang

² Moore

³ Kimura

خمشی قابل توجه، مقدار کوچک نسبت $N_{Rd,\delta}/N_{Rd}$ ظرفیت فشاری مقطع در شرایط حریق را شدیداً کاهش می‌دهد. به عنوان نمونه، شکل (۸) منحنی اندرکنش نیروی محوری و لنگرهای خمشی مربوط به یک ستون CFT با بعد ۴۰ سانتی متر و ضخامت ۱ سانتی متر را نشان می‌دهد.

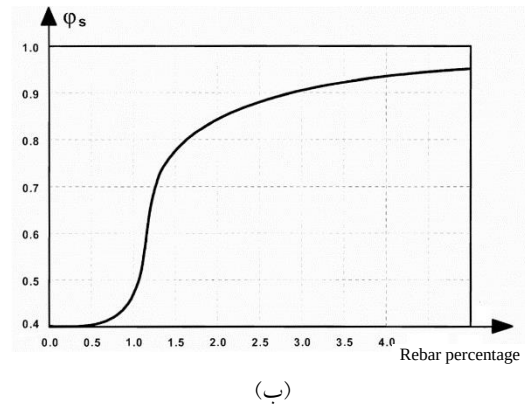
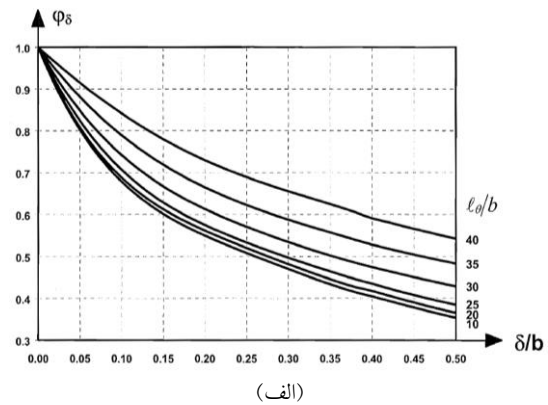


شکل ۸- اندرکنش نیروی محوری و لنگرهای خمشی ستون CFT با بعد ۴۰ و ضخامت ۱ سانتی متر

منحنی چندخطی بر اساس ظرفیت پلاستیک ستون تحت ترکیب لنگر خمشی و نیروی محوری محاسبه شده و خط مورب، خروج از مرکزیت برآیند ستون (۱۰ سانتی متر در یک امتداد و ۵ سانتی متر در امتداد متعامد) را نشان می‌دهد. محل تلاقی این خط با منحنی اندرکنش ستون، نشان دهنده حداکثر نیروی محوری است که ستون با توجه به خروج از مرکزیت فوق می‌تواند تحمل نماید. این نیرو برابر با ۵۱۱ تن است که در مقایسه با ظرفیت حداکثر ستون که ۷۳۷ تن است، به میزان ۳۱ درصد کاهش دارد. این منحنی اندرکنش، مربوط به دمای محیط و $1 - 0.31 = 0.69$ در واقع همان نسبت $N_{Rd,\delta}/N_{Rd}$ است. این روش از لحاظ مفهومی گویاتر بوده و ضمناً در کاربردهای عملی سهولت بیش تری دارد؛ از این رو در ادامه از همین رویکرد استفاده خواهد شد.

۳-۴- رفتار ستون‌های میانی و پیرامونی

یانگ^۱ و همکاران در سال ۲۰۱۳، مقاومت ستون‌های CFT را تحت حریق غیریکنواخت به کمک آزمایش مورد ارزیابی قرار دادند [۳۳]. آن‌ها نشان دادند که مقاومت ستون در برابر حریق به میزان قابل توجهی با کاهش تعداد وجوه در معرض حریق، افزایش می‌یابد. در ادامه هینیسو^۲ و جوکینن^۳ در سال ۲۰۱۴ رفتار



شکل ۷- ضریب اصلاح نیروی محوری

الف- ناشی از خروج از مرکزیت ب- ناشی از درصد آرماتور ستون پارامتر $N_{Rd,\delta}$ ظرفیت نیروی محوری با توجه به خروج از مرکزیت بار در دمای محیط است. $N_{fi,Rd}$ نیروی محوری حداکثر قابل تحمل ستون در برابر حریق و $N_{fi,Rd,\delta}$ نیروی محوری معادل قابل تحمل ستون در برابر حریق با توجه به خروج از مرکزیت δ است.

خروج از مرکزیت تعریف شده در رابطه فوق، برابر با نسبت لنگر خمشی برآیند ستون به نیروی محوری آن است که می‌تواند ناشی از اعمال لنگر خمشی و یا ناشی از بار محوری خارج از مرکز باشد. برای تعیین نسبت $N_{Rd,\delta}/N_{Rd}$ باید بر مبنای اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی در دمای محیط، محاسبه شود که لنگر خمشی چه میزان از مقاومت محوری را کاهش می‌دهد. سپس به این نسبت، ظرفیت محوری در شرایط حریق کاهش یابد.

در ستون‌هایی که عمدتاً تحت نیروی محوری قرار دارند، نسبت $N_{Rd,\delta}/N_{Rd}$ به ۱ نزدیک بوده و ظرفیت محوری در شرایط حریق به فشار محوری خالص نزدیک است. ضمناً در ستون‌های دارای لنگر

¹ Yang
² Heinisou
³ Jokinen



طول مؤثر کمانشی، تأثیر قابل توجهی در نیروی محوری قابل تحمل ستون در هنگام حریق داشته و لذا همین عامل سبب می شود که سازه های مهارشده رفتار مطلوب تری داشته باشند. این موضوع سبب می شود عمده ستون های CFT در طبقات زیرزمین بی نیاز از پوشش محافظت کننده در برابر حریق باشند. این امر سبب کاهش ابعاد ستون ها در این طبقات شده و جانمایی پارکینگ ها در معماری را تسهیل می نماید.

۵- دستورالعمل طراحی ستون CFT در برابر حریق

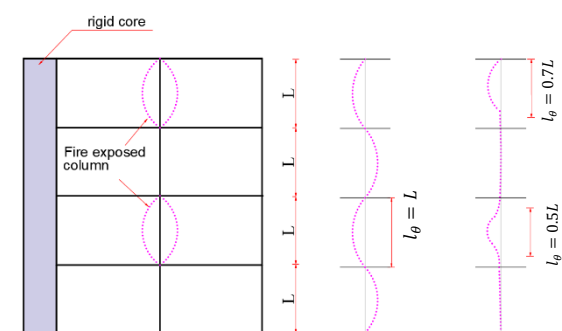
کنترل حریق ستون های CFT در کل سازه با چالش های متعددی مواجه است. این چالش ها در عمل مانع استفاده از روابط معرفی شده خواهد شد و لذا به صورت سنتی، برای تمامی ستون های CFT در پروژه از پوشش ضدحریق (مشابه ستون های فولادی) استفاده می شود. برخی از این چالش ها مربوط به محدودیت های آیین نامه ای و برخی مربوط به دشواری فرآیند مدل سازی است. به منظور رفع این چالش ها، راهکارهای زیر پیشنهاد می گردد.

- محدودیت ابعادی ستون های CFT در روابط محاسباتی در پژوهشی که در کنار این مطالعه انجام شد، روش محاسبه مدت زمان مقاومت حریق در ستون های CFT با ابعاد بزرگتر از محدودیت های آیین نامه پیشنهاد گردید [۹ و ۱۰]. طبق این مطالعات، نسبت مقاومت حریق (نسبت نیروی محوری حداکثر قابل تحمل ستون در حریق به نیروی محوری حداکثر قابل تحمل در دمای محیط)، صرفاً به پارامتر KL/D (مشابه لاغری ستون) و نه به D وابسته است. پارامتر KL طول کمانشی ستون و پارامتر D قطر ستون های CFT دایروی است. بنابراین نسبت مقاومت حریق، علاوه بر مشخصات مصالح، تابع پارامتر بدون بعد KL/D است. در واقع تمامی ستون های با نسبت KL/D یکسان (که از بزرگنمایی یک ستون مشخص حاصل شده باشند) نسبت مقاومت حریق یکسانی خواهند داشت و می توان نتیجه گرفت که این رابطه برای ستون های با ابعاد و طول کمانشی بزرگتر نیز قابل استفاده است. به عنوان مثال، به صورت محافظه کارانه، نسبت مقاومت حریق یک ستون CFT با بعد ۶۰ سانتی متر، ضخامت فولاد ۲ سانتی متر و طول کمانشی ۶ متر با ستونی با همان مصالح و بعد ۳۰ سانتی متر، ضخامت فولاد ۱ سانتی متر و طول کمانشی ۳ متر برابر است؛ درحالی که رابطه حریق

ستون های CFT که از یک، دو و سه وجه در معرض حریق بودند را با ستونی که از چهار وجه در معرض حریق بود، مقایسه نمودند. مطابق نتایج، زمان تحمل حریق در ستونی که از یک، دو یا سه وجه در معرض حریق باشد، به ترتیب $2/3$ ، 2 و $1/3$ برابر زمان تحمل حریق در ستونی است که از چهار وجه در معرض حریق باشد [۳۴]. لذا اساساً ستون های پیرامونی که از یک، دو یا سه جهت در معرض حریق هستند، مقاومت بالاتری نسبت به ستون های میانی که از ۴ وجه در معرض حریق هستند، دارند.

۴-۴- ضریب طول کمانشی مؤثر ستون

مطابق توصیه جلد چهارم آیین نامه اروپا [۳۰]، ضریب طول مؤثر کمانشی ستون ها در حالت مهارشده برابر با 0.7 در طبقات میانی و برابر با 0.7 در آخرین طبقه است. این مطلب در شکل (۹) نشان داده شده است. کوتو^۱ و همکاران در سال ۲۰۱۳ به مطالعه عددی طول کمانشی ستون های قاب های مهارنشده و مهارشده پرداختند و ضمن تأیید مقادیر ارائه شده در قاب های مهارشده، طول مؤثر $0.7L$ را برای ستون های مهارنشده پیشنهاد نمودند [۳۵]. در همین راستا، ژانگ^۲ و یان^۳ در سال ۲۰۱۶ رفتار ستون های CFT در قاب های مهارشده را بررسی نمودند و به جای مقدار 0.5 EC2، مقدار 0.55 را پیشنهاد نمودند [۳۶]؛ پیش از این نیز، بیلی^۴ مقدار 0.55 را توصیه نموده بود [۳۷]. می توان گفت شرایط مرزی ستون در معرض حریق به صورت مقیدشده در برابر دوران است. لازم به ذکر است فرض اساسی مطالعات پیشین، استفاده از روش طول مؤثر بوده است؛ با این حال خلأ روابطی که سازگار با روش تحلیل مستقیم^۵ باشد، وجود دارد.



شکل ۹- ضریب طول مؤثر کمانشی ستون در دمای محیط (شکل وسط) و در معرض حریق (شکل سمت راست)

⁴ Bailey

⁵ Direct analysis method

¹ Couto

² Xiong

³ Yan

آیین نامه برای ستون با بعد ۶۰ سانتی متر قابل استفاده نیست. این روش در این مطالعه به کار می رود تا بتوان روابط حریق را در ستون های CFT با هر ابعادی به کار برد.

- نحوه مدل سازی سازه در شرایط حریق اصولاً پس از مدل سازی سه بعدی سازه، حالت های حدی نهایی و بهره برداری کنترل گردیده و چنانچه سازه پاسخگو نباشد، این روند تا دستیابی به طرح نهایی تکرار می گردد. این طرح نهایی، باید ملاک کنترل سازه در برابر حریق قرار گرفته و مدت زمان مقاومت اعضا در برابر حریق مشخص شود. اگر این زمان از حداقل مدت زمان مشخص شده توسط ویرایش سوم مبحث سوم مقررات ملی ساختمان بیش تر باشد، عضو در شرایط حریق پاسخگو است و در غیر این صورت نیاز به پوشش مقاوم در برابر حریق دارد. بنابراین باید در ترکیبات بار جداگانه ای، بارگذاری در شرایط حریق تعریف شود و عملکرد حریق سازه به ازای آن ترکیبات بار کنترل گردد.

- محاسبه لنگرهای خمشی پس از بازتوزیع در شرایط حریق در شرایط حریق، سختی خمشی ستون ها کاهش یافته و شرایط تکیه گاهی آن ها به حالت دو سر مفصل نزدیک تر خواهد شد. این بازتوزیع سبب می شود که لنگرهای خمشی ستون به شدت کاهش پیدا کنند. از طرفی در شرایط حریق، لنگرهای خمشی کوچک نیز تعیین کننده هستند. لذا باید شرایط بازتوزیع به درستی مدل سازی گردیده تا لنگرهای خمشی کوچک محاسبه و اثر آن ها در روابط بررسی شود. به این منظور سختی خمشی ستون های CFT پروژه در هر دو جهت در نسبت α ضرب می شوند. ضریب α نمی تواند بسیار کوچک باشد، چون سبب ناپایداری و عدم همگرایی مدل خواهد شد. از سوی دیگر α باید به قدری کوچک باشد که اثر بازتوزیع لنگرهای خمشی را لحاظ نماید. مقدار پیشنهادی برای α برابر با ۰/۱ است. البته این ضریب تقریبی است و باید حساسیت سنجی شود.

به منظور کاربرد عملی مطالب ذکر شده پیرامون مقاومت ستون های CFT در برابر حریق در کل سازه، ضروری است گام های طراحی این ستون ها به طور مشخص تعیین شود. بر مبنای روابط ستون های مجزا و نیز لحاظ نمودن اثرات کل سازه، روند طراحی ستون های CFT شامل گام های ارائه شده در ادامه پیشنهاد می شود:

- گام ۱: محاسبه مشخصات ستون

ابتدا با توجه به مشخصات هندسی و مکانیکی بتن و فولاد و نیز طول و شرایط تکیه گاهی ستون، پارامترهای اولیه طراحی ستون پر شده با بتن تعیین می گردد.

- گام ۲: محاسبه اندرکنش نیروی محوری و لنگرهای خمشی مطابق پارامترهای به دست آمده در گام ۱ و الزامات موجود در ویرایش پنجم مبحث دهم مقررات ملی ساختمان و آیین نامه فولاد آمریکا [۳۱ و ۳۲]، منحنی اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی در هر دو راستا به دست می آید.

- گام ۳: محاسبه ضریب ناشی از خروج از مرکزیت بار با توجه به خروج از مرکزیت نیروی محوری در دو امتداد ستون، می توان حداکثر نیروی محوری تحت خروج از مرکزیت را تعیین نمود و نسبت این نیرو به نیروی محوری حداکثر در دمای محیط، پارامتر مهمی به نام ضریب خروج از مرکزیت نامیده می شود. این نسبت در گام های بعد برای اصلاح نیروی محوری حاصل از رابطه (۲) به کار خواهد رفت.

- گام ۴: محاسبه نیروی محوری مجاز ستون در شرایط حریق بر اساس رابطه (۲)، نیروی محوری حداکثر در شرایط حریق تعیین می شود. البته کماکان این نیروی محوری دربردارنده اثرات خروج از مرکزیت بار نیست.

- گام ۵: کنترل نیروی مجاز مطابق الزامات راهنمای طراحی شماره ۱۹ آیین نامه فولاد آمریکا [۴] و ویرایش پنجم مبحث دهم مقررات ملی ساختمان [۳۱]، نیروی محوری محاسبه شده در گام ۴ نباید از نیروی محوری متناظر با ظرفیت هسته بتنی به تنهایی بیش تر باشد؛ لذا چنانچه نیروی محوری گام ۴ از این نیرو بیش تر باشد، نیروی محاسبه شده در گام ۵ ملاک خواهد بود.

- گام ۶: محاسبه نیروی محوری نهایی نیروی محوری محاسبه شده در گام های قبل، در ضریب ناشی از خروج از مرکزیت ضرب شده و در نتیجه نیروی محوری حداکثر در شرایط حریق با لحاظ نمودن اثرات خروج از مرکزیت بار محوری حاصل خواهد شد.

- گام ۷: کنترل با نیروی محوری موجود نیروی محاسبه شده در گام قبل با نیروی محوری موجود در شرایط حریق مقایسه می شود. نسبت این دو نیرو، نسبت بار حریق نامیده می شود و اگر کم تر از ۱ باشد، یعنی ستون در شرایط حریق پاسخگو بوده و نیازی به استفاده از پوشش ضدحریق نخواهد داشت.

۶- مطالعه موردی

۶-۱- پارامترهای اساسی

به منظور ارزیابی رفتار حریق در سازه‌های میان مرتبه، ساختمان‌های مسکونی ۱۰ طبقه (شامل ۲ طبقه زیرزمین به همراه ۸ طبقه روی زمین) در تهران بر مبنای دستورالعمل پیشنهاد شده در این مطالعه مورد ارزیابی قرار خواهند گرفت. تمامی ستون‌ها از نوع فولادی پر شده با بتن و تیرها به صورت I- شکل هستند. همان‌طور که ذکر شد، عوامل مختلفی در رفتار حریق ستون‌های CFT در یک ساختمان تأثیرگذار است. برای بررسی این موارد، سه متغیر کلیدی در نظر گرفته می‌شود.

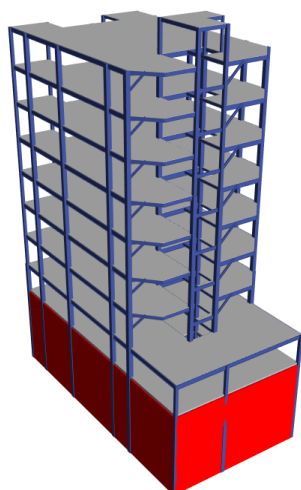
۱- سیستم باربر جانبی لرزه‌ای:

ابعاد و ظرفیت ستون‌های CFT در سیستم‌های باربر جانبی مختلف با یکدیگر متفاوت است؛ به عنوان مثال در سیستم دیوار برشی، ستون‌ها کاملاً ثقلی طراحی شده و ابعاد کوچک‌تری نسبت به سیستم قاب خمشی خواهند داشت. همچنین وضعیت مهار شده بودن یا نبودن ستون در این سیستم‌ها با یکدیگر متفاوت است. برای بررسی این عامل، سه نوع سیستم باربر جانبی لرزه‌ای بررسی می‌گردد:

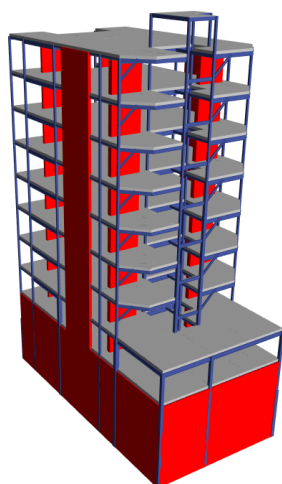
- سیستم قاب خمشی ویژه
- سیستم دیوار برشی بتن‌آرمه ویژه
- سیستم دوگانه قاب خمشی ویژه و دیوار برشی ویژه

ساختمان مذکور با هر یک از این سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای فوق به صورت بهینه طراحی شده و تمامی کنترل‌های سازه‌ای اعم از کنترل ظرفیت اعضا، کنترل تغییر شکل‌ها، کنترل‌های لرزه‌ای همچون تیر ضعیف - ستون قوی، کنترل ضابطه ۰.۲۵٪، ۰.۵۰٪ و کنترل پیچش انجام شده است. در شکل (۱۰)، نمایی از ساختمان‌های طراحی شده به کمک هر یک از سیستم‌های فوق نشان داده شده است.

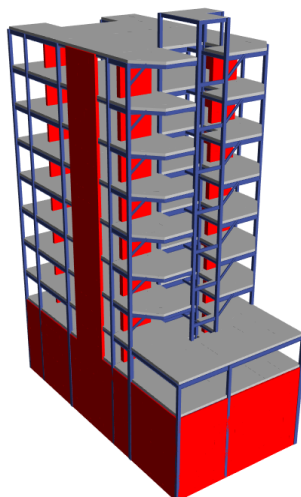
مقایسه نمای سه بعدی ساختمان با سیستم دیوار برشی بتن‌آرمه ویژه و سیستم دوگانه قاب خمشی ویژه به همراه دیوار برشی بتن‌آرمه ویژه نشان می‌دهد که ابعاد ستون‌های CFT در سیستم دوگانه بزرگ‌تر است. علت این امر آن است که طراحی ستون‌های CFT در سیستم دیوار برشی کاملاً به صورت ثقلی بوده است؛ در حالی که در سیستم دوگانه، ستون‌های ساختمان باید برای نیروها و ضوابط لرزه‌ای کنترل شوند که منجر به افزایش ابعاد آن‌ها می‌شود.



(الف)



(ب)



(پ)

شکل ۱۰- نمای سه بعدی ساختمان‌های مورد بررسی

الف- قاب خمشی ویژه ب- دیوار برشی بتن‌آرمه ویژه

پ- سیستم دوگانه قاب خمشی ویژه و دیوار برشی بتن‌آرمه ویژه

۲- ارتفاع طبقات ساختمان:

تغییر ارتفاع طبقات سبب تغییر طول مؤثر ستون شده و ظرفیت ستون در شرایط حریق را دستخوش تغییر می‌نماید. برای این منظور ارتفاع طبقات از ۳ تا ۴ متر و با فواصل ۱۰ سانتی‌متر در نظر گرفته شده است.

۳- نوع بتن داخل ستون:

پارامتر f_c در رابطه محاسبه مدت زمان مقاومت حریق، وابسته به نوع سنگدانه بتن داخل ستون است که در عملکرد کلی ستون‌های پروژه تأثیرگذار است. برای در نظر گرفتن تأثیر این پارامتر، دو نوع سنگدانه بتن داخل ستون فرض شده است:

- بتن با سنگدانه سیلیکاتی
- بتن با سنگدانه کربناتی

در جدول (۱) و جدول (۲) مشخصات کلیه مدل‌ها و نیز پارامترهای متغیر در هر یک از آن‌ها نمایش داده شده است.

۲-۶- فرآیند مدل‌سازی

در تمامی مدل‌ها، دو طبقه زیرزمین به علت حضور دیوارهای حائل، مهارشده هستند. همچنین طبقات روی سازه، در سیستم قاب خمشی ویژه مهارنشده تلقی شده ولی در سایر سیستم‌ها مهارشده هستند. مدل‌سازی ساختمان فوق به کمک نرم‌افزار ایتبس^۱ انجام شده است [۳۸]. ضمناً طراحی این سازه مطابق با الزامات ویرایش پنجم مبحث دهم مقررات ملی ساختمان و آیین‌نامه فولاد آمریکا [۳۱-۳۳]، انجام شده و تمامی کنترل‌های لازم صورت گرفته است.

جهت بررسی رفتار ستون‌های این ساختمان‌ها در برابر حریق، مراحل زیر انجام شده است:

- ترکیب بار حریق با نام Fire Combo ایجاد شده که در آن تمامی بارهای مرده، به همراه بخشی از بارهای زنده لحاظ خواهند شد. ضرایب بارهای مرده برابر با ۱ و با توجه به مسکونی بودن ساختمان، ضریب بار زنده برابر با ۰/۳ لحاظ شده است. این موضوع منطبق با این واقعیت است که در شرایط حریق، بارگذاری‌های فوق‌العاده همچون باد و زلزله محتمل نیست و ضمناً بار زنده نیز بسیار کم‌تر از مقادیر لحاظ‌شده است. در واقع تنها بارهای دائمی (بار مرده به‌اضافه بخشی از بار زنده) باید لحاظ شوند.
- مقطع تمامی ستون‌های CFT به صورت مربعی است.

^۱ Etab16.2.1

- هنگام وقوع حریق، سختی خمشی ستون‌ها و در نتیجه لنگرهای خمشی منتقل‌شده از تیر به ستون به شدت کاهش می‌یابد. البته لنگرهای خمشی ناشی از خروج از مرکزیت و لنگرهای معین کماکان باید مدنظر قرار گیرد. برای لحاظ‌نمودن این موارد، سختی خمشی ستون‌ها در هر دو جهت، در ضریب کاهش $\alpha = 0.1$ ضرب شده است. برای این منظور، تمامی ستون‌های CFT در پروژه انتخاب شده و ضریب کاهش $\alpha = 0.1$ به سختی خمشی آن‌ها در دو امتداد (I_{22} و I_{33}) اعمال شده است. همچنین برای بررسی حساسیت نتایج به این نسبت، α بین مقادیر ۰/۱ تا ۰/۲ تغییر نموده و نتایج مورد بررسی قرار می‌گیرد.
- برای لحاظ‌نمودن اثر لنگر خمشی، ابتدا منحنی اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی ستون در دمای عادی ترسیم شده و طبق رابطه (۵)، ضریب کاهش ظرفیت محوری ستون محاسبه شده و در نیروی محوری محاسبه‌شده توسط رابطه (۲) ضرب خواهد شد. در نهایت ظرفیت محوری ستون در شرایط حریق با لحاظ نمودن اثر لنگرهای خمشی محاسبه خواهد شد. این نیروی قابل تحمل، با نیروی محوری موجود در شرایط حریق مقایسه می‌گردد.
- ضریب طول مؤثر کمانشی ستون‌های طبقات زیرزمین برابر با ۰/۵ در نظر گرفته شده است. همچنین ضریب طول مؤثر کمانشی طبقات روسازه برای سیستم دوگانه و سیستم دیوار برشی برابر با ۰/۵ و برای سیستم قاب خمشی برابر با ۱ در نظر گرفته شده است. ضریب ۰/۵ بر اساس مقدار توصیه‌شده توسط بخش ۱۰،۲ از جلد چهارم آیین‌نامه اروپا [۳۰] است.
- اساساً رفتار ستون‌های پیرامونی که از یک، دو و یا سه وجه در معرض حریق قرار دارند به مراتب بهتر از ستون‌های میانی است. با توجه به این که این مورد تابع ضخامت و جنس دیوار است، در جهت اطمینان از آن صرف‌نظر شده است.
- مطابق نتایج مطالعات [۹ و ۱۰]، برای ستون‌های مربعی با ابعاد بزرگ‌تر از ۳۰ سانتی‌متر، تمامی ابعاد ستون مقیاس خواهند شد؛ به‌عنوان مثال، ستونی با ابعاد ۴۵ سانتی‌متر و طول کمانشی ۳/۳ متر با مقیاس ۲ به ۳ کوچک شده و ستون جدیدی با بعد ۳۰ سانتی‌متر و طول کمانشی ۲/۲ متر حاصل می‌شود و محاسبات حریق برای آن انجام می‌شود.
- بتن داخل ستون‌ها از رده مقاومتی C40 است.

جدول ۱- مشخصات مدل‌ها و پارامترهای متناظر با هر مدل

نام مدل	سیستم باربر جانبی	ارتفاع طبقات (متر)	سنگ‌دانه بتن
SS1	قاب خمشی ویژه	۳	سیلیکاتی
SS2	قاب خمشی ویژه	۳/۱	سیلیکاتی
SS3	قاب خمشی ویژه	۳/۲	سیلیکاتی
SS4	قاب خمشی ویژه	۳/۳	سیلیکاتی
SS5	قاب خمشی ویژه	۳/۴	سیلیکاتی
SS6	قاب خمشی ویژه	۳/۵	سیلیکاتی
SS7	قاب خمشی ویژه	۳/۶	سیلیکاتی
SS8	قاب خمشی ویژه	۳/۷	سیلیکاتی
SS9	قاب خمشی ویژه	۳/۸	سیلیکاتی
SS10	قاب خمشی ویژه	۳/۹	سیلیکاتی
SS11	قاب خمشی ویژه	۴	سیلیکاتی
WS1	دیوار برشی ویژه	۳	سیلیکاتی
WS2	دیوار برشی ویژه	۳/۱	سیلیکاتی
WS3	دیوار برشی ویژه	۳/۲	سیلیکاتی
WS4	دیوار برشی ویژه	۳/۳	سیلیکاتی
WS5	دیوار برشی ویژه	۳/۴	سیلیکاتی
WS6	دیوار برشی ویژه	۳/۵	سیلیکاتی
WS7	دیوار برشی ویژه	۳/۶	سیلیکاتی
WS8	دیوار برشی ویژه	۳/۷	سیلیکاتی
WS9	دیوار برشی ویژه	۳/۸	سیلیکاتی
WS10	دیوار برشی ویژه	۳/۹	سیلیکاتی
WS11	دیوار برشی ویژه	۴	سیلیکاتی
DS1	سیستم دوگانه	۳	سیلیکاتی
DS2	سیستم دوگانه	۳/۱	سیلیکاتی
DS3	سیستم دوگانه	۳/۲	سیلیکاتی
DS4	سیستم دوگانه	۳/۳	سیلیکاتی
DS5	سیستم دوگانه	۳/۴	سیلیکاتی
DS6	سیستم دوگانه	۳/۵	سیلیکاتی
DS7	سیستم دوگانه	۳/۶	سیلیکاتی
DS8	سیستم دوگانه	۳/۷	سیلیکاتی
DS9	سیستم دوگانه	۳/۸	سیلیکاتی
DS10	سیستم دوگانه	۳/۹	سیلیکاتی
DS11	سیستم دوگانه	۴	سیلیکاتی

جدول ۲- مشخصات مدل‌ها و پارامترهای متناظر با هر مدل

نام مدل	سیستم باربر جانبی	ارتفاع طبقات (متر)	سنگ‌دانه بتن
SC1	قاب خمشی ویژه	۳	کربناتی
SC2	قاب خمشی ویژه	۳/۱	کربناتی
SC3	قاب خمشی ویژه	۳/۲	کربناتی
SC4	قاب خمشی ویژه	۳/۳	کربناتی
SC5	قاب خمشی ویژه	۳/۴	کربناتی
SC6	قاب خمشی ویژه	۳/۵	کربناتی
SC7	قاب خمشی ویژه	۳/۶	کربناتی
SC8	قاب خمشی ویژه	۳/۷	کربناتی
SC9	قاب خمشی ویژه	۳/۸	کربناتی
SC10	قاب خمشی ویژه	۳/۹	کربناتی
SC11	قاب خمشی ویژه	۴	کربناتی
WC1	دیوار برشی ویژه	۳	کربناتی
WC2	دیوار برشی ویژه	۳/۱	کربناتی
WC3	دیوار برشی ویژه	۳/۲	کربناتی
WC4	دیوار برشی ویژه	۳/۳	کربناتی
WC5	دیوار برشی ویژه	۳/۴	کربناتی
WC6	دیوار برشی ویژه	۳/۵	کربناتی
WC7	دیوار برشی ویژه	۳/۶	کربناتی
WC8	دیوار برشی ویژه	۳/۷	کربناتی
WC9	دیوار برشی ویژه	۳/۸	کربناتی
WC10	دیوار برشی ویژه	۳/۹	کربناتی
WC11	دیوار برشی ویژه	۴	کربناتی
DC1	سیستم دوگانه	۳	کربناتی
DC2	سیستم دوگانه	۳/۱	کربناتی
DC3	سیستم دوگانه	۳/۲	کربناتی
DC4	سیستم دوگانه	۳/۳	کربناتی
DC5	سیستم دوگانه	۳/۴	کربناتی
DC6	سیستم دوگانه	۳/۵	کربناتی
DC7	سیستم دوگانه	۳/۶	کربناتی
DC8	سیستم دوگانه	۳/۷	کربناتی
DC9	سیستم دوگانه	۳/۸	کربناتی
DC10	سیستم دوگانه	۳/۹	کربناتی
DC11	سیستم دوگانه	۴	کربناتی



۷- نتایج و بحث

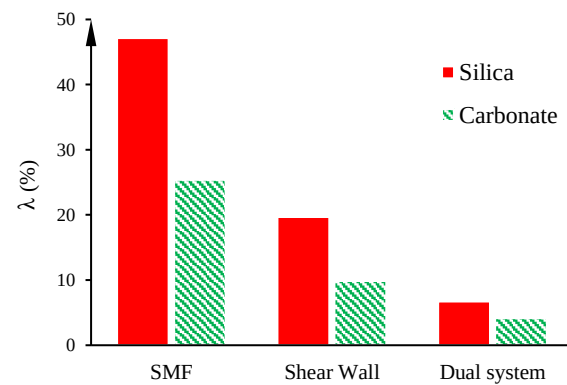
پس از انجام مراحل فوق، نسبت بار حریق در تمامی ستون‌ها در هریک از مدل‌ها به دست می‌آید. در مجموع ۱۹۳ ستون در پروژه وجود دارد. اگر تعداد ستون‌هایی که نسبت بار حریق در آن‌ها کم‌تر از ۱ است را n بنامیم، در این صورت مطابق رابطه (۶)، درصد ستون‌هایی که در هر مدل جوابگوی شرایط حریق نیستند، λ عبارتند از:

$$\lambda = \frac{n}{193} \times 100 \quad (6)$$

به کمک این پارامتر می‌توان رفتار کلی ستون‌های CFT در هر یک از مدل‌ها را با یکدیگر مقایسه نمود. در واقع هر چه مقدار λ کم‌تر باشد، ستون‌های سازه در برابر حریق عملکرد بهتری دارند.

۷-۱- بررسی اثر سیستم باربر جانبی

در شکل (۱۱) مقادیر پارامتر λ به‌ازای طول طبقات ۳،۲ متر و برای انواع سیستم‌های باربر لرزه‌ای و هر دو حالت بتن داخل ستون نمایش داده شده است.



شکل ۱۱- مقادیر λ برای انواع سیستم‌های باربر لرزه‌ای و برای دو نوع سنگدانه، به‌ازای طول طبقات ۳،۲ متر

مطابق نتایج، سیستم قاب خمشی ویژه، ضعیف‌ترین عملکرد و سیستم دوگانه قاب به همراه دیوار بهترین عملکرد را در برابر حریق داراست. علت این امر آن است که از منظر رفتار حریق، دو تفاوت اساسی در سیستم‌های باربر جانبی متفاوت وجود دارد:

۱- سیستم‌هایی همچون قاب خمشی مهارنشده و سیستم‌هایی همچون دیوار برشی و سیستم‌های دوگانه مهارشده محسوب می‌شوند. این موضوع سبب می‌شود که در سیستم قاب خمشی طول مؤثر ستون‌ها افزایش یافته و باربری ستون در هنگام حریق به شدت کاهش یابد.

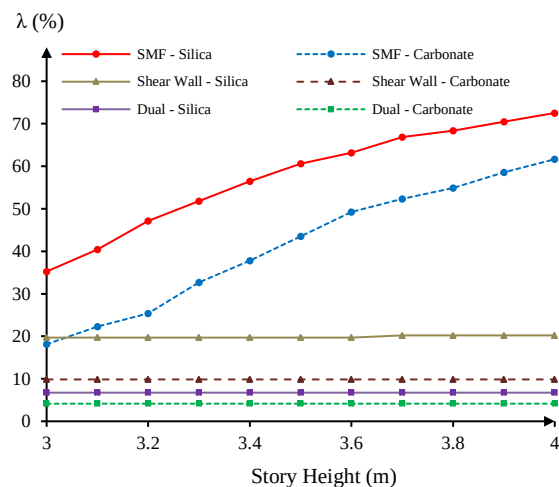
۲- یکی از عوامل مهم در عملکرد حریق ستون‌ها، ظرفیت مازاد ستون در شرایط حریق نسبت به حالت‌های اصلی طراحی سازه

است. به‌عنوان مثال، در سیستم‌هایی همچون سیستم دوگانه بخش قابل‌توجهی از ظرفیت ستون درگیر نیروهای لرزه‌ای است که به صورت هم‌زمان با حریق اعمال نمی‌شود. به عبارت دیگر کنترل‌های لرزه‌ای همچون تیر ضعیف - ستون قوی و کنترل چشمه اتصال سبب شده ستون ابعاد بزرگی داشته باشد که سبب بهبود رفتار آن در شرایط حریق می‌شود.

در سیستم دوگانه قاب خمشی به همراه دیوار برشی، هر دو عامل ۱ و ۲ تأثیر مثبت داشته و سبب بهبود عملکرد ستون‌ها در شرایط حریق می‌شود. از سوی دیگر، در سیستم دیوار برشی تنها، عامل ۱ تأثیر مثبت داشته ولی ستون‌ها عمدتاً به صورت ثقلی طراحی می‌شوند و لذا عامل ۲ تأثیر منفی خواهد داشت. در نقطه مقابل در سیستم قاب خمشی ویژه، عامل ۱ تأثیر منفی و عامل ۲ تأثیر مثبت دارد. مقایسه سیستم قاب خمشی و دیوار برشی نشان می‌دهد که طبق نتایج، اثر منفی عامل ۱ غالب است.

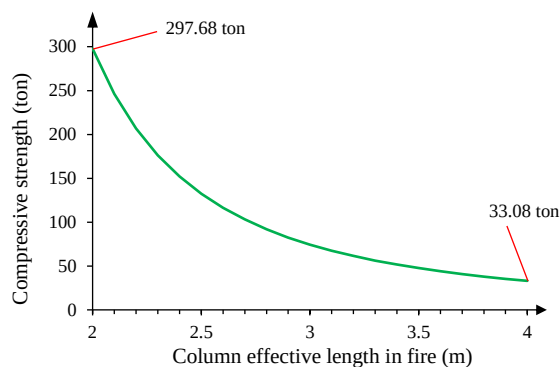
۷-۲- بررسی اثر ارتفاع طبقات

در شکل (۱۲) مقادیر پارامتر λ به‌ازای تمامی مدل‌ها نمایش داده شده است. نتایج برای سه نوع سیستم باربر جانبی و دو نوع سنگدانه بر حسب ارتفاع طبقات متفاوت ترسیم شده است.



شکل ۱۲- مقادیر λ متناظر با مدل‌های مختلف

با افزایش ارتفاع طبقات، مقدار L (طول ستون) افزایش پیدا می‌کند. اما به هر حال پارامتر مؤثر در روابط حریق، KL است. این پارامتر توسط آیین‌نامه به مقدار ۲ متر محدود شده که در این مطالعه نیز این محدودیت رعایت شده است. مقدار K در سیستم‌های مهارنشده برابر با ۰/۵ است و لذا با رعایت این محدودیت، پارامتر KL در تمامی مدل‌های شامل سیستم‌های مهارشده (سیستم دیوار برشی و سیستم دوگانه) کم‌تر از ۲ متر محاسبه شده و باید مقدار ۲ متر لحاظ شود. در نتیجه عملکرد



شکل ۱۴- تغییرات ظرفیت فشاری ستون در شرایط حریق به ازای طولهای کمانشی مختلف

همانطور که در این نمودار دیده می شود، ظرفیت ستون در هنگام حریق، به شدت به طول مؤثر ستون وابسته است، به نحوی که ظرفیت ستون با طول کمانشی ۲ متر، ۹ برابر ظرفیت همان ستون با طول کمانشی ۴ متر است. این موضوع به کمک بازنویسی رابطه (۲) نیز قابل بررسی است:

$$t_{fi, RD} = f_1 \frac{(f_{ck} + 20)}{I_0 - 1000} \frac{D^{2.5}}{\sqrt{N_{fi, RD}}} \quad (2)$$

$$\rightarrow N_{fi, RD} = \left[f_1 \frac{(f_{ck} + 20)}{I_0 - 1000} \frac{D^{2.5}}{t_{fi, RD}} \right]^2 \quad (7)$$

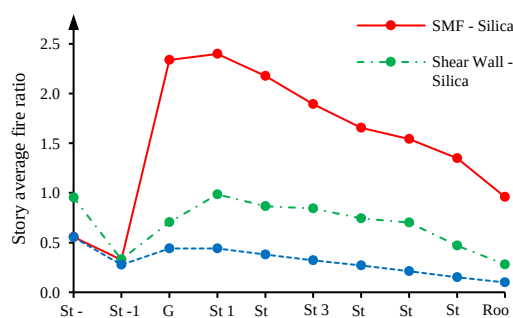
برای یک ستون مشخص، مقادیر f_1 ، f_{ck} ، D و $t_{fi, RD}$ ثابت است و می توان نوشت:

$$N_{fi, RD} = \frac{c}{(I_0 - 1000)^2} \quad (8)$$

لذا ظرفیت فشاری ستون CFT در شرایط حریق با توان دوم طول مؤثر ستون ارتباط دارد.

۳-۷- بررسی عملکرد حریق در طبقات مختلف

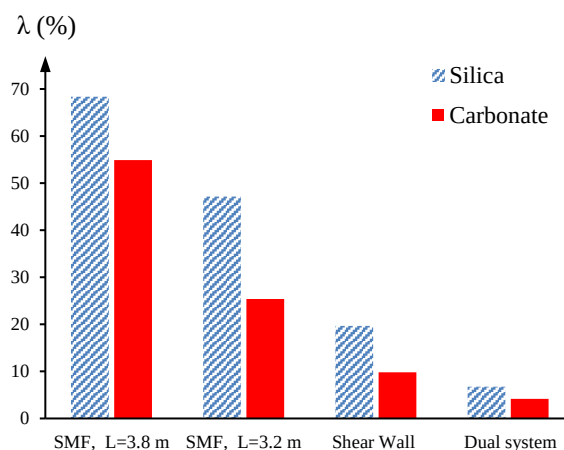
پس از بررسی عملکرد کلی هر یک از مدل ها، لازم است وضعیت ستون ها به تفکیک طبقات نیز بررسی گردد. شکل (۱۵) میانگین نسبت بار حریق در طبقات مختلف را برای تمامی مدل ها با سنگدانه سیلیکاتی نشان می دهد.



شکل ۱۵- میانگین نسبت بار حریق به تفکیک طبقات

کلی سازه های متشکل از سیستم دوگانه و سیستم دیوار برشی تغییرات چندانی نسبت به ارتفاع طبقات از خود نشان نمی دهد. این در حالی است که در سیستم قاب خمشی، ضریب K برابر با ۱ است و لذا مقادیر KL بین ۳ تا ۴ متر تغییر می نماید. به همین دلیل، نمودارهای مربوط به قاب خمشی، به شدت به ارتفاع طبقات ساختمان، حساس هستند.

با افزایش ارتفاع طبقات در سیستم قاب خمشی، عملکرد ستون های پروژه به سرعت افت می کند. از این رو برای ارتفاع طبقات زیاد (به عنوان مثال ۴ متر)، عملاً غالب ستون های CFT در ساختمان قادر به تحمل حریق برای مدت زمان ۲ ساعت نیستند که منطقی است برای تمامی ستون های پروژه از پوشش ضدحریق استفاده شود. در شکل (۱۳) عملکرد کلی ستون های CFT در سیستم قاب خمشی ویژه با ارتفاع ۳/۲ متر و ۳/۸ متر در کنار سایر سیستم ها نشان داده شده است.



شکل ۱۳- مقایسه مقادیر λ سیستم قاب خمشی با ارتفاع ۳/۲ و ۳/۸ متر در کنار سایر سیستم ها

مطابق نتایج، به هر حال عملکرد قاب خمشی ویژه ضعیف تر از سایر سیستم ها است اما همچنان به ازای ارتفاع طبقات کوچک (برای نمونه ۳/۲ متر) بخش عمده ای از ستون ها در سیستم قاب خمشی پاسخگوی شرایط حریق هستند، در حالی که به ازای ارتفاع طبقات زیاد (برای نمونه ۳/۸ متر) عملاً غالب ستون های پروژه به پوشش ضدحریق نیاز دارند.

برای بررسی دقیق تر اثر طول کمانشی، اگر در رابطه (۲)، ظرفیت فشاری ستون در شرایط حریق بر حسب پارامتر KL محاسبه شود، شکل (۱۴) حاصل می گردد. این نمودار به ازای یک ستون با بعد ۳۰ سانتی متر و بتن با مقاومت ۴۰ مگاپاسکال با سنگدانه کربناتی ترسیم شده است.

برای کنترل ستون‌های سازه ارائه گردید. بر این مبنا و با استفاده از ساختمان‌های مسکونی ۱۰ طبقه در شهر تهران، مطالعات موردی انجام شد. مهم‌ترین نتایج به‌دست‌آمده از این مطالعه عبارتند از:

۱- نوع سیستم باربر جانبی ساختمان، بر عملکرد ستون‌های CFT در هنگام حریق تأثیرگذار است. این تفاوت ناشی از دو عامل است: الف- در سیستم‌های باربر جانبی مختلف، طول کمناشی ستون‌ها در شرایط حریق با یک‌دیگر متفاوت است. سیستم دیوار برشی و سیستم دوگانه مهارشده تلقی می‌شوند ($K=0.5$) و سیستم قاب خمشی مهارشده ($K=1$) است. ب- در طراحی سازه، ابعاد ستون‌ها عمدتاً بر مبنای نیروهای زلزله و کنترل‌های متناظر با آن (کنترل تیر ضعیف - ستون قوی و کنترل تغییر مکان جانبی نسبی طبقات) تعیین می‌گردد؛ در حالی که هم‌زمانی وقوع زلزله و حریق محتمل نیست و در شرایط حریق ظرفیت مازاد قابل توجهی نسبت به شرایط زلزله وجود دارد. در سیستم‌های باربر جانبی مختلف، ظرفیت مازاد ستون‌ها با یک‌دیگر متفاوت است.

۲- تحلیل‌ها نشان می‌دهد که به‌ازای ارتفاع طبقات ۳/۲ متر و در حالت استفاده از سنگ‌دانه سیلیکاتی، به‌ترتیب ۷٪، ۱۹٪ و ۴۸٪ از ستون‌های سیستم دوگانه، سیستم دیوار برشی و سیستم قاب خمشی در شرایط حریق پاسخگو نیستند. سیستم دوگانه بهترین عملکرد حریق را داراست؛ زیرا هر دو عامل الف و ب تأثیر مثبت دارند. پس از آن سیستم دیوار برشی عملکرد مناسبی را از خود نشان می‌دهد. در این سیستم عامل الف تأثیر مثبت و عامل ب تأثیر منفی دارد. عملکرد سیستم قاب خمشی ضعیف‌تر از سایر سیستم‌هاست. در این سیستم عامل الف تأثیر منفی و عامل ب تأثیر مثبت دارند.

۳- مقایسه سیستم قاب خمشی و دیوار برشی بتن‌آرمه نشان می‌دهد که عامل الف تأثیرگذاری بیش‌تری نسبت به عامل ب داراست؛ به‌عبارت دیگر، در سیستم قاب خمشی اثر منفی افزایش طول کمناشی ستون به اثر مثبت ظرفیت مازاد ستون غلبه دارد.

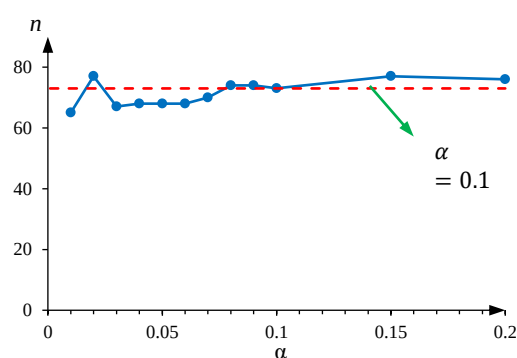
۴- ارتفاع طبقات در سیستم‌های مهارشده تأثیر چندانی در عملکرد حریق ستون‌های CFT در سازه ندارد. علت این موضوع، محدودیت طول کمناشی ستون در روابط حریق در ویرایش پنجم می‌ب‌دهم مقررات ملی ساختمان است. بر این مبنا حداقل طول کمناشی ستون باید برابر با ۲ متر لحاظ شود. در سیستم‌های مهارشده تا ارتفاع ۴ متر، طول کمناشی ستون در شرایط حریق کمتر از این مقدار است و باید مقدار حداقل لحاظ شود.

مطابق نتایج، در سیستم قاب خمشی، طبقات پایین عملکرد به مراتب بهتری دارند؛ زیرا طبقات پایین مهارشده هستند و وضعیت مطلوبی در حریق دارند. اما در محل تغییر از زیرسازه به روسازه، ضریب K از ۰/۵ به ۱ تغییر کرده و رفتار حریق ستون را به شدت تحت تأثیر قرار می‌دهد. با این حال در طبقات بالاتر وضعیت مناسب‌تر است؛ زیرا تقاضای وارد بر ستون‌ها (به‌ویژه نیروی فشاری) کاهش می‌یابد.

در سیستم دوگانه، در طبقات مختلف تغییری در ضریب K به‌وجود نمی‌آید و لذا به‌طور کلی در طبقات بالاتر، عملکرد بهتر است. افت نسبت بار در زیرزمین اول عمدتاً به این دلیل است که مقطع ستون در این طبقات افزایش یافته و یک جهش در نسبت بار مشاهده می‌شود.

۷-۴- حساسیت نتایج نسبت به پارامتر α

در فرآیند مدل‌سازی از ضریب α برای کاهش سختی خمشی ستون‌ها در هر دو جهت استفاده گردید تا اثر بازتوزیع ستون‌ها تا حد امکان در محاسبات منعکس گردد. تمامی نمودارهای قبل بر مبنای نسبت پیشنهادی $\alpha = 0.1$ محاسبه گردید اما به هر حال حساسیت نتایج به این پارامتر باید بررسی گردد. به این منظور پارامتر α از مقدار ۰/۰۱ تا ۰/۲ تغییر نموده و مقادیر n (تعداد ستون‌های ساختمان با نسبت بار حریق کم‌تر از یک) مورد مقایسه قرار می‌گیرد که در شکل (۱۶) نمایش داده شده است.



شکل ۱۶- حساسیت نتایج به پارامتر α

به‌طور کلی نتایج، حساسیت قابل توجهی نسبت به α نشان نمی‌دهند و مقدار پیشنهادی ۰/۱ حاشیه اطمینان مناسبی به همراه خواهد داشت. لازم به ذکر است اگرچه مقادیر بزرگ‌تر α وضعیت را وخیم‌تر می‌کنند، اما بیانگر رفتار واقعی در شرایط حریق نیستند.

۸- نتیجه‌گیری

در این پژوهش، عملکرد ستون‌های CFT در برابر حریق در کل ساختمان مورد بررسی قرار گرفت و دستورالعمل مشخصی

۵- ارتفاع طبقات در سیستم‌های مهارنشده (مثل قاب خمشی) تأثیر فزاینده‌ای بر عملکرد حریق ستون‌های CFT در سازه دارد. به نحوی که در سیستم قاب خمشی با ارتفاع ۳/۲ متر، ۷۵ درصد ستون‌های پروژه پاسخگوی حریق هستند ولی با ارتفاع ۳/۸ متر، ۴۵ درصد ستون‌ها پاسخگو هستند. بازنویسی مجدد رابطه حریق در ویرایش پنجم مبحث دهم مقررات ملی ساختمان نیز حاکی از آن است که نیروی محوری قابل تحمل ستون در شرایط حریق با توان دوم طول رابطه معکوس دارد.

۶- در شرایط وقوع حریق، سختی خمشی ستون‌ها به میزان قابل ملاحظه‌ای کاهش یافته و بازتوزیع نیروها اتفاق می‌افتد. برای این منظور، پیش از تحلیل سازه در شرایط حریق، باید ضریب کاهش سختی خمشی به ستون‌های CFT اعمال شود. حساسیت‌سنجی نتایج نسبت به این ضریب حاکی از آن است که مقدار پیشنهادی ۰/۱ قابل اطمینان است و ضمناً می‌تواند شرایط واقعی ستون در شرایط حریق را منعکس نماید.

۹- فهرست علائم

نماد	شرح	نماد	شرح
D	قطر ستون دایروی یا بعد ستون مربعی، mm	$N_{Rd,d}$	ظرفیت محوری ستون در دمای محیط با لحاظ نمودن خروج از مرکزیت
f_t	ضریبی برای لحاظ نمودن نوع بتن، مقطع ستون و درصد آرماتور مقطع	$N_{fi,Rd}$	نیروی محوری قابل تحمل ستون در حریق
f_{ck}	مقاومت مشخصه بتن، Mpa	$N_{fi,Rd,d}$	ظرفیت محوری قابل تحمل ستون در حریق با لحاظ نمودن خروج از مرکزیت
KL	طول مؤثر ستون در شرایط حریق	R	ظرفیت باربری ستون CFT
KL/D	لاغری ستون	r	ظرفیت باربری هر یک از مؤلفه‌های مقطع
K_s	سختی مقیدشده ستون	S	نسبت سختی مقیدشده به سختی اولیه ستون
K_{co}	سختی اولیه ستون	t	مدت زمان سپری شده از وقوع حریق
L	طول ستون	$t_{fi,RD}$	زمان مقاومت در برابر حریق، min
l_θ	طول کمانشی ستون، mm	α	ضریب کاهش سختی خمشی ستون CFT
n	تعداد ستون‌های سازه با نسبت بار حریق کم‌تر از ۱	λ	درصد ستون‌های ساختمان که پاسخگوی حریق نیستند
N_{Rd}	ظرفیت محوری ستون در دمای محیط	d	خروج از مرکزیت ستون

۱۰- تشکر و قدردانی

در پایان لازم است از مجموعه رویش به جهت حمایت‌های مادی و معنوی در راستای ترویج دانش در زمینه فناوری‌های نوین و به‌ویژه در خصوص رفتار حریق ستون‌های فولادی پرشده با بتن تشکر به عمل آید.



۱۱- مراجع

- Filled SHS and RHS columns. Journal of constructional steel research", Apr 1;59(4):427-52.
- [14] Yin, J., Zha, XX., and Li, LY. (2006), "Fire Resistance of Axially Loaded Concrete Filled Steel Tube Columns", Journal of Constructional Steel Research. Jul 1;62(7):723-9.
- [15] Kodur, VKR., and Lie, TT. (1996), "Fire Resistance of Steel Columns Filled with Bar-reinforced Concrete", ASCE Journal of Structural Engineering: 127(1): 30-36.
- [16] Kodur, VKR., and Lie, TT. (1996), "Fire Resistance of Circular Steel Columns Filled with Fiber-reinforced Concrete", ASCE Journal of Structural Engineering: 122(7): 776-782.
- [17] Kodur, VKR. (1998), "Design Equation for Evaluating Fire Resistance of SFRC-filled HSS Columns", ASCE Journal of Structural Engineering: 124(6): 671-677.
- [18] Kodur, VKR. (1999), "Performance Based Fire Resistance Design of Concrete-filled Steel Columns", Journal of Constructional Steel Research: 5: 21-36.
- [19] Kodur, VKR., and MacKinnon, DH. (2000), "Design of Concrete Filled Hollow Section Columns for Fire Endurance", AISC Engineering Journal: 37(1): 13-24.
- [20] Lie, TT., and Irwin, RJ. (1995), "Fire Resistance of Rectangular Steel Columns Filled with Bar-reinforced Concrete", ASCE Journal of Structural Engineering: 121(5): 797-805.
- [21] Lie, TT., and Kodur, VKR. (1996), "Fire Resistance of Steel Columns Filled with Bar-reinforced Concrete", ASCE Journal of Structural Engineering: 122(1): 30-36.
- [22] CEN. EN 1991-1-2, Eurocode 1: Actions on Structures, Part 1.2: General Actions - Actions on Structures Exposed to Fire, Comité Européen de Normalisation, Brussels, Belgium, 2002.
- [23] Wang, YC. editor. (2002), "Steel and Composite Structures: Behaviour and Design for Fire Safety", CRC Press; May 2.
- [24] Wang, Y.C. (1991), "The Effects of Structural Continuity on the Fire Resistance of Concrete Filled Columns in Non-sway Frames", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 50, No. 2, pp. 177-197.
- [25] Nethercot D, editor. Composite construction. CRC Press; 2003 Apr 24.
- [26] Wang, YC., and Moore, DB. (1994), "Effect of Thermal Restraint on Column Behaviour in a Frame", Fire Safety Science;4:1055-66.
- [27] Kimura, M., Ohta, H., Kaneko, H., and Kodaira, A. (1990), "Fire Resistance of Concrete-filled Square Steel Tubular Columns Subjected to Combined Loads", Elsevier Science Publishers Ltd.(UK);:372-9.
- [28] Chung, K., Park, S., and Choi, S. (2009), "Fire Resistance of Concrete Filled Square Steel Tube Columns Subjected to Eccentric Axial Load", International Journal of Steel Structures. Mar;9(1):69-76.
- [29] Zhou, X., Liu, J., Wang, X., and Chen, YF. (2016), "Behavior and Design of Slender Circular Tubed Reinforced-concrete Columns Subjected to Eccentric Compression", Engineering Structures. Oct 1;124:17-28.
- [30] European Committee for Standardization, Eurocode 4. Design of composite steel and concrete structures, Part 1.2: 1993-1-2, Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-2: General rules - Structural fire design. Brussels, Belgium: European Committee for Standardization; 2005.
- [31] Aghakouchak, AA., Garivani, S., Shahmari, A., and Heshmati, M. (2021), "Structural Investigation of the Collapse of the 16-story Plasco Building Due to Fire", The Structural Design of Tall and Special Buildings. Jan; 30(1):e1815.
- [32] Ahmadi, MT., Aghakouchak, AA., Mirghaderi, R., Tahouni, S., Garivani, S., Shahmari, A., and Epackachi, S. (2020), "Collapse of the 16-story Plasco Building in Tehran Due to Fire", Fire technology. Mar; 56(2): 769-99.
- [33] AISC, Design Guide 19-Fire Resistance of Structural Steel Framing, J. L. Ruddy and S. A. Ioannides, Eds., AISC, Chicago, 2003.
- [34] [5] مقررات ملی ساختمان ایران (۱۳۹۵) - مبحث سوم، حفاظت ساختمان‌ها در مقابل حریق، وزارت راه و شهرسازی، معاونت مسکن و ساختمان، ایران
- [35] Quincy, MA. 2003. National Fire Protection Association (NFPA), NFPA 5000: Building Construction and Safety Code, 2003 Edition.
- [36] Falls Church, VA. 2000. International Code Council, Inc. (ICC), International Building Code.
- [37] CEN. EN 1992-1-2, Eurocode 2: Design of Concrete Structures. Part 1-2: General rules-Structural fire design. Brussels, Belgium: European Committee for Standardization; 2004.
- [38] [9] محسنی، م. میرقادی، ر. و بذرافشان، ی. (۱۴۰۱)، "مطالعه پارامتریک رفتار حریق ستون فولادی پرشده با بتن با ابعاد فراتر از محدودیت‌های مبحث دهم مقررات ملی ساختمان"، ششمین همایش بین‌المللی مهندسی سازه.
- [39] [۱۰] محسنی، م. بذرافشان، ی. و میرقادی، ر. (۱۴۰۱)، "مطالعه عددی توزیع درجه حرارت در ستون‌های CFT با ابعاد متفاوت و توسعه محدودیت ابعاد ستون در رابطه محاسبه زمان حریق در ستون‌های CFT"، یازدهمین کنفرانس ملی و چهارمین کنفرانس بین‌المللی سازه و فولاد و دومین کنفرانس ملی قاب‌های سبک فولادی.
- [40] Twilt, L., Hass, R., Klingsch, W., Edwards, M., and Dutta, D. (1996), "Design guide for structural hollow section columns exposed to fire", Cologne, Germany : Comite International Pour le Developpement et l'Etude de la construction Tabulaire (CIDECT).
- [41] Han, LH., Yang, YF., and Xu, L. (2003), "An Experimental Study and Calculation on the Fire Resistance of Concrete-



Structural fire design. ENV 1994-1-2, British Standards Institution, London, 1994.

[۳۱] مقررات ملی ساختمان ایران (۱۴۰۱) - مبحث دهم، طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی، وزارت راه و شهرسازی، معاونت مسکن و ساختمان، ایران.

[32] Committee, AISC. 2016. 'Specification for structural steel buildings (ANSI/AISC 360-16)', American Institute of Steel Construction, Chicago- Illinois.

[33] Yang, H., Liu, F., Zhang, S., and Lv, X. (2013), "Experimental Investigation of Concrete-filled Square Hollow Section Columns Subjected to Non-uniform Exposure", Engineering structures. Mar 1;48: 292-312.

[34] Heinisuo, M., and Jokinen, T. (2014), "Tubular Composite Columns in a Non-symmetrical Fire", Magazine of Civil Engineering. Jul 1.(5)

[35] Couto, C., Real, PV., Lopes, N., and Rodrigues, JP. (2013), "Buckling Analysis of Braced and Unbraced Steel Frames Exposed to Fire", Engineering Structures. Apr 1;49: 541-59.

[36] Xiong, MX., and Yan, JB. (2016), "Buckling Length Determination of Concrete Filled Steel Tubular Column Under Axial Compression in Standard Fire Test", Materials and Structures. Apr;49(4):1201-12.

[37] Bailey, C. (2000), "Effective Lengths of Concrete-filled Steel Square Hollow Sections in Fire", Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings. May;140(2):169-78.

[38] ETABS16.2.0. "Extended Three Dimensional (3D) Analysis and design of Building System", Berkeley, California, USA.

