

ارزیابی پاسخ لرزه‌ای قاب‌های بتن آرمه پس از آتش‌سوزی به روش اجزای محدود

مرتضی کمالوند^۱، علی معصومی^{۲*}، امیرحسین بریمانی^۱

۱- دانشجوی دکترا، مهندسی سازه، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه خوارزمی، تهران، ایران

۲- استاد، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه خوارزمی، تهران، ایران

massumi@khu.ac.ir

تاریخ پذیرش ۱۴۰۱/۰۸/۱۱

تاریخ دریافت ۱۴۰۱/۰۳/۳۱

چکیده

با توجه به اهمیت برآورد ظرفیت لرزه‌ای باقی‌مانده سازه‌ها پس از وقوع آتش‌سوزی، در این مقاله مطالعه عددی برپایه روش اجزای محدود روی قاب‌های بتن‌آرمه انجام شد. مراحل شبیه‌سازی عددی شامل دو گام مجزا است. در گام اول، فرآیند توزیع دما در عناصر تشکیل‌دهنده قاب‌ها هنگام قرار گرفتن در معرض آتش به‌وسیله تحلیل انتقال حرارت شبیه‌سازی گردید. در گام دوم با بهره‌گیری از ویژگی‌های مکانیکی باقی‌مانده مصالح براساس پیشینه حرارت تجربه شده در گام قبل، رفتار نمونه‌ها تحت بارگذاری جانبی افزایشی (پوش‌آور) مورد ارزیابی قرار گرفت. نمونه‌های آزمایشگاهی مورد استفاده برای درستی‌آزمایی مدل عددی پیشنهادی، شامل دو قاب با نسبت ظرفیت خمشی تیر به ستون متفاوت است که هر قاب در دو حالت شامل قاب در دمای محیط به عنوان نمونه شاهد و قاب پس از قرار گرفتن در کوره، در نظر گرفته شد. در مرحله تحلیل انتقال حرارت، علاوه بر ارزیابی مدل‌های حرارتی مواد و شرایط مرزی تعریف شده، حساسیت پاسخ‌ها به دو پارامتر تأثیرگذار بر توزیع حرارت شامل درصد رطوبت بتن و قابلیت جذب انرژی حرارتی سطح بتن ارزیابی شد. در گام تحلیل مقاومت لرزه‌ای باقی‌مانده، با توجه به مدل‌های مختلف موجود برای منحنی تنش-کرنش بتن حرارت دیده، پاسخ لرزه‌ای قاب بر پایه سه مدل متداول بررسی شد. مقایسه نتایج عددی با داده‌های آزمایشگاهی در گام اول نشان داد که مدل عددی به‌خوبی تاریخچه دما-زمان در عناصر قاب‌ها را پیش‌بینی می‌کند و درصد رطوبت ۱/۵ و ضریب قابلیت جذب انرژی سطح بتن برابر با ۰/۷ موافقت بهتری با داده‌های آزمایشگاهی دارد. نتایج مرحله تحلیل عملکرد لرزه‌ای نشان داد که بر اثر آتش‌سوزی ۲۱ درصد مقاومت و ۳۰ درصد جذب انرژی نمونه با تیر ضعیف-ستون قوی، کاهش می‌یابد، در حالی که در نمونه با تیر قوی-ستون ضعیف، این مشخصه‌ها به ترتیب ۳۵ و ۴۹ درصد است.

واژگان کلیدی: قاب بتن‌آرمه، تحلیل اجزای محدود غیرخطی، تحلیل انتقال حرارت، ظرفیت باقی‌مانده، رفتار لرزه‌ای

۱- مقدمه

اقتصادی بسیار مهم است. این امر به ویژه برای ساختمان‌های بلند که به دلیل شیوه مرحله‌ای تخلیه، زمان تخلیه ساختمان طولانی‌تر می‌باشد، حیاتی‌تر است [1].

در زمینه عملکرد سازه‌های مختلف در معرض آتش، اعضای سازه‌های بتن‌آرمه به علت قابلیت انتقال حرارت به نسبت پایین تر، ظرفیت گرمایی بالاتر و کاهش آهسته‌تر ویژگی‌های مکانیکی

آتش‌سوزی تصادفی به ویژه در سازه‌های ساختمانی می‌تواند پدیده فاجعه‌باری باشد. با وجود اینکه بیشتر مرگ‌های ناشی از آتش‌سوزی به دلیل آثار دودهای سمی قبل از هرگونه خرابی سازه‌ای است، اما تأثیر آتش‌سوزی بر پایداری سازه در رابطه با تخلیه ایمن و دسترسی ایمن برای آتش‌نشانان و هم‌چنین از نظر

بتن، از عملکرد بهتری نسبت به دیگر سازه‌ها برخوردار هستند. با این وجود، در صورت قرار گرفتن در معرض آتش‌سوزی شدید و طولانی، یک عضو بتن‌آرمه ممکن است خسارت سازه ای جدی را متحمل شود. از جمله خسارات مشهود، ورقه ورقه شدن بتن (از بین رفتن کاور بتن) است که در نتیجه آن، میلگردهای مسلح‌کننده نمایان شده و دمای آن‌ها به صورت جهشی افزایش می‌یابد که به موجب آن، ظرفیت باربری به شدت کاهش یافته و عناصر تغییرشکل‌های بزرگی را تجربه می‌کنند.

با این وجود، در صورت حفظ پایداری سازه در هنگام وقوع آتش‌سوزی و پس از خاموش شدن کامل آتش، تا زمانیکه ظرفیت تحمل بار اعضای آن مشخص نشود، یک ساختمان را نمی‌توان مورد بهره‌برداری مجدد فوری قرار داد. برخلاف خسارت جدی ظاهری در بتن و از بین رفتن قابل توجه سطح مقطع اعضا که نشانه‌ای از آسیب جدی این عناصر است، کاهش عملکرد سازه ای در عناصر بتن‌آرمه به علت تغییرات خواص شیمیایی مصالح در لایه‌های مختلف مقطع عضو، ممکن است خیلی آشکار نباشد. بنابراین، ضروری است که ظرفیت باقی‌مانده اعضای سازه از طریق روش‌های مهندسی منطقی برای تسهیل دوباره بهره‌برداری و یا توسعه اقدامات مقاوم‌سازی در سازه‌های بتن‌آرمه پس از آتش مشخص شود [2].

ظرفیت باقی‌مانده اجزای سازه‌های بتن‌آرمه که در معرض آتش قرار گرفته‌اند در چند سال گذشته توسط پژوهشگران مورد مطالعه قرار گرفته است. بخشی از مطالعات روی عملکرد عناصر مختلف سازه‌ای به صورت مجزا و توسط آزمایش‌های مخرب انجام شده است. در مطالعه Felicetti و همکاران [3]، منحنی تنش-کرنش میلگردهای فولادی مختلف (میلگردهای فولادی QST، ضد زنگ و فولادی کربنی) تحت یک سیکل حرارت تا دماهای بالا و سپس سرد شدن و همچنین رفتار محوری خمشی مقاطع مسلح شده با این میلگردها ارزیابی شد. در مطالعه Xu و همکاران [4]، رفتار تیرهای بتن‌آرمه پس از آتش‌سوزی مورد آزمایش قرار گرفت و روش برآورد ظرفیت برشی باقی‌مانده آنها ارائه شد. Hu و Yao [5] عملکرد ستون‌های تیوب فولادی پر شده با بتن را پس از قرار گرفتن در معرض آتش مورد بررسی قرار دادند و روشی ساده برای ارزیابی مقاومت باقی‌مانده این ستون‌ها ارائه دادند. همچنین در مطالعه‌ای توسط He و همکاران [6]، رفتار و مقاومت‌های فشاری باقی‌مانده ستون‌های کوتاه دایره‌ای پر شده با بتن با مقاومت بالا با غلاف فولادی ضد زنگ

(HCFSST) پس از قرار گرفتن در معرض بررسی شد. در تحقیقی توسط Hajiloo و Green [7] خواص باقی‌مانده پس از آتش‌سوزی دال‌های بتنی مسلح شده با میلگردهای GFRP ارزیابی شد. همچنین، Wang و همکاران [8] نیز خواص باقی‌مانده دال‌های بتن مسلح سه دهانه پیوسته پس از آتش‌سوزی را مطالعه نمودند. در تحقیقی Jadooe و همکاران [9] اثر یک روش تقویتی برای تیرهای خسارت دیده در آتش را بررسی نمودند. در این تحقیق، چهار تیر پس از آتش‌سوزی با ورق‌های پلیمری مسلح شده با الیاف کربن (CFRP) به روش نصب در نزدیکی سطح (NSM) تقویت شدند. علاوه بر تحقیقات آزمایشگاهی، Kodur و همکاران [10] یک مدل اجزای محدود با جزییات کامل را برای ارزیابی ظرفیت باربری باقی‌مانده تیرهای بتن‌آرمه ارائه نمودند که با مقایسه نتایج آن با نمونه‌های آزمایشگاهی نشان داده شد که مدل پیشنهادی دارای دقت مناسبی برای ارزیابی ظرفیت باربری پس از آتش تیرها است. در مطالعه عددی دیگری توسط Bai و Wang [11]، پس از برآورد بیشینه دما در سطح مقطع با استفاده از نرم‌افزار ANSYS، به جای فرض کاهش مقاومت در بتن یا آرماتور فولادی بر حسب دما، مقاطع اولیه بتن و میلگردها به یک مقطع معادل (کاهش یافته) تبدیل شد تا خسارت ناشی از آتش‌سوزی برای برآورد ظرفیت باقی‌مانده شبیه‌سازی شود. Ozbolt و همکاران [12] برای شبیه سازی رفتار تیر بتن‌آرمه در معرض دمای بالا، یک مدل اجزای محدود حرارتی-مکانیکی را پیشنهاد نمودند. نتایج حاصل از این مدل با داده‌های آزمایشگاهی متناظر پیشین [13] برای محاسبه مقاومت باقی‌مانده مقایسه شد و روش معرفی شده مورد تایید قرار گرفت. علاوه بر این Massumi و همکاران [14] یک روش غیرمخرب جدید را برای تعیین میزان خسارت ناشی از آتش سوزی بر سازه‌های بتن‌آرمه بر پایه رفتار دینامیکی آن ارائه نمودند.

اگرچه یافته‌های تحقیقاتی زیادی در مورد ویژگی‌های مکانیکی پس از آتش‌سوزی تیرها، ستون‌ها و دال‌های بتن‌آرمه وجود دارد، اما پاسخ کلی یک قاب از سازه در برابر آتش‌سوزی بسیار متفاوت و پیچیده‌تر از اعضای مجزای سازه است. بنابراین نمی‌توان با استفاده از نتایج این تحقیقات رفتار سازه را به‌طور دقیق نتیجه‌گیری کرد. نخستین دلیل این که حرارت حاصل از آتش‌سوزی به صورت یکنواخت میان اعضای مختلف قاب توزیع نمی‌شود که موجب افزایش ناهماهنگ توزیع تنش می‌شود؛ دوم این که، در بررسی تیرها، ستون‌ها و دال‌ها، آزمایش

برای درستی آزمایی مدل معرفی شده نتایج حاصل از آن در دو مرحله ذکر شده، با داده‌های آزمایشگاهی پیشین مقایسه می‌شود.

۱-۲- معرفی نمونه‌های تجربی برای درستی آزمایی

برای درستی آزمایی مدل معرفی شده همان‌طور که گفته شد از نتایج نمونه‌های تجربی [16] استفاده می‌شود که در آن ابتدا دو قاب بتن‌آرمه با مقیاس 1/2 به صورت سه بعدی همراه با دال ساخته شده است. یکی از قاب‌ها سه‌بعدی دردمای محیط است به عنوان نمونه‌های شاهد، و دیگری در کوره قرار می‌گیرد. پس از پایان مرحله اول، اجازه داده می‌شود تا دمای قاب به صورت کامل به دمای محیط بازگردد تا رفتار پس از آتش‌سوزی آن مورد مطالعه قرار گیرد. هر قاب سه بعدی شامل دو قاب دو بعدی با نسبت لنگر مقاوم خمشی ستون به تیر (μ) متفاوت است که پس از پایان مرحله اول آزمایش، با تخریب تمام دال و تیرهای عرضی، دو قاب صفحه‌ای از قاب‌های سه‌بعدی اولیه حرارت دیده و حرارت ندیده جدا می‌شود و سپس بارگذاری سیکلی روی هر ۴ نمونه صورت می‌پذیرد. در شکل (۱) نمای کلی قاب سه‌بعدی بتن‌آرمه و قاب‌های صفحه‌ای جدا شده از آن پس از مرحله اول آزمایش دیده می‌شود. جزییات هندسی قاب‌های صفحه‌ای در جدول (۱) ارائه شده است. نمونه‌های با تیر قوی-ستون ضعیف، SBF و نمونه‌های با ستون قوی-تیر ضعیف، SCF نامگذاری شده‌اند؛ همچنین حرف T نشان‌دهنده قاب حرارت دیده است. طول و ارتفاع قاب‌ها به ترتیب 2350mm و 1800mm است. دال بتن‌آرمه نیز با ضخامت 60mm به صورت دو طرفه با دو لایه میلگرد فوقانی و تحتانی است. متوسط مقاومت فشاری نمونه منشوری بتن با ابعاد 43.9MPa، 100×100×300mm برآورد شده است. خصوصیات مکانیکی میلگردهای فولادی مصرفی در این آزمایش در جدول (۲) ارائه شده است.

قاب سه بعدی بتن‌آرمه مورد نظر در کوره‌ای با مساحت 4000×3000mm و ارتفاع 1800mm قرار گرفته تا ستون‌های آن در تمام وجوه جانبی خود، تیرها در وجه تحتانی و دو وجه کناری و دال نیز در وجه زیرین خود تحت حرارت بالا قرار

استاندارد آتش‌سوزی با استفاده از منحنی دمای ISO 834 [15] ابزار غالب بوده است، که همواره از مشکل استفاده از عناصر جدا شده منفرد تحت منحنی‌های دما-زمان غیرواقعی برای شبیه‌سازی عملکرد سازه در یک آتش واقعی رنج می‌برد [16]. در زمینه بررسی رفتار کلی سازه پس از آتش‌سوزی و تحت بارگذاری لرزه‌ای مطالعات محدودی صورت گرفته است. در این رابطه Xiao و همکاران [17] چهار قاب یک طبقه یک دهانه را پس از آتش‌سوزی، تحت بارگذاری چرخه‌ای با فرکانس پایین آزمایش نمودند و رفتار هیستریتیک، کاهش سختی و اتلاف انرژی مورد بررسی قرار گرفت. مشخص شد که پس از آتش‌سوزی، تفاوت در کاهش سختی تیرها و ستون‌ها در یک قاب بتن‌آرمه می‌تواند مود خرابی لرزه‌ای را تغییر دهد. در تحقیق جدید دیگری Li و همکاران [16] قاب سه‌بعدی بتن‌آرمه را تحت شرایط حرارت بالا قرار دادند و رفتار لرزه‌ای پس از آتش‌سوزی قاب‌های دو بعدی جدا شده از آن را مورد ارزیابی قرار دادند.

در این مقاله با توجه به محدودیت‌های مختلف حاکم بر مطالعات آزمایشگاهی سازه‌های بتن‌آرمه تحت شرایط آتش‌سوزی و همچنین عملکرد آن پس از آتش‌سوزی تحت بارگذاری لرزه‌ای، مدل اجزای محدود سه بعدی با جزییات کامل با استفاده از نرم‌افزار ABAQUS ارائه شده است که علاوه بر برآورد توزیع حرارت در عناصر مختلف، رفتار قاب با ویژگی‌های هندسی مختلف تحت بارگذاری جانبی پس از آتش‌سوزی را نیز شبیه‌سازی می‌نماید. نتایج حاصل از مدل معرفی شده با داده‌های حاصل از تست آزمایشگاهی در تحقیق Li و همکاران [16] در هر دو مرحله تحلیل حرارت و بارگذاری جانبی مقایسه، و دقت آن ارزیابی شده است. در این تحقیق اثر حساسیت پاسخ‌های تحلیل انتقال حرارت به ویژگی‌های حرارتی بتن و همچنین اثر مدل‌های معرفی شده مختلف برای برآورد مقاومت فشاری باقی‌مانده بتن پس از آتش بررسی می‌شود.

۲- مدل‌سازی اجزای محدود

در این پژوهش، مدل اجزای محدود با جزییات کامل با استفاده از نرم‌افزار ABAQUS که توانایی حل انواع مسائل حرارتی و مکانیکی را دارد، ارائه می‌شود. برنامه مدل‌سازی شامل دو مرحله، شبیه‌سازی آتش‌سوزی به صورت تحلیل انتقال حرارت مجزا برای برآورد توزیع دما در مقاطع مختلف تیر و ستون در مرحله اول و تحلیل قاب بتن‌آرمه خسارت دیده برپایه مقاومت باقی‌مانده اعضا تحت بارگذاری جانبی در مرحله دوم است.

از سرد شدن کامل قاب‌های دوبعدی جدا شده از قاب سه‌بعدی تحت بارگذاری جانبی قرار می‌گیرند. پیش از این بارگذاری، برای شبیه‌سازی بارهای ثقلی، هر دو ستون تحت بار محوری 270kN قرار می‌گیرند و این بار در طول آزمایش ثابت می‌ماند.

۲-۲- تحلیل انتقال حرارت

براساس برنامه مطالعه آزمایشگاهی، در مرحله اول تحقیق روی قاب‌های بتن‌آرمه با هدف برآورد توزیع دما در مقاطع مختلف تیر و ستون، تحلیل انتقال حرارت انجام می‌گیرد. انتقال حرارت در یک عضو سازه را می‌توان به دو بخش تقسیم نمود: قسمت اول، انتقال حرارت از منشأ حرارت به سطوح در معرض آن و قسمت دوم جریان حرارت در خود عضو سازه. به عبارت دیگر، در کوره آزمایش آتش، شار گرما به خارجی‌ترین سطوح اعضای بتن‌آرمه جریان می‌یابد و گرما را با استفاده از همرفت (حرکت سیال روی جسم مادی) و تابش با آنها تبادل می‌کند و انتقال حرارت در داخل عضو بتنی از طریق هدایت انجام می‌شود (شکل ۲-الف). شرایط مرزی حاکم بر مسئله انتقال حرارت در اعضای سازه‌ای به صورت شار حرارتی ناشی از همرفت گرما و تابش را می‌توان به وسیله رابطه زیر بیان کرد:

$$-k\nabla T = h_c[T - T_\infty] + \varepsilon \cdot \sigma[(T - T_\infty)^4(T_\infty - T_z)^4] \quad (1)$$

در این رابطه، h_c ضریب همرفت، T_∞ دمای گاز نزدیک به سطح در معرض آتش و T دمای سطح عضو سازه‌ای است. بخش دوم عبارت سمت راست رابطه (۱) مربوط به فرآیند تابش است که در آن، ε ضریب انتشار است که تعیین می‌کند که چه مقدار از انرژی تابش ورودی توسط بتن جذب می‌شود و همیشه کوچکتر یا مساوی یک ($\varepsilon \leq 1$) است؛ همچنین σ ثابت استفان-بلتزمان با مقدار برابر با $5.669 \times 10^{-14} \text{ W} \cdot \text{mm}^{-2} \text{K}^{-4}$ است و T_z دمای صفر مطلق (-273°C) است. برای مدل‌سازی آثار همرفت در نرم‌افزار ABAQUS از روش surface-based film condition با درجه حرارت متغیر براساس منحنی تغییر دما بر حسب زمان ارائه شده در مدل آزمایشگاهی استفاده می‌شود. پارامتر film condition به عنوان ضریب h_c برای سطوحی از عضو که در معرض حرارت است $25\text{E-}6 \text{ W} \cdot \text{mm}^{-2} \text{K}^{-4}$ و برای سطح فوقانی دال که در معرض دمای محیط است برابر با $9\text{E-}6 \text{ W} \cdot \text{mm}^{-2} \text{K}^{-4}$ در نظر گرفته شده است [18]. همچنین برای مدل‌سازی فرآیند تابش از قابلیت Surface Radiation با اعمال ضریب انتشار استفاده شده است.

شکل ۱. نمای سه بعدی قاب بتن‌آرمه [16].

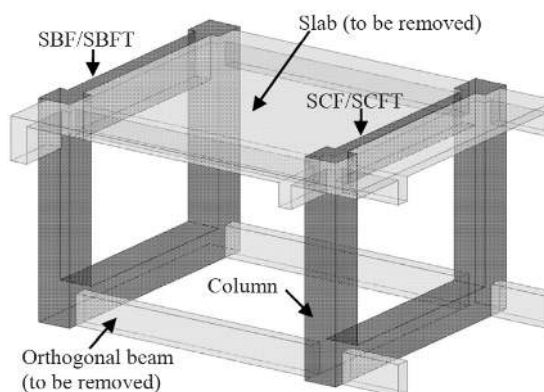
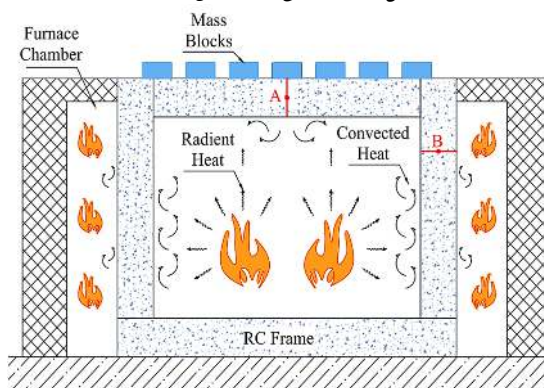
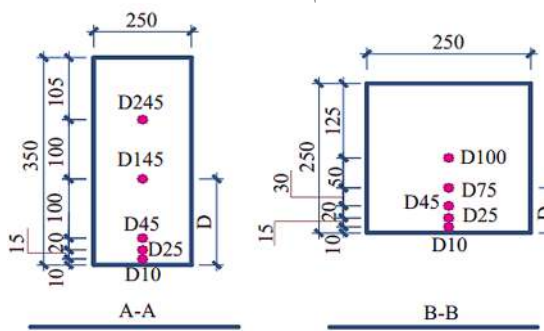


Fig. 1. 3D view of the spatial RC frame

شکل ۲. نمای کلی تست آتش [16].



(الف) دیاگرام شماتیک تست آتش



(ب) موقعیت ترموکوپل‌ها در مقاطع تیر و ستون

Fig. 2. General view of the fire test

گیرند. نمای شماتیک آزمایش آتش در شکل (۲-الف) نشان داده شده است. همچنین در شکل (۲-ب) موقعیت قرارگیری ترموکوپل‌های نصب شده در مقطع تیر و ستون برای ثبت توزیع حرارت در طول آزمایش دیده می‌شود. در این شکل، حرف D و عدد پس از آن، نشان‌دهنده فاصله ترموکوپل‌ها از سطح تحتانی مقطع تیر و سطح بیرونی مقطع ستون است. در مرحله دوم پس

جدول ۱. جزییات هندسی و آرماتورگذاری نمونه‌های مختلف [16].

Specimen	Fired or Unfired	Sectional size (mm)		Reinforcement		Bending capacity (kN.m)		$\mu = \frac{M_c}{M_b}$	Type of frame
		Column	Beam	Column	Beam	Column (M_c)	Beam (M_b)		
SBF	Unfired	250*250	150*350	8D16	3D16	56.0	85.2	0.7	Strong-Beam
SBFT	Fired	250*250	150*350	8D16	3D16	56.0	85.2	0.7	Strong-Beam
SCF	Unfired	250*250	120*250	8D16	2D14	56.0	35.2	1.6	Strong-Column
SCFT	Fired	250*250	120*250	8D16	2D14	56.0	35.2	1.6	Strong-Column

Table. 1. Design parameters of specimens

گرمایی) و از دست دادن جرم است. این ویژگی‌ها به طور قابل توجهی به نوع سنگدانه، میزان رطوبت و طرح اختلاط بتن وابسته است. برنامه‌های آزمایشگاهی متعددی برای توصیف ویژگی‌های حرارتی بتن در دماهای بالا انجام شده و دامنه تغییرات این ویژگی‌ها وابسته به دما ارائه شده است. با این وجود روش‌های استاندارد شده بسیار کمی برای اندازه‌گیری خواص حرارتی موجود است. از جمله این روش‌ها که برای تعیین ضریب هدایت حرارتی (λ_c) و گرمای ویژه بتن (C_c) قابل استفاده است، روابط ارائه شده در 2-1-1992 ENV (BSI-2004) [20] است که در این تحقیق از این مرجع استفاده شده است.

ویژگی‌های حرارتی میلگردهای فولادی مسلح کننده بتن شامل ضریب هدایت حرارتی (λ_s) و گرمای ویژه (C_s) نیز از 2-1-1993 ENV (BSI-2005) [21] استخراج شده است.

۴-۲- مدل ساختاری رفتار مکانیکی مصالح

برای تحلیل رفتار سازه حرارت ندیده و پس از آتش‌سوزی تحت بارگذاری جانبی، لازم است ویژگی‌های مکانیکی مصالح مصرفی تعریف شده که به صورت زیر است.

۱-۴-۲- بتن

در این پژوهش، رفتار الاستیک بتن به صورت ماده ایزوتروپیک همگن با دو پارامتر مدول الاستیسته و نسبت پواسون تعریف می‌شود. برای تعریف رفتار بتن در محدوده پلاستیک در پکیج نرم افزار اجزای محدود ABAQUS، از مدل پلاستیک بتن خسارت دیده (CDP) استفاده شده است. در این مدل هر دو سازوکار شکست نمونه، یعنی خردشدگی در ناحیه فشاری و ترک-خوردگی در ناحیه کششی در تحلیل لحاظ می‌شود. این مدل با استفاده از تابع تسلیم Lubliner [22] با اصلاحات ارائه شده توسط Lee و Fenves [23] برای ارائه مجزای مقاومت بتن تحت کشش و فشار و گنجانیدن قابلیت افزایش مقاومت تسلیم تحت افزایش فشار هیدرواستاتیکی رابطه‌سازی شده است. تکامل

جدول ۲. ویژگی‌های مکانیکی آرماتورهای فولادی قاب‌های بتن‌آرمه [16].

Bar Type	Diameter (mm)	Yield Strength f_y (MPa)	Ultimate Strength f_u (MPa)
R6	6	413.4	510.2
D14	14	589.9	701.7
D16	16	484.0	597.3
D20	20	446.5	582.3

Table. 2. Material Properties of Steel Reinforcements

معادله هدایت حرارتی فوریه یک جریان حرارتی سه‌بعدی در یک جسم جامد را نشان می‌دهد که به صورت زیر تعریف می‌شود [19]:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k \frac{\partial T}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k \frac{\partial T}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(k \frac{\partial T}{\partial z} \right) + Q = \rho c \frac{\partial T}{\partial t} \quad (2)$$

که در این رابطه k ، ρ و c به ترتیب هدایت حرارتی وابسته به دما، چگالی و ظرفیت گرمای ویژه گفته می‌شود؛ هم‌چنین Q انرژی گرمایی تولید شده و t متغیر زمان است. به منظور تحلیل انتقال حرارت قاب بتن‌آرمه، گرمای تولید شده ذاتی فعال نیست (یعنی $Q = 0$). برای حل معادله دیفرانسیل فوق نیاز به توزیع درجه حرارت اولیه و شرایط مرزی مناسب دارد. توزیع درجه حرارت اولیه در اعضا در زمان $t = 0$ توسط رابطه زیر بیان می‌شود:

$$T(x, y, z)|_0 = T_0(x, y, z) \quad (3)$$

که در آزمایش مورد نظر $T_0(x, y, z)$ دمای محیط است (یعنی 20 درجه سانتی‌گراد). هم‌چنین شرایط مرزی که در رابطه (۱) تعریف شده، بر عناصر قاب اعمال می‌شود.

۳-۲- ویژگی‌های حرارتی مصالح

ویژگی‌های حرارتی که در تحلیل وابسته به دمای سازه‌های بتن آرمه حاکم است شامل هدایت حرارتی، گرمای ویژه (یا ظرفیت

الاستیک خطی، از رابطه خطی معادل تا تنش نهایی استفاده شده است.

۵-۲- ویژگی‌های مکانیکی باقی‌مانده مصالح پس از آتش

۵-۲-۱- بتن

تغییرات فیزیکی و شیمیایی حین افزایش دما در عناصر بتنی موجب می‌شود که مقاومت فشاری بتن تحت تأثیر افزایش دما قرار گیرد. آزمایش‌های تجربی قابل توجهی برای توصیف این تغییرات انجام شده است. با این وجود علاوه بر روش آزمایش برای اعمال تنش فشاری و بار حرارتی، نسبت سنگدانه به سیمان و نوع سنگدانه‌ها نیز از جمله عوامل مهم در برآورد مقاومت بتن است که موجب نتایج متفاوت می‌شود [26]. در روابط ارائه شده، ضریب کاهش مقاومت فشاری بتن پس از آتش‌سوزی بر اساس بیشترین حرارت متحمل شده حین آتش‌سوزی برآورد می‌شود. براساس گفته‌های فوق، روابط مختلفی برای محاسبه این ضریب توسط پژوهشگران ارائه شده است که در این تحقیق سه مدل شناخته شده برای مدل مصالح در تحلیل نمونه پس از آتش سوزی استفاده شده و نتایج حاصل از آنها بررسی و مقایسه می‌شود.

براساس تحقیقات Shi و همکاران [27] ضریب کاهش مقاومت فشاری بتن وابسته به دما ($\varphi_c = f_{c,T}/f_c$) مبتنی بر مطالعات آزمایشگاهی بر اساس رابطه (۷) تعیین می‌شود. علاوه براین کرنش ایجاد شده در بتن تحت آتش از چهار مؤلفه است که شامل کرنش مکانیکی یا کرنش مرتبط با تنش که تابعی از تنش و دما است، کرنش حرارتی که تنها تابع دما است، کرنش خزشی که به زمان، t ، نیز وابسته است و کرنش گذرا که وابسته به ترکیبات بتن است و در اثر دهیدراته شدن خمیر سیمان در دمای بالای 105°C رخ می‌دهد [28]. کرنش خزشی و گذرا بیشتر بطور صریح در محاسبات نمونه تحت آتش لحاظ نمی‌شود زیرا موجب پیچیدگی بیشتر شده و معمولاً به شکل ضمنی با استفاده از روابط تنش-کرنش اصلاحی که شامل مقادیری از این کرنش‌ها است که معمولاً در یک عضو در معرض آتش انتظار می‌رود، لحاظ می‌گردد. براساس مدل Shi کرنش متناظر با بیشترین مقاومت فشاری، $\varepsilon_{0,T}$ ، بر اساس رابطه (۸) تعریف می‌شود:

سطح تسلیم به وسیله دو متغیر سخت‌شدگی $\bar{e}_c^{pl}$ و $\bar{e}_t^{pl}$ که کرنش‌های پلاستیک معادل در فشار و کشش خوانده می‌شوند، کنترل می‌شود. بر حسب تنش‌های مؤثر، تابع تسلیم به صورت زیر بیان شده است:

$$F(\bar{\sigma}, \bar{e}^{pl}) = \frac{(\bar{q} - 3\alpha\bar{p} + \beta(\bar{e}^{pl})\langle\bar{\sigma}_{pl}\rangle - \gamma(-\bar{\sigma}_{pl})) - \bar{\sigma}_c(\bar{e}_c^{pl})}{1 - \alpha} \quad (۴)$$

که در این رابطه $\bar{p}$ و $\bar{q}$ به ترتیب تنش فشاری هیدرواستاتیکی و تنش مؤثر معادل ون‌میسز است و پارامترهای α ، β و γ ثابت مصالح هستند. پارامترهای اساسی پلاستیسیته بتن برای رابطه سازی این مدل شامل زاویه اتساع، φ ، خروج از مرکزیت، ϵ ، فاکتور شکل سطح تسلیم، K ، و نسبت مقاومت دو محوره به تک‌محوری σ_{bo}/σ_{co} است که به ترتیب برابر با 38، 0.1، 0.67 و 1/16 لحاظ شده است.

برای تعریف رفتار تک محوری بتن در فشار از رابطه ارائه شده توسط Saenz [24] استفاده می‌شود. این رابطه ساختاری به صورت رابطه (۵) تعریف می‌شود.

$$\sigma_c = \frac{E_0 \varepsilon}{1 + (R + R_E - 2) \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}\right) - (2R - 1) \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}\right)^2 + R \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}\right)^3} \quad (۵)$$

در این رابطه σ_c و ε به ترتیب تنش و کرنش تک‌محوره بتن و E_0 ، مدول مماسی در ابتدای نمودار تنش-کرنش بتن است.

رفتار بتن تحت تنش تک‌محوری کششی تا لحظه ترک خوردگی به صورت خطی و پس از آن با رابطه تنش در مقابل کرنش ترک‌خوردگی تعریف می‌شود. یک مدل سخت‌شوندگی کششی مناسب و ساده برای شبیه سازی رفتار بتن در ترکیب با میلگردهای فولادی، به وسیله Bischoff و Paixao [25] ارائه شده است که به صورت زیر بیان می‌شود:

$$\sigma_t = f_t [\exp - 800(\varepsilon_t - \varepsilon_{cr})] \quad (۶)$$

در این رابطه ε_{cr} کرنش ترک‌خوردگی بتن و ε_t کرنش دلخواه روی شاخه نزولی است.

۴-۲-۲- میلگردهای فولادی

آرماتورهای فولادی موجود در قاب‌های بتن‌آرمه به صورت مصالح الاستوپلاستیک با سخت‌شدگی کرنشی مدل شده‌اند. برای این مصالح رابطه تنش-کرنش به صورت خطی تا حد تسلیم، با مدول الاستیسیته و تنش تسلیم ارائه شده در جدول (۲) است. برای تعریف رفتار میلگردهای مصرفی فراتر از رفتار

۲-۵-۲- میلگرد فولادی

ضریب کاهش مقاومت تسلیم میلگردهای فولادی، φ_s ، در نمونه‌های قاب بتن‌آرمه پس از آتش برای تعیین مقاومت باقی‌مانده مصالح فولادی از روابط Shen و همکاران [35] به صورت روابط زیر استفاده شده است:

$$\varphi_s = \frac{f_{y,T}}{f_y} \quad (14)$$

$$= \begin{cases} (99.838 - 0.0156T) \times 10^{-2} & 0^\circ\text{C} < T < 600^\circ\text{C} \\ (137.35 - 0.0754T) \times 10^{-2} & 600^\circ\text{C} < T < 900^\circ\text{C} \end{cases}$$

شکل ۳. نمودار تنش-کرنش باقی‌مانده بتن بر اساس Shi [27].

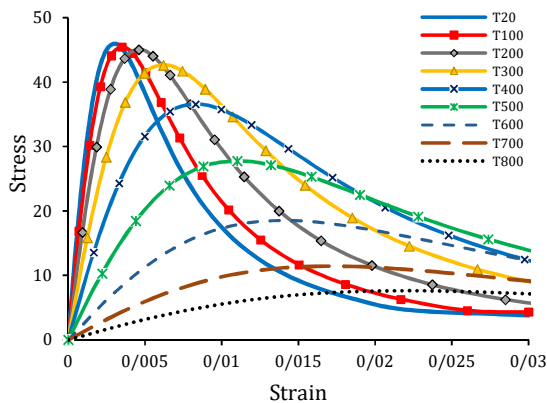


Fig. 3. Concrete model proposed by Shi

شکل ۴. نمودار تنش-کرنش باقی‌مانده بتن بر اساس Lie [29].

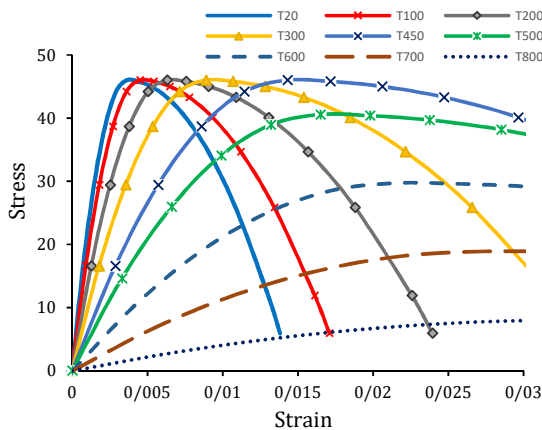


Fig. 4. Concrete model proposed by Lie

شکل ۵. نمودار تنش-کرنش باقی‌مانده بتن بر اساس Schneider [32].

$$\varphi_c = \frac{f_{c,T}}{f_c} = \frac{1}{1 + 14.5\gamma^{4.2}} \quad ; \quad 0^\circ\text{C} < T < 800^\circ\text{C} \quad (7)$$

$$\frac{\varepsilon_{0,T}}{\varepsilon_0} = (1 - 1.55\gamma + 8.27\gamma^2) \quad ; \quad 0^\circ\text{C} < T < 800^\circ\text{C} \quad (8)$$

در این روابط $\gamma = (T - 20)/1000$ است. در شکل (۳) نمودار رفتار تنش-کرنش بتن پس از آتش در بیشترین دماهای متفاوت تجربه شده براساس مدل Shi نشان داده شده است.

در مدل Lie [29] ضریب کاهش مقاومت فشاری بتن و کرنش متناظر با بیشترین مقاومت فشاری به ترتیب با استفاده از روابط (۹ و ۱۰) برآورد می‌شود. همچنین در این مدل، منحنی تنش-کرنش پیشنهادی به وسیله Ritter [30] و Hognestad [31] پیشنهاد شده است که در شکل (۴) این مدل نشان داده شده است.

$$\varphi_c = \begin{cases} 1 & : T \leq 450^\circ\text{C} \\ 2.011 - 2.353 \frac{T - 20}{1000} & : T > 450^\circ\text{C} \end{cases} \quad (9)$$

$$\varepsilon_0 = 0.0025 + (6.0T + 0.04T^2) \times 10^{-6} \quad (10)$$

علاوه‌براین، Schneider [32] نیز منحنی تنش-کرنش وابسته به دما را براساس رابطه (۱۱) ارائه داده است که در آن $\varepsilon_{0,T}$ مقدار کرنش متناظر با مقاومت فشاری حداکثر در دمای $T^\circ\text{C}$ که توسط Franssen [33] به صورت رابطه (۱۲) تعریف شده است.

$$\sigma_{c,T} = f_{c,T} \frac{n(\varepsilon_c/\varepsilon_{0,T})}{(n-1) + (\varepsilon_c/\varepsilon_{0,T})^n} \quad (11)$$

$$\varepsilon_{0,T} = 2.5 \times 10^{-3} + 4.1 \times 10^{-6}(T - 20) + 5.5 \times 10^{-9}(T - 20)^2 \quad (12)$$

بر پایه BSI-2004 [20] مقدار n برابر با 3 است. مقادیر φ_c نیز براساس این مقررات تعیین شده است. در شکل (۵) منحنی‌های تنش-کرنش وابسته به بیشترین دمای تجربه شده بر اساس این مدل نشان داده شده است.

ضریب کاهش مقاومت بتن تحت تنش کششی، φ_t ، بر حسب تغییرات دما براساس رابطه ارائه شده توسط Hu [34] به صورت زیر تعریف شده است:

$$\varphi_t = \frac{f_{t,T}}{f_t} = \quad (13)$$

$$0.97 + \left[1.56 \left(\frac{T}{100} \right) - 4.3 \left(\frac{T}{100} \right)^2 + 0.34 \left(\frac{T}{100} \right)^3 \right] \times 10^{-2} \quad ; \quad 20^\circ\text{C} < T < 800^\circ\text{C}$$

و فولاد در مدل وارد می‌شود. سپس تحلیل قاب تحت بارگذاری جانبی در گام دوم به‌صورت پوش‌آور براساس مدل‌های ویژگی‌های مکانیکی باقی‌مانده مصالح و با اعمال شرایط مرزی جدید متناسب با تحلیل مورد نظر انجام می‌پذیرد. بدین طریق هر المان قاب ویژگی‌های مکانیکی را دریافت کند که متناظر با بیشترین حرارت تجربه شده آن باشد. بارگذاری وارد بر قاب‌ها نیز مانند تحلیل آزمایشگاهی در دو مرحله شامل بارگذاری ثقلی ستون‌ها در ابتدا و سپس بارگذاری جانبی به روش کنترل تغییرمکان انجام گرفته است.

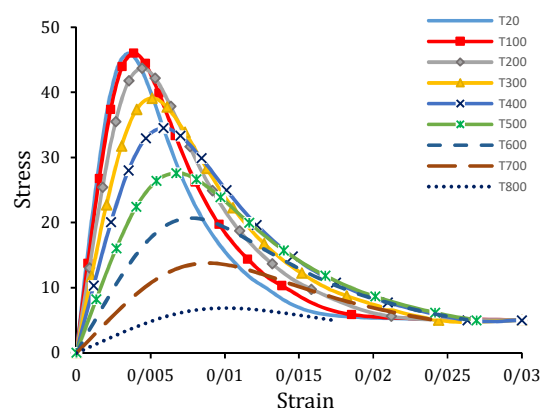


Fig. 5. Concrete model proposed by Schneider

۲-۶- نوع المان‌ها، بارگذاری و روش تحلیل

برای تحلیل حرارتی قاب‌های مورد نظر در مرحله اول و برآورد توزیع دما در مقاطع تیر و ستون، از المان‌های DC3D8 برای مدل‌سازی بتن و از المان‌های DC1D2 برای میلگردهای فولادی و از روش تحلیل انتقال حرارت (Heat Transfer) غیرکوپله با میدان جابه‌جایی استفاده شده است.

برای مرحله دوم که بارگذاری قاب تحت نیروی جانبی است، از المان‌های جامد سه‌بعدی با هشت گره در گوشه‌های المان و سه درجه آزادی انتقالی در هر گره با روش انتگرال‌گیری کاهش یافته (C3D8R) استفاده شده است. هم‌چنین از المان خربایی T3D2 برای مش‌بندی میلگردهای فولادی استفاده شده است. این المان ساده دارای دو گره انتهایی و سه درجه آزادی انتقالی در هر گره است. با استفاده از قابلیت مدفون نمودن، المان‌های میلگردها به بتن اتصال داده می‌شوند. این روش ساده با مقید نمودن درجه‌های آزادی گره‌های المان‌های میلگردها در گره‌های بتن میزبان، یک چسبندگی بدون لغزش را ایجاد می‌کند. با این وجود، برای اعمال اثر اندرکنش بین میلگردهای فولادی و بتن مجاور سعی شده است مدل رفتار سخت‌شوندگی مناسبی برای بتن در کشش تعریف شود.

پس از انجام تحلیل انتقال حرارت و برآورد میدان دما در عناصر مختلف، در مرحله بارگذاری جانبی، ابتدا داده‌های حرارتی ماکزیمم حاصل از تحلیل گام اول که به عنوان خروجی‌های آن در فایل مجزا ذخیره شده را به صورت ویژگی‌های پیش تعریف در گام دوم فراخوانده شده و به گره‌های المان‌های بتن

۳- تحلیل حساسیت ویژگی‌های حرارتی

برای ایجاد یک مدل اجزای محدود قابل اعتماد برای پیش‌بینی عملکرد قاب بتن‌آرمه در تحلیل انتقال حرارت، لازم است که حساسیت نتایج به پارامترهای مختلف مورد بررسی قرار گیرد؛ که در این بخش به بررسی ویژگی‌های رفتاری مهم پرداخته می‌شود.

۳-۱- اثر میزان رطوبت بتن

در دمای بالا، آب پیوند خورده به بتن از نظر شیمیایی، به تدریج به صورت آب آزاد جدا شده و تبخیر می‌شود. در هنگام این فرآیند تغییر فاز، گرمای اضافی توسط بتن جذب می‌شود که بر مقدار دما در بتن تأثیر می‌گذارد. به جای انجام یک تحلیل پیچیده ترمو-هیدرو-مکانیکی، بیشتر در تعریف گرمای ویژه بتن، C_c ، تجدید نظر می‌شود تا این تأثیر در هنگام انجام تحلیل انتقال حرارت منعکس شود [36]. میزان رطوبت متعادل استاندارد برای بتن معمولی در شرایط عادی 1.5 تا 2 درصد وزن بتن است [37]. براساس ENV 1992-1-2 (BSI-2004) [20] برای میزان رطوبت‌های متفاوت، مدل ارائه شده برای C_c بین دمای 100°C و 115°C به صورت خطی به گرمای ویژه ماکزیمم، $C_{c,peak}$ ، افزایش می‌یابد و سپس به صورت خطی در دمای 200°C به نمودار اولیه باز می‌گردد. براساس این آیین‌نامه مقدار $C_{c,peak}$ برای میزان رطوبت 0، 1.5 و 3 درصد وزن بتن به ترتیب 900، 1470 و 2020 J/kg K است.

براین اساس با فرض استفاده از سنگدانه آهکی در ترکیب بتن، تحلیل انتقال حرارت برای سه مقدار مختلف رطوبت اشاره

شده در فوق انجام پذیرفته که تاریخچه دما-زمان برای عمق‌های مختلف در مقطع تیر در نمونه SCFT در شکل (۶) نشان داده شده است. در این تحلیل ضریب ۴ برپایه توصیه این آیین‌نامه ۰.۷ اعمال شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، تعریف ویژگی‌های حرارتی مصالح و شرایط مرزی حرارتی اعمالی بر قاب بتن‌آرمه، موجب شده است که توزیع دما در مقطع تیر به شکل مطلوبی موافق با داده‌های آزمایشگاهی باشد. تفاوت در تعریف منحنی گرمای ویژه به علت میزان رطوبت‌های مختلف در بتن، در محدوده‌ای از نمودار دما-زمان تفاوت ایجاد می‌کند و دیده می‌شود که برای رطوبت ۱.۵ درصد بیشترین موافقت وجود دارد. با این وجود، با افزایش دما، منحنی‌های پاسخ بهم نزدیک می‌شوند که ناشی از عبور نقاط مختلف مقطع از محدوده دمایی ۱۰۰ تا ۲۰۰°C در آن گرمای ویژه بتن برای رطوبت‌های مختلف متفاوت است.

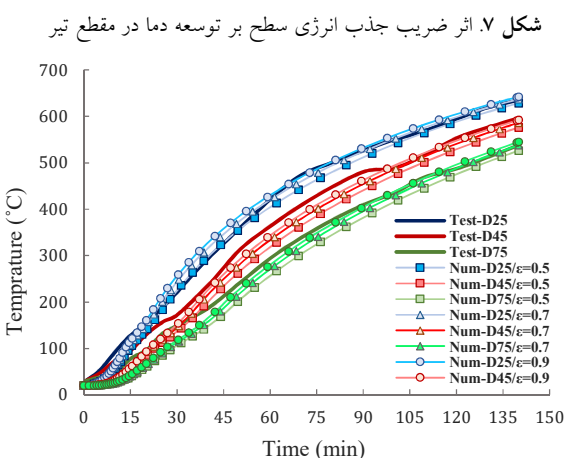


Fig. 7. Effect of emissivity coefficient on Temperature development at the beam cross section

۳-۳- توزیع دما در دیگر مقاطع تیر و ستون قاب

در این بخش توزیع دما در مقطع ستون در قاب SCFT و همچنین نتیجه تحلیل انتقال حرارت در قاب SBFT ارزیابی می‌شود. ویژگی‌های حرارتی مورد استفاده برپایه تحلیل حساسیت بخش‌های قبل است. بر این اساس، ضریب ۴ برابر با ۰.۷ و میزان رطوبت ۱.۵ درصد در نظر گرفته شده است. در شکل (۸) کانتورهای دما در مقاطع تیر در قاب SCFT و SBFT و همچنین ستون‌های قاب نمایش داده شده است. علاوه بر این، نمودار دما-زمان برای چهار موقعیت مختلف در مقطع ستون و تیر SBFT به ترتیب در اشکال (۹ و ۱۰) دیده می‌شود. همان‌گونه که مشاهده

شده در فوق انجام پذیرفته که تاریخچه دما-زمان برای عمق‌های مختلف در مقطع تیر در نمونه SCFT در شکل (۶) نشان داده شده است. در این تحلیل ضریب ۴ برپایه توصیه این آیین‌نامه ۰.۷ اعمال شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، تعریف ویژگی‌های حرارتی مصالح و شرایط مرزی حرارتی اعمالی بر قاب بتن‌آرمه، موجب شده است که توزیع دما در مقطع تیر به شکل مطلوبی موافق با داده‌های آزمایشگاهی باشد. تفاوت در تعریف منحنی گرمای ویژه به علت میزان رطوبت‌های مختلف در بتن، در محدوده‌ای از نمودار دما-زمان تفاوت ایجاد می‌کند و دیده می‌شود که برای رطوبت ۱.۵ درصد بیشترین موافقت وجود دارد. با این وجود، با افزایش دما، منحنی‌های پاسخ بهم نزدیک می‌شوند که ناشی از عبور نقاط مختلف مقطع از محدوده دمایی ۱۰۰ تا ۲۰۰°C در آن گرمای ویژه بتن برای رطوبت‌های مختلف متفاوت است.

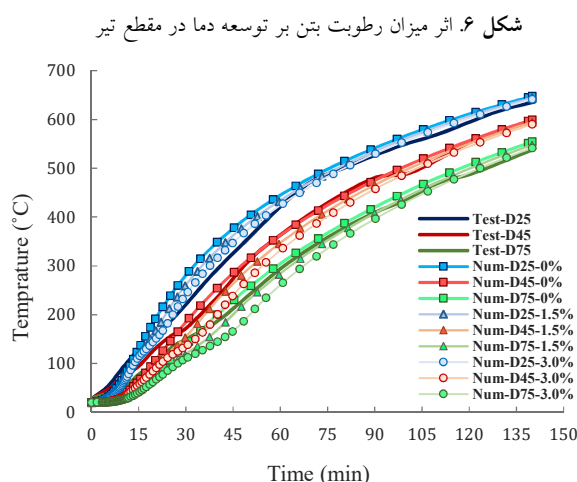


Fig. 6. Effect of moisture content on Temperature distribution at the beam cross section

۳-۲- اثر قابلیت جذب انرژی سطح بتن (۴)

همان‌گونه که اشاره شد، تعریف شرایط مرزی حرارتی قاب شامل ضریب انتقال حرارت همرفتی و ضریب قابلیت جذب انرژی سطوح است که این ضرایب ثابت‌های مصالح نیستند. ضریب ۴ یک سطح به ویژگی‌های فیزیکی و گرمایی آن سطح، مانند زبری سطح، اکسیداسیون، دما و طول موج حرارتی که در آن اندازه‌گیری انجام می‌شود، وابسته است [36]. با توجه به پیچیده بودن شرایط انتقال حرارت، به این ضرایب می‌توان مقادیر

شکل ۱۰: مقایسه توزیع دما در مدل عددی با تست تجربی در تیر قاب SBFT

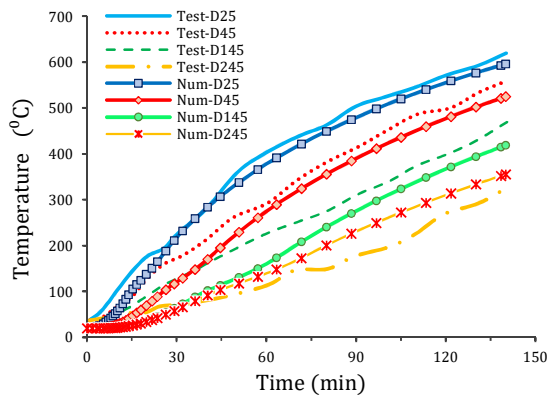


Fig. 10. Comparison between predicted and measured temperatures in beam section of SBFT frame

شکل ۱۱: توزیع دما در آرماتورهای طولی و عرضی در قاب SBFT

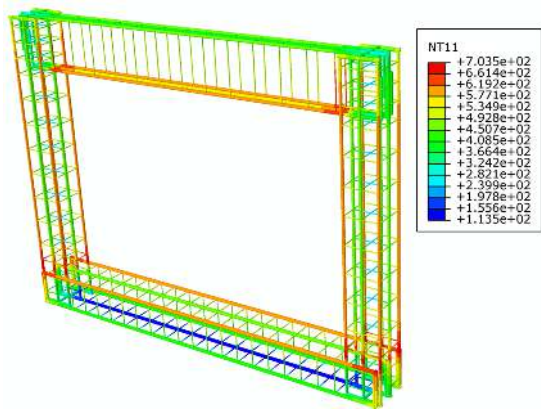


Fig. 11. Temperature distribution in steel reinforcements of SBFT frame

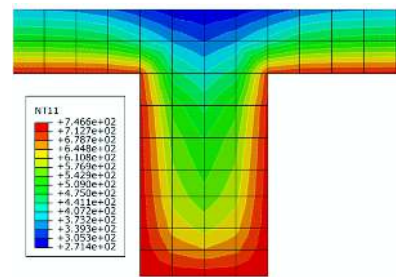
می‌شود برای این دو مقطع نیز تاریخچه پاسخ‌ها از همخوانی مناسبی با داده‌های آزمایشگاهی برخوردار است. با این وجود آنچه برای تحلیل پس از آتش‌سوزی حائز اهمیت است، بیشترین حرارت تجربه شده توسط المان‌های مختلف است؛ به این دلیل که مقاومت باقی‌مانده مصالح به بیشترین حرارت تجربه شده وابسته است. علاوه بر این، در شکل (۱۱) نیز توزیع دما در آرماتورهای مسلح کننده طولی و عرضی موجود در قاب SCFT پس از تحلیل انتقال حرارت برای نمونه نشان داده شده است.

۴- نتایج بارگذاری جانبی پس از آتش‌سوزی

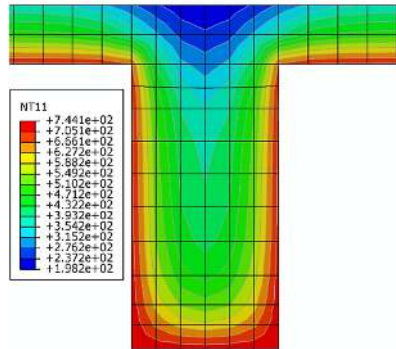
۴-۱- تحلیل پوش آور قاب‌های حرارت ندیده

همان‌گونه که اشاره شد، بارگذاری جانبی به چهار نمونه قاب بتن‌آرمه اعمال می‌شود دو نمونه قاب SCF و SBF که دارای تیرهای با ویژگی‌های هندسی و آرماتورگذاری متفاوت هستند،

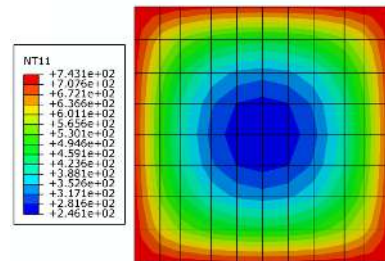
شکل ۸: کانتورهای دما در مقاطع تیرها و ستون‌ها



(الف) تیر با مقطع 250×120



(ب) تیر با مقطع 350×150



(ج) مقطع ستون

Fig. 8. Temperature Fields in beam and Column sections

شکل ۹: مقایسه توزیع دما در مدل عددی با تست تجربی در ستون

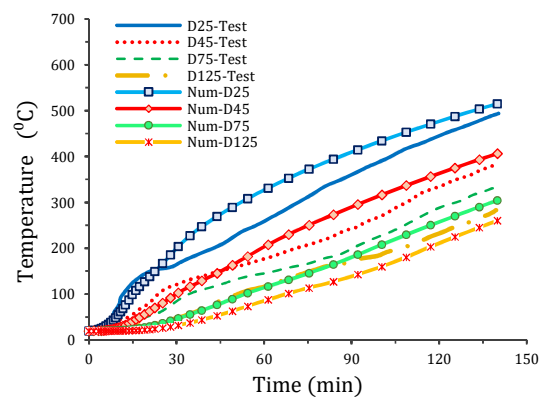


Fig. 9. Comparison between predicted and measured temperatures in column section

محدود به ترتیب برابر با 257kN و 189kN است که نشان از نزدیکی پاسخ‌ها دارد. جابه‌جایی‌های متناظر با مقدار ماکزیمم مقاومت نیز برای هر دو نمونه حاصل از هر دو روش تحلیل عددی و تجربی با یکدیگر موافقت مناسبی دارند. در جدول (۳) نتایج حاصل از این تحلیل نمایش داده شده است.

مقایسه بین دو نمونه SCF و SBF نشان می‌دهد که نمونه SBF دارای سختی اولیه و مقاومت ماکزیمم تقریباً 35 درصد بیشتر از نمونه SCF است. میزان جذب انرژی براساس سطح زیرنمودار بار-جابه‌جایی برای نمونه SBF و SCF به ترتیب برابر با 12.7kN-m و 9.6kN-m است که نمونه SBF، 32 درصد بیشتر است.

در شکل (۱۳) مود خرابی برای نمونه‌های آزمایشگاهی مورد استفاده برای درستی‌آزمایی قاب‌های در دمای معمولی SCF و SBF نشان داده شده است؛ همچنین در شکل (۱۴) (الف و ب) به ترتیب الگوی ترک‌خوردگی براساس شاخص خرابی مدل پیشنهادی برای نمونه‌های SBF و SCF در تحلیل اجزای محدود برای مقایسه با شکل (۱۳) آورده شده است. همان‌طور که دیده می‌شود در نمونه SBF که دارای تیر قوی است، ترک‌خوردگی در تیر محدود و تمرکز ترک‌ها در ناحیه فوقانی و تحتانی ستون‌ها به علت ترکیب تنش‌های برشی و خمشی و همچنین در پانل اتصال به علت تنش‌های برشی است، که در نتیجه مود خرابی ناشی از ایجاد مفصل پلاستیک در این نواحی است. در نمونه

در حالت حرارت ندیده و دمای اتاق هستند و به عنوان نمونه‌های شاهد با قاب‌های حرارت دیده مقایسه می‌شوند.

در ابتدا به منظور بررسی اثر اندازه مش‌ها بر عملکرد نمونه‌ها، تحلیل حساسیت مش روی قاب SCF انجام شده است. در این ارزیابی اندازه مش‌های عناصر بتنی و فولادی 20، 30، 45، 60 و 75 میلی‌متر انتخاب و تحلیل پوش‌آور روی آن صورت پذیرفت. نتایج حاصل از این تحلیل به صورت منحنی‌های بار-جابه‌جایی در شکل (۱۲-الف) نمایش داده شده است. همان‌گونه که مشاهده می‌شود با افزایش اندازه مش سختی اولیه و همچنین مقاومت ماکزیمم قاب افزایش می‌یابد. در نمونه با مش 20mm با وجود سختی اولیه منطبق با پاسخ آزمایشگاهی، دارای افت مقاومت بیشتری است. در این میان، نزدیک‌ترین پاسخ به نمودار حاصل از تست آزمایشگاهی، نمونه‌های با مش 30mm و 45mm است؛ با این وجود نمونه با مش 30mm سختی اولیه نزدیک‌تری با تست آزمایشگاهی دارد. برپایه این نتیجه‌گیری، نمونه SBF نیز در شبیه‌سازی اجزای محدود با مش 30mm مدل شده است که نمودار بار-جابه‌جایی حاصل از آن در شکل (۱۲-ب) با نتیجه تست آزمایشگاهی مقایسه شده است. همان‌طور که دیده می‌شود برای نمونه SBF نیز این مدل‌سازی نتیجه نزدیکی را با تست آزمایشگاهی نشان می‌دهد. ماکزیمم مقاومت حاصل شده در تست آزمایشگاهی برای نمونه‌های SBF و SCF به ترتیب برابر با 254kN و 191.7kN است که مقدار متناظر آن‌ها در مدل اجزای

شکل ۱۲. مقایسه پاسخ بار-جابه‌جایی ستون میانی مدل اجزای محدود و آزمایشگاهی نمونه‌های قاب بتن‌آرمه در دمای محیط

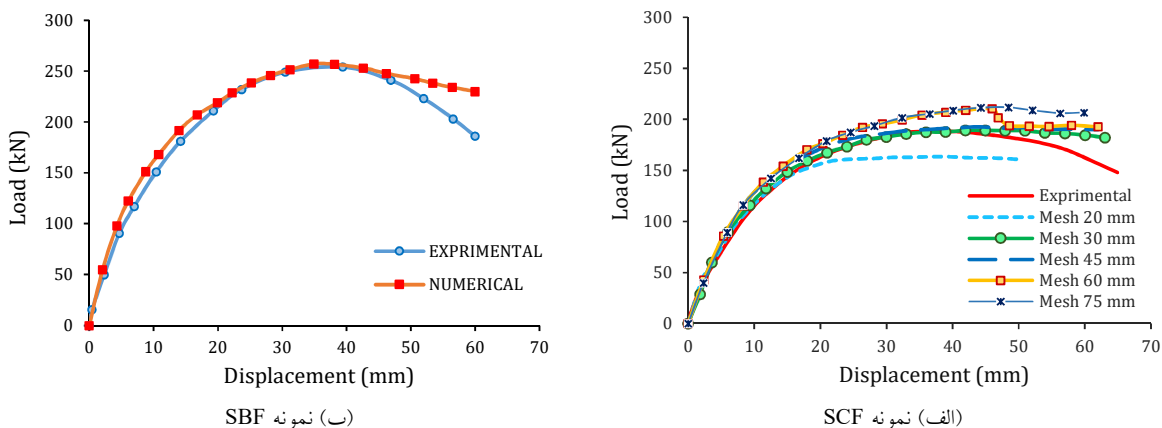


Fig. 12. Comparison between the experimental and FEM load-displacement responses of frames under room temperature

شکل ۱۴. مود ترک‌خوردگی نمونه‌های مختلف قاب بتن‌آرمه در مدل عددی

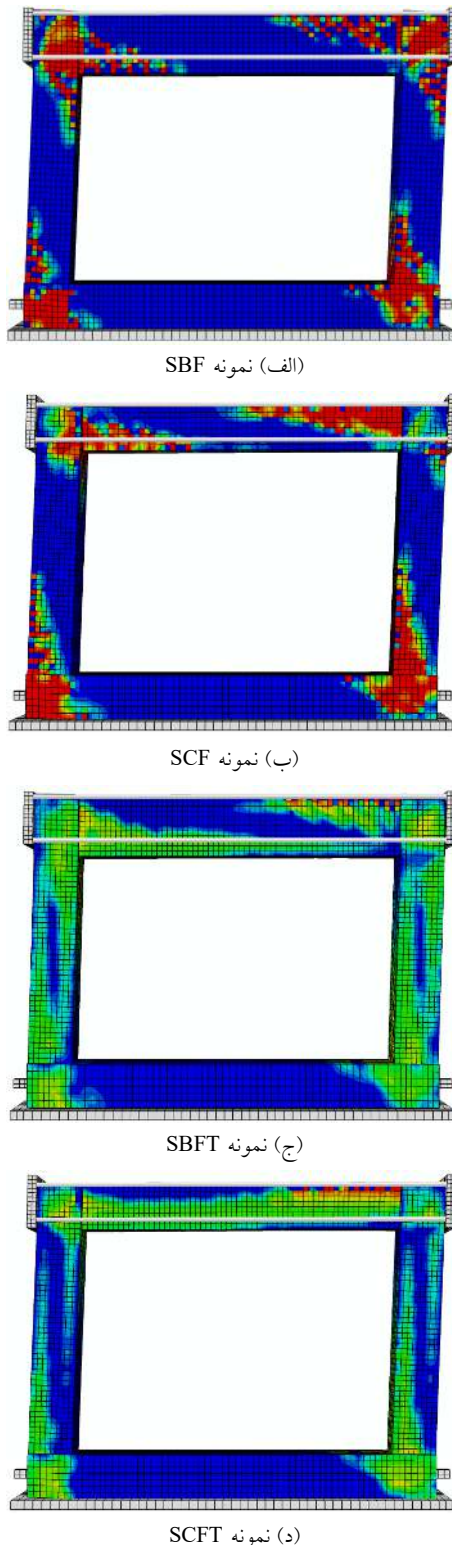


Fig. 14. The failure modes of RC specimens in FEM analysis

همان‌گونه که دیده می‌شود، در هر دو نمونه مانند نمونه‌های

SCF دیده می‌شود که ترک‌خوردگی شدید در تیرها در محدوده اتصال به ستون است و مود خرابی ناشی از ایجاد مفصل پلاستیک در دو انتهای تیر و سپس در ناحیه تحتانی ستون‌ها است.

۴-۲ - تحلیل پوش‌آور قاب‌های حرارت دیده

همان‌طور که اشاره شد دو نمونه مشابه با قاب‌های تحت شرایط دمای محیط، در مدل تجربی پس از قرار گرفتن در کوره و سپس سرد شدن، تحت بارگذاری جانبی قرار گرفته‌اند که به‌وسیله مدل اجزای محدود پیشنهادی با مدل‌های مختلف رفتار فشاری بتن پس از آتش‌سوزی (اشاره شده در بخش ۲-۵-۱) شبیه‌سازی شده‌اند. در شکل ۱۴ (ج و د) به ترتیب مود ترک‌خوردگی نمونه‌های SBFT و SCFT در مدل عددی به‌طور نمونه بر اساس رابطه Shi برای مقایسه با نمونه‌های عددی SBF و SCF و همچنین مقایسه با مود خرابی نمونه‌های آزمایشگاهی نشان داده شده است.

جدول ۳. مقایسه نتایج مدل عددی با تست آزمایشگاهی نمونه‌های شاهد

Specimen ID	Initial stiffness, (N/mm)	Maximum Strength, (kN)	Displacement, (mm)
SCF, Test	15,000	191.7	38
SCF, Num	16,000	189	42
SBF, Test	20,000	254	36
SBF, Num	21,600	257	35

Table 3. Comparison between the experimental and FEM results of frame specimens under room temperature

شکل ۱۳. مود خرابی نمونه‌های قاب بتن‌آرمه در آزمایش تجربی [14].

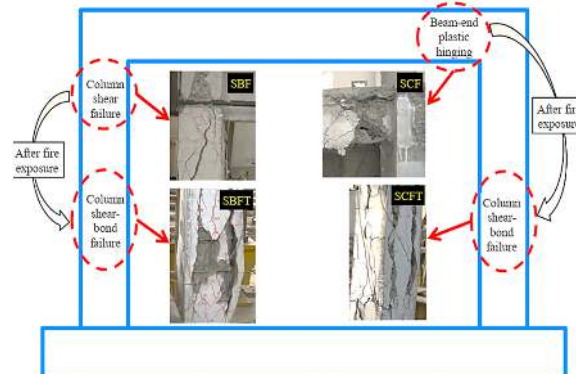


Fig. 13. The failure modes of tested RC frames

از حرارت بر اساس مدل‌های مختلف در جدول (۴)، به صورت خلاصه نشان داده شده است. در این جدول سختی اولیه به صورت شیب سکانتی نمودار بار-جابجایی از نقطه صفر تا نقطه قطع نمودار در جابه‌جایی 5mm تعریف شده است. در بین این مدل‌ها می‌توان گفت که مدل Shi دارای موافقت بهتری نسبت به دو مدل دیگر است و درصد اختلاف آن با آزمایش تجربی کمتر است. در نمونه SCFT مقدار ماکزیمم ظرفیت باربری و جابه‌جایی افقی متناظر با آن در نمونه آزمایشگاهی به ترتیب برابر با 151.5kN و 52.5mm است و برای نمونه SBFT به ترتیب برابر با 163kN و 35.6mm است؛ این مشخصه‌ها برای مدل اجزای محدود بر اساس رابطه Shi برای SCFT به ترتیب برابر با 148kN و 52mm و برای نمونه SBFT برابر با 168kN و 41mm است. از مقایسه نتایج نمونه‌های قاب‌های بتن‌آرمه SBFT و SCFT مشاهده می‌شود که با وجود سختی اولیه بیشتر نمونه SBFT (حدود 65 درصد)، تنها دارای 7 درصد مقاومت بیشتر است؛ این درحالی است که جابه‌جایی جانبی متناظر با مقاومت حداکثر در این نمونه 25 درصد از نمونه SCFT کمتر است. هم‌چنین مقدار جذب انرژی براساس سطح زیر نمودار بار-جابجایی برای نمونه SBFT و SCFT به ترتیب برابر با 6.5kN-m و 6.7kN-m است. برای نمونه با تیرضعیف-ستون قوی میزان کاهش جذب انرژی نمونه حرارت دیده نسبت به نمونه شاهد 30 درصد و در نمونه با تیرقوی-ستون ضعیف 49 درصد است.

آزمایشگاهی، ترک‌خوردگی شدید در سرتاسر طول ستون رخ می‌دهد. برای نمونه SBFT این ترک‌خوردگی به علت ستون ضعیف شدیدتر است. برای نمونه SCFT علاوه بر ستون در تیر نیز ترک‌خوردگی شدید رخ می‌دهد و کل تیر را فرا می‌گیرد. بدین ترتیب در نمونه‌های حرارت دیده، ترک‌خوردگی در سراسر عناصر پخش است.

منحنی‌های بار-جابجایی حاصل از بارگذاری جانبی قاب‌های بتن‌آرمه پس از آتش‌سوزی حاصل از سه مدل مختلف مقاومت فشاری باقی‌مانده بتن در شکل ۱۵ (الف و ب) نشان داده شده است. همان‌طور که دیده می‌شود، پاسخ نمونه‌های دارای مدل رفتاری ارائه شده به وسیله Shi و Lie، دارای موافقت بهتری از نظر سختی اولیه و مقاومت نهایی با پاسخ حاصل از تست آزمایشگاهی دارد. برای این دو مدل برآورد سختی نمودار تنش- کرنش فشاری بتن در دماهای مختلف تقریباً یکسان است اما مقدار مقاومت ماکزیمم بتن در مدل Lie تا دمای 450°C ثابت در نظر گرفته شده است که موجب شده است که مقاومت متناظر با این نمونه نسبت به نمونه Shi بیشتر باشد. مدل Schneider، با افزایش دما دارای نرخ کاهش سختی کمتری نسبت به دو نمونه دیگر است، با این حال نرخ کاهش مقاومت آن بیشتر و منحنی تنش-کرنش آن دارای شیب نزولی بیشتری در ناحیه پس از نقطه ماکزیمم مقاومت فشاری است. این ویژگی‌ها موجب شده است که با وجود سختی اولیه بیشتر، مقدار مقاومت ماکزیمم نمونه در محدوده دیگر نمونه‌ها باشد.

نتایج حاصل از این تحلیل برای هر دو قاب خسارت دیده ناشی

شکل ۱۵. مقایسه پاسخ بار-جابجایی مدل اجزای محدود و تست آزمایشگاهی نمونه‌های قاب بتن‌آرمه حرارت دیده

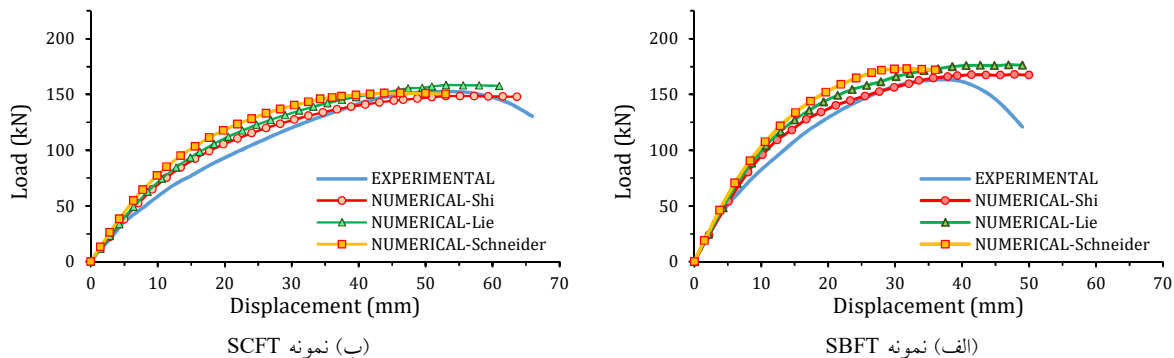


Fig. 15. Comparison between the experimental and FEM load-displacement responses of fired RC frames

بارحرارتی تعریف شده نمونه تیرضعیف-ستون قوی با کاهش مقاومت 21 درصدی و کاهش جذب انرژی 30 درصدی مواجه می‌شود، در حالی که در نمونه با تیرقوی-ستون ضعیف، کاهش مقاومت 35 درصد و کاهش جذب انرژی 49 درصد است.

۶- مراجع

1. Butry D. T., Chapman R. E., Huang A.L. & Thomas D. S. 2012 A life-cycle cost comparison of exit stairs and occupant evacuation elevators in tall buildings. *Fire Technology*, 48, 155–72.
2. Kodur V. K. R. & Agrawal A. 2016 An approach for evaluating residual capacity of reinforced concrete beams exposed to fire. *Engineering Structures*, 110, 293-306.
3. Felicetti R., Gambarova P. G. & Meda A. 2009 Residual behavior of steel rebars and R/C sections after a fire. *Construction and Building Materials*, 23, 3546-3555.
4. Xu Y. Y., Wu B., Wang R. H., Jiang M. & Luo Y. 2013 Experimental study on residual performance of reinforced concrete beams after fire. *Journal of Building Structures*, 34 (8), 20-29.
5. Yao Y. & Hu X. X. 2015 Cooling behavior and residual strength of post-fire concrete filled steel tubular columns. *Journal of Constructional Steel Research*, 112, 282-292.
6. He A. Liang Y. & Zhao O. 2020 Behaviour and residual compression resistances of circular high strength concrete-filled stainless-steel tube (HCFSSST) stub columns after exposure to fire. *Engineering Structures*, 203, 109897.
7. Hajiloo H. & Green M. 2018 Post-fire residual properties of GFRP reinforced concrete slabs: A holistic investigation. *Composite Structures*, 201, 398–413.
8. Wang Y. et al. 2020 Residual properties of three-span continuous reinforced concrete slabs subjected to different compartment fires. *Engineering Structures*, 208, 110352.
9. Jadooe A., Al-Mahaidi R. & Abdouka K. 2017 Experimental and numerical study of strengthening of heat-damaged RC beams using NSM CFRP strips. *Construction and Building Materials*, 154, 899-913.
10. Kodur V. K. R & Agrawal A. 2016 An approach for evaluating residual capacity of reinforced concrete beams exposed to fire. *Engineering Structures*, 110, 293-306.
11. Bai L. L. & Wang Z. Q. 2011 Residual bearing

جدول ۴. مقایسه نتایج مدل عددی با آزمایش تجربی نمونه‌های حرارت دیده

Specimen ID	Initial stiffness, (N/mm)	Maximum Strength, (kN)	Displacement, (mm)
SCFT, Test	7,200	151.5	52.5
SCFRT, Shi	7,500	148	52
SCFRT, Lie	7,800	158	54
SCFRT, Schneider	8,800	151	43
SBFT, Test	10,600	163	35.6
SBFRT, Shi	11,000	168	41
SBFRT, Lie	11,200	176	42
SBFRT, Schneider	12,000	173	32

Table 4. Comparison between the experimental and FEM results of damaged frame specimens

۵- نتیجه‌گیری

با استفاده از روش اجزای محدود، مدل عددی برای بررسی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های بتن‌آرمه پس از آتش‌سوزی ارائه شد. در ابتدا برای برآورد توزیع حرارت در نقاط مختلف مقاطع تیر و ستون قاب‌های بتن‌آرمه تحلیل انتقال حرارت انجام پذیرفته و در گام دوم برای شبیه‌سازی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های سالم در دمای محیط و خسارت دیده ناشی از حرارت تحت بارگذاری جانبی افزایشی قرار گرفتند و نتایج زیر حاصل شد.

- در مرحله تحلیل حرارت، دیده شد که اطلاعات حرارتی پیشنهادی توسط ENV 1992-1-2 (BSI-2004) برای بتن و همچنین ENV 1993-1-2 (BSI-2005) برای فولاد دارای دقت مناسبی برای پیش‌بینی تاریخچه دما-زمان در نقاط مختلف المان‌های سازه‌ای است. هم‌چنین نتایج تحلیل حساسیت نسبت به دو پارامتر میزان رطوبت بتن و قابلیت جذب انرژی گرمایی سطح بتن نشان داد که نتایج توزیع دما با مقادیر 1.5 درصد و 0.7 به ترتیب برای این دو پارامتر، با داده‌های آزمایشگاهی هماهنگی بهتری دارد.

- در مرحله بارگذاری جانبی، سه مدل مختلف برای شبیه‌سازی رفتار فشاری بتن پس از آتش در نظر گرفته شد که با مقایسه نتایج حاصل براساس منحنی‌های بار-جابجایی با نتایج تست آزمایشگاهی، دیده شد که مدل معرفی شده توسط Shi از دقت مناسب‌تری برای این مسئله برخوردار است.

- مقایسه نتایج عددی نشان داد که بر اثر آتش‌سوزی بر اساس

- Krishnan S. 1964 Equation for stress-strain curve of concrete. *Journal of ACI*, 61(9), 1229-35.
25. Bischoff P. H. & Paixao R. 2004 Tension stiffening and cracking of concrete reinforced with glass fiber reinforced polymer (GFRP) bars. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 31(4), 579-588.
 26. Schneider U. 1985 Properties of materials at high temperatures concrete. Kassel, Germany: Gesamthochsch-Bibliothek.
 27. Shi X., Tan T. H., Kang H. T. & Guo Z. 2002 Concrete constitutive relationships under different stress-temperature paths. *Structural Engineering*, 1511-1518.
 28. Law A. & Gillie M. 2008 Load Induced Thermal Strains, Implications for Structural Behaviour. Singapore, China, SiF 2008 Organising Committee.
 29. Lie T. T. & Kodur V. K. R. 1996 Thermal and mechanical properties of steel-fiber-reinforced concrete at elevated temperatures. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 23, 511-517.
 30. Ritter W. 1899 Die bauweise hennebique (In German), *Schweizerische Bauzeitung*, 7(33) 59-61.
 31. Hognestad E. 1951 A study of combined bending and axial load in reinforced concrete members. Bulletin No.399, University of Illinois Engineering Experiment Station, Urbana, I.
 32. Schneider U. 1988 Concrete at high temperatures-a general review. *Fire Safety Journal*, 13, 55-68.
 33. Franssen J. M. 2004 Plastic analysis of concrete structures subjected to fire. Proc. of the Workshop on Fire Design of Concrete Structures, Milano, Italy, December 2004.
 34. Hu C. P., Xu Y. Y., Luo Y., Zheng Y. L. & Lin B. L. 2014 Experimental study on tensile strength of concrete after high temperature. *Journal of Huaqiao University (Natural Science)*, 35(2), 196-201.
 35. Shen R., Feng L. Y & Rong K. 1991 Evaluation of rebar mechanical properties after high temperature (Fire Exposure). *Sichuan Building Science*, 02, 5-9.
 36. Tao Z. & Ghannam M. 2013 Heat transfer in concrete-filled carbon and stainless-steel tubes exposed to fire, *Fire safety journal*, 61, 1-11.
 37. Aulic A. 1973 Fire resistance of concrete-Filled steel columns, *Byggmastaren* 9, 8-12.
 - capacity of reinforced concrete member after exposure to high temperature. *Advanced Materials Research*, 368-373, 577-81.
 12. Ozbolt J., Bosnjak J., Periskic G. & Sharma A. 2014 3D numerical analysis of reinforced concrete beams exposed to elevated temperature. *Engineering Structures*, 58, 166-174.
 13. Kumar A. & Kumar V. 2003 Behavior of RCC beams after exposure to elevated temperatures. *Journal of the Institution of Engineers (India), Civil Engineering Division*, 84, 165-170.
 14. Massumi A., Sedighi k. & Zifan N. 2019 A novel nondestructive method to quantify fire-induced damage in RC structures based on their dynamic behavior, *Materials and Structures*, 52(132), 1-14.
 15. ASTM E119-11a. Standard methods of fire test of building construction and materials. *West Conshohocken*, 2011.
 16. Li L. Z., Liua X., Yu J. T., Lu Z. D., Su M. N., Liao J.H. & Xia M. 2019 Experimental study on seismic performance of post-fire reinforced concrete frames. *Engineering Structures*, 179, 161-173.
 17. Xiao J.Z., Li J. & Huang Z. F. 2008 Fire response of high-performance concrete frames and their post-fire seismic performance. *ACI Structural Journal*, 105(5), 531-40.
 18. BSI (2002) BS EN 1991-1-2:2002, Eurocode 1: Actions on structures-Part 1-2: General actions-actions on structures exposed to fire. European Standard
 19. Purkiss J. A. 2007 Fire safety engineering design of structures. 2nd edition. *Oxford: Butterworth-Heineman*.
 20. BSI (2004) BS EN 1992-1-2:2004, Eurocode 2-Design of concrete structures-Part 1-2: General Rules-Structural fire design. *Structural Fire Design*. BSI, London, UK.
 21. BSI (2005) BS EN 1993-1-2:2005, Eurocode 2-Design of steel structures-Part 1-2: General Rules-Structural fire design. *Structural Fire Design*. BSI, London, UK.
 22. Lubliner J., Oliver J. & Onate E. 1989 Plastic-Damage Model for Concrete. *Solids and Structures*, 25(3), 299-329.
 23. Lee J. & Fenves G. L. 1998 Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures. *Engineering Mechanics (ASCE)*, 124(8), 892-900.
 24. Saenz L. P., Discussion of Paper by Desai P. &

Evaluation of the post-fire seismic response of reinforced concrete frames by finite element method

Morteza Kamalvand¹, Ali Massumi^{2*}, Amir Hasan Barimani¹

1. Ph.D. Candidate, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Kharazmi University, Tehran 15719-14911, Iran
2. Professor of Structural Engineering, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Kharazmi University, Tehran 15719-14911, Iran

Abstract

Accidental fire can be a catastrophe for engineering constructions, especially in building structures. Among structures made of various engineering materials exposed to fire, the reinforced concrete (RC) structures show better performance against fire, due to lower relative thermal conductivity, higher specific heat capacity of concrete, and slower reduction of concrete mechanical characteristics compared with other types of the structure materials. However, in case of severe fire exposure, the RC structures may experience serious structural damage due to the explosive concrete spalling resulting in a high-temperature rise in the reinforcing rebars and relatively large deformation with very limited residual bearing capacity. Although the explosive spalling and significant loss of the cross-sectional area of RC structural elements is a sign of severe damage to these elements, the reduction of mechanical properties of the materials and the performance level of the structure due to chemical reactions such as C-S-H gel dehydration caused by penetration of high temperature in the interior layers of the element cross-section may not be easily visible and evaluated.

A building that has experienced a fire, cannot be exploited for immediate reuse, even when the fire is completely extinguished until load bearing capacity of its members is determined. Therefore, it is necessary to determine the residual capacity of structural elements through logical engineering methods to facilitate the re-operation or development of strengthening methods in the fired RC structures.

Due to the importance of recognizing the behavior and residual seismic capacity of the structures exposed to fire, in this paper, a numerical study based on the nonlinear finite element method has been performed on RC frames. In the first step of the research, the process of heat distribution in the frames located in the furnace based on the previous experimental study is simulated by heat transfer analysis. All three modes of heat transfer including convection, radiation, and conduction were considered in this analysis and the effect of moisture content and emissivity coefficient was evaluated. In the second step, using the residual mechanical properties of materials (reinforcing steel rebar and concrete) based on the maximum heat experienced in the previous step, the seismic behavior of RC frames is evaluated using the pushover analysis. The experimental RC specimens used to validate the proposed numerical model consist of two frames with various beam/column bending capacity ratios in two cases, at room temperature and after being exposed to fire. Due to the different relationships available to determine the residual compressive strength of concrete, the seismic response of the frame was investigated based on three common relations Shi, Lie, and Schneider. The results showed that the proposed numerical analysis method has good accuracy in both steps of analysis and different models for estimating the residual compressive strength, despite some differences, have the ability to predict the post-fire performance of RC frames. It was also shown that for the RC frame specimen with the strong beam-weak column, the ratio of reduced post-fire load bearing capacity and energy absorption is higher.

Keywords: reinforced concrete frame, nonlinear finite element analysis, heat transfer analysis, residual capacity, seismic behavior