

بررسی تأثیر اندرکنش جداره‌ی فولاد داخلی و هسته‌ی بتنی در مقاومت ستون‌های دو جداره‌ی فولادی پرشده از بتن در برابر آتش

بهزاد شکسته‌بند* (استادیار)

اکبر طارمی (کارشناس ارشد)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی ارومیه

کریم عابدی (استاد)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی سهند تبریز

مهندسی عمران شریف، (بهار ۱۳۹۷)
دوره‌ی ۲ - ۳۴، شماره‌ی ۱/۲، ص. ۵۴-۶۳

یکی از ویژگی‌های ستون‌های دو جداره‌ی فولادی پرشده از بتن (CFDST)، وجود اثر مشترک بتن و دو لایه‌ی فولادی است. این اندرکنش تا لحظه‌ی که جداره‌های فولادی نیروی لازم محصورشدگی برای بتن را تأمین می‌کنند، وجود خواهد داشت؛ اما به محض حذف اندرکنش، یکی از جداره‌های فولادی با بتن ستون شروع به تغییرشکل‌های بزرگ خواهد کرد. شدت و سرعت تغییرشکل‌های مذکور در حضور پدیده‌ی آتش افزایش می‌یابد. در نوشتار حاضر، با استفاده از ایجاد لینک‌های فولادی (سخت‌کننده‌های طولی) بین بتن و لایه‌ی داخلی در تعداد مختلف و تحلیل مدل‌های مذکور در نرم‌افزار عناصر محدود ABAQUS، اثر اندرکنش بین بتن و لایه‌ی داخلی برای ستون‌های CFDST در معرض آتش بررسی شده است. وجود لینک‌های ذکر شده باعث افزایش مقاومت در برابر آتش ستون به شکل مشهودی شد که نشان از اهمیت اندرکنش اشاره شده و لزوم ارائه‌ی راهکارهایی برای حفظ آن است. استفاده از لینک‌های مذکور، یکی از بهترین راهکارهای پیش‌رو خواهد بود.

واژگان کلیدی: ستون‌های دو جداره‌ی فولادی پرشده با بتن، اندرکنش بتن و فولاد، آتش، محصورشدگی بتن، سخت‌کننده‌ی طولی.

۱. مقدمه

ستون‌های دو جداره‌ی فولادی پرشده از بتن (CFDST) را نسل پیشرفته و بهبود یافته‌ی ستون‌های CFST قلمداد می‌کنند. این ستون‌ها از منظر ساخت، بسیار شبیه به ستون‌های CFST هستند؛ ولی در سال‌های اخیر، ویژگی‌های بهتر ستون‌های CFDST باعث شده است که اقبال بیشتری از سوی پژوهشگران به آن‌ها صورت پذیرد.

در تعریف کلی ستون‌های دو جداره‌ی فولادی پرشده از بتن از منظر شکل، می‌توان آن‌ها را دو تیوب فولادی هم‌مرکز تعریف کرد که فضای مابین آن‌ها از بتن پر شده است. در حالت استاندارد می‌توان ۴ شکل مختلف برای آن‌ها متصور بود که از ترکیب شکل‌های ممکن برای تیوب داخلی و خارجی حاصل خواهد شد. انواع مقاطعی که می‌توان برای تیوب‌های داخلی و خارجی استفاده کرد، عبارت‌اند از: الف) مقاطع توخالی مربعی شکل (SHS)؛ ب) مقاطع توخالی دایره‌ی شکل (CHS). شکل ۱، اجزاء تشکیل‌دهنده‌ی ستون‌های ذکر شده را نشان می‌دهد. می‌توان بسیاری از مزیت‌های عنوان شده برای ستون‌های CFST را در ستون‌های CFDST یافت، با این تفاوت که این ویژگی‌ها در ستون‌های CFDST، نمود پررنگ‌تری به خود می‌گیرند.

امروزه ستون‌های فولادی پرشده با بتن (CFST) کاربردهای بسیار وسیعی در مهندسی عمران پیدا کرده‌اند. ستون‌های مذکور شامل استفاده از یک تیوب فولادی با شکل‌های هندسی مختلف هستند که داخل آن با بتن پر شده است. مزیت این نوع ستون‌ها نسبت به ستون‌های فولادی تقویت‌شده با بتن (SRC) را می‌توان در جبران ضعف‌های ستون‌های SRC مشاهده کرد. عدم نیاز به قالب‌بندی و سود بردن از نیروی محصورشدگی بتن از ویژگی‌های بارز ستون‌های CFST است که باید به سایر ویژگی‌های آن‌ها، از جمله: استهلاک بسیار مناسب نیروی زلزله، مقاومت در برابر آتش و سختی بالا اضافه شود.^[۱] همچنین، در ستون‌های CFST، نیروی محصورکنندگی بتن هسته مانع از کمانش زود هنگام فولاد پیرامونی می‌شود. گستره‌ی استفاده از ستون‌های مذکور به قدری وسیع است که حتی فراتر از مرزهای مهندسی عمران، در صنایعی همچون صنعت معدن نیز استفاده می‌شوند.^[۲]

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۴/۱۰/۵، اصلاحیه ۱۳۹۵/۶/۷، پذیرش ۱۳۹۵/۶/۲۱

DOI:10.24200/J30.2018.1343

مکانیکی را به‌عنوان یک راهکار برای افزایش این اندرکنش، از طراحان سلب خواهد کرد. اما فولاد داخلی به علت دمای پایین که بتن هسته برای آن فراهم می‌کند، این پتانسیل را دارد که با روش‌های مختلف همچون افزایش ضخامت جداره‌ی داخلی، اندرکنش اجزاء فولادی و بتن و نهایتاً محصورشدگی بتن را افزایش دهد. طبق یافته‌های پژوهشگران، افزایش جداره‌ی داخلی، مقاومت ستون‌های CFDST در برابر آتش را فقط چند دقیقه افزایش می‌دهد که نشان می‌دهد راهکار مناسبی نخواهد بود.^[۶] در نوشتار حاضر، سعی شده است راهکارهای جایگزین دیگری برای افزایش این اندرکنش و نهایتاً بهبود رفتار ستون‌های CFDST در مقابل آتش ارائه شود.

۲. مدل‌سازی عناصر محدود

در مطالعه‌ی حاضر، تأثیر تیوب داخلی و خارجی در اندرکنش بتن با هر یک از جداره‌های مذکور در ستون‌های CFDST تحت تأثیر توأم آتش و بار محوری با استفاده از نرم‌افزار عناصر محدود ABAQUS بررسی شده است. در پژوهش حاضر، سه رویکرد افزایش ضخامت فولاد بیرونی، افزایش ضخامت فولاد داخلی و در نهایت استفاده از سخت‌کننده‌ها جهت ارتباط بتن و تیوب فولادی داخلی بررسی شده است. لازم به توضیح است که دو رویکرد نخست از سوی برخی دیگر از پژوهشگران بررسی شده است، ولی برای اینکه بتوان مقایسه‌ی درمورد ارزش هر کدام از راهکارهای اشاره‌شده ارائه کرد، به وجود پاسخ هر سه رویکرد در کنار یکدیگر نیاز خواهد بود. همچنین، برای صحت‌سنجی نتایج، از یک نمونه از نمونه‌هایی که در آزمایشگاه Tianjan شهر پکن چین (۲۰۰۶) آزمایش شده‌اند،^[۷] استفاده شده است؛ که مشخصات آن در جدول ۱ ارائه شده است. همچنین مشخصات مکانیکی بتن و فولاد و دیگر مشخصات لازم نیز در جدول ۲ ارائه شده است.

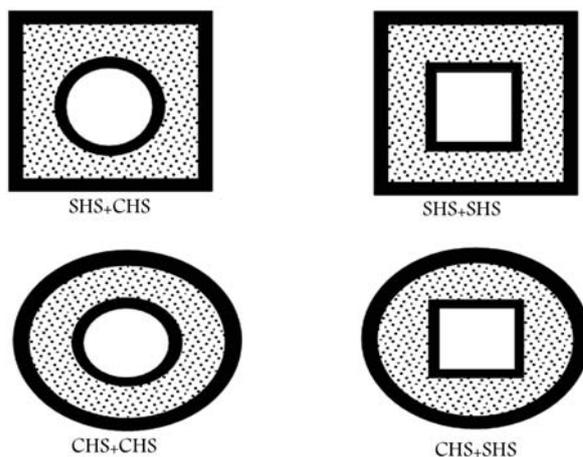
در جدول ۱، پارامترهای P و e به ترتیب مربوط به بار اعمالی به ستون و خروج از مرکزیت بار هستند. پارامتر n در واقع نسبت بار اعمال‌شده به ستون در حضور پدیده‌ی آتش به بار محوری نهایی قابل تحمل ستون است، که عددی کوچک‌تر از ۱ است. روش محاسبه‌ی ظرفیت محوری اسمی ستون در پیوست الف ارائه شده است. همچنین، لازم به ذکر است که ستون CFDST تحت شرایطی به حد نهایی مقاومت در برابر آتش خود می‌رسد و به اصطلاح دچار خرابی می‌شود. در استاندارد ISO-۸۳۴^[۸] دو نوع معیار خرابی^۱ ذکر شده است که هر یک از آن‌ها به این شرح تعریف می‌شوند:

الف) معیار خرابی شماره‌ی ۱: در این نوع خرابی، تغییرشکل محوری ستون از میزان $L(mm) \leq 10^3$ فراتر می‌رود و آزمایش متوقف می‌شود. لازم به توضیح است که L طول ستون برحسب میلی‌متر است.

ب) معیار خرابی شماره‌ی ۲: در این حالت، هنگامی که میزان تغییرشکل محوری ستون از $(mm/min) \leq 3 \times 10^3$ فراتر می‌رود، آزمایش متوقف می‌شود. در استاندارد ذکر شده، به مدت زمانی که عضو با رسیدن به یکی از این معیارها، دچار خرابی می‌شود، مقاومت در برابر آتش گفته می‌شود.

۲.۱. روش تحلیل

به منظور مدل‌سازی این نوع سازه‌ها که هم‌زمان تحت اثرات آتش و بار محوری هستند، می‌توان از دو روش استفاده کرد. اولین روش، تحلیل هم‌زمان بار و حرارت^۲ و روش دوم، تحلیل پی در پی حرارتی - تنشی^۳ است.^[۹] استفاده از تحلیل نوع اول



شکل ۱. انواع شکل‌های استاندارد ستون‌های CFDST.

مهم‌ترین ویژگی‌های ستون‌های CFDST را می‌توان در این عناوین خلاصه کرد:

- وزن کمتر ستون‌های CFDST نسبت به سایر ستون‌های مشابه،
- سختی خمشی بالا به علت استفاده از تیوب داخلی،
- عملکرد لرزه‌ی خوب،
- عملکرد بسیار مناسب در برابر آتش به علت مراقبت بتن از لایه‌ی داخلی،
- جذب و استهلاک انرژی بسیار بالا به علت بتن میانی و تغییرشکل تیوب داخلی،
- شکل‌پذیری بالا به علت حضور بتن میانی و جداره‌های فولادی،
- پایداری موضعی بالا به دلیل اندرکنش فولاد - بتن - فولاد،
- پایداری کلی بالا به علت مدول بالای مقطع.

مقوله‌ی آتش از پیچیده‌ترین بارهای وارد بر اجزاء باربر و غیرباربر است که اجزاء یک سازه را تهدید می‌کند. همچنین، همانند سایر بارهای موجود در طبیعت، ویژگی رفتار غیریکنواخت پدیده‌ی آتش، نگرانی‌های طراحان و سازندگان را به خود معطوف کرده است. در این میان، آن دسته از اجزاء سازه‌ی که بخشی یا تمام آنها از فولاد تشکیل یافته است، اهمیت بیشتری خواهند یافت؛ زیرا فولاد در مقابل آتش بخش عظیمی از مقاومت خود را در همان دقایق ابتدایی شروع آتش‌سوزی از دست خواهد داد و دچار افت شدید مقاومت خواهد شد، به طوری که در محدوده‌ی دمایی ۵۰۰ درجه‌ی سلیسیوس، تقریباً نصف مقاومت خود را از دست خواهد داد. ستون‌های CFDST نیز با داشتن فولاد در لایه‌ی بیرونی خود، مستعد خرابی در مقابل آتش هستند؛ اما وجود بتن در لایه‌ی دوم و فولاد داخلی در لایه‌ی سوم ستون‌های CFDST، رفتار آن‌ها را از سایر ستون‌ها مجزا می‌کند و رفتار مناسبی در مقابل آتش از خود نشان می‌دهند.^[۱۰] در این میان، وجود دو تیوب فولادی و بتن میانی، یک عملکرد مشترک مناسب را از خود نشان می‌دهند. محصول اندرکنش بتن و تیوب‌های خارجی و داخلی، یک محصورشدگی سودمند برای بتن خواهد بود، که بتن را حتی در لحظه‌ی خردشدگی نیز در چرخه‌ی باربری کلی ستون حفظ خواهد کرد. این اندرکنش در واقع از ترکیب چسبندگی و اصطکاک فولادها و بتن و همچنین اندرکنش در جهت عمود بر سطح مشترک بتن و فولاد حاصل می‌شود. جداره‌ی فولادی بیرونی به علت اینکه در مقابل اثرات مستقیم آتش قرار می‌گیرد و قسمت عمده‌ی مقاومت خود را از دست می‌دهد، امکان افزایش مشخصات هندسی و

جدول ۱. مشخصات نمونه‌ی صحت‌سنجی شده.

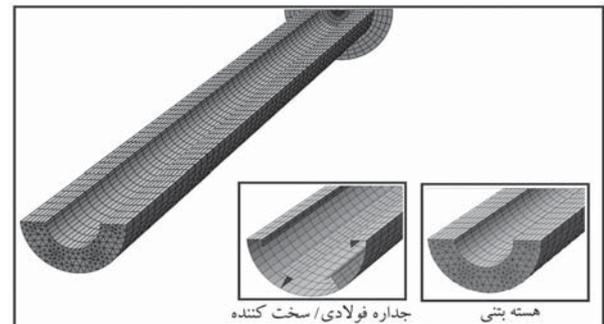
نمونه	تیوب خارجی (mm)	تیوب داخلی (mm)	P (kN)	n	e (mm)	مقاومت در برابر آتش (دقیقه)
CC۳	۳۰۰ × ۵	۲۲۵ × ۵	۲۰۰۰	۰٫۶۵	۰	۴۰

جدول ۲. مشخصات مصالح و سایر ملزومات.

ارتفاع ستون (mm)	شرایط تکیه‌گاهی	مشخصات مکانیکی فولاد	مشخصات مکانیکی بتن
۳۸۱۰	گیردار - مفصلی	$f_y = ۳۲۰$ Mpa $\nu = ۰٫۳$	$f_c = ۳۸$ MPa $\nu = ۰٫۲$



شکل ۳. فرم کلی تحلیل بی در پی تنشی - حرارتی



شکل ۴. اجزاء تشکیل دهنده‌ی ستون با سخت‌کننده.

۲.۲. تحلیل حرارتی

ستون‌های مورد مطالعه براساس استاندارد ISO-۸۳۴^[۸] تحت اثر حرارت ناشی از آتش قرار گرفته‌اند. براساس این استاندارد، دمای آتش در زمان‌های مختلف از رابطه‌ی ۱ به‌دست می‌آید:

$$T_f = ۲۰ + ۳۴۵ \times \log(\lambda \times t + ۱) \quad (۱)$$

که در آن، T_f مربوط به دمای آتش بر حسب درجه‌ی سلسیوس و t مربوط به زمان بر حسب دقیقه است.

نرم‌افزار ABAQUS با استفاده از مفاهیم هدایت حرارتی و تشعشع، حرارت ناشی از آتش را از لایه‌ی خارجی که آتش بر آن اعمال می‌شود، به لایه‌های داخلی مطابق معادلات ۲ و ۳ انتقال می‌دهد:

$$q_c = h_v(T_f - T_s) \quad (۲)$$

$$q_r = \varepsilon_f \varepsilon_m \sigma [(T_f + T_s)^4 - (T_s + T_s)^4] \quad (۳)$$

که در آن‌ها، q جریان حرارتی، T_s دمای فولاد بیرونی، T_s دمای صفر مطلق، h_v ضریب انتقال حرارت، ε_f و ε_m به ترتیب ضرایب تابش سطوح آتش و فولاد و σ ثابت استفان بولتزمن است. استاندارد یوروکد ۴^[۱۰] ضرایب h_v و ε_f را به این شرح پیشنهاد می‌کند که در تحلیل حاضر نیز استفاده شده است:

$$h_v = ۲۵ (W/m^2 K)$$

$$\varepsilon_f = ۰٫۸$$

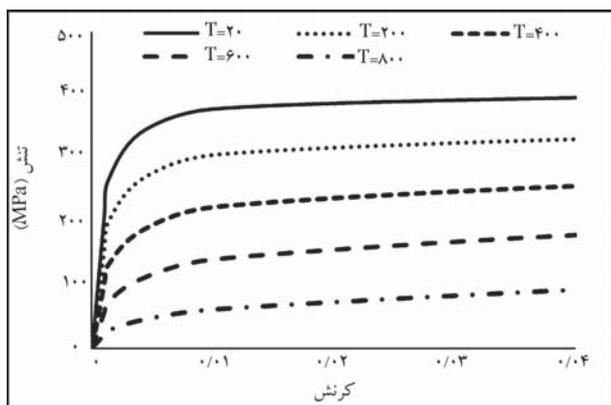
$$\varepsilon_m = ۰٫۷$$

در بررسی میکروسکوپی ستون‌های CFDST مشخص شده است که سطح مشترک فولاد و بتن در تماس کامل با یکدیگر نیستند.^[۱۱] این فاصله‌ی هر چند کم،

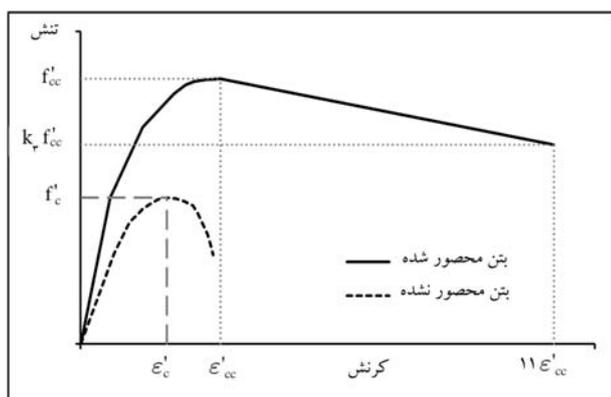
منجر به طولانی شدن زمان تحلیل و همچنین رخ دادن خطاهایی خواهد شد؛ اما در روش دوم این مشکلات وجود ندارد و زمان تحلیل نسبت به روش اول، بسیار کمتر خواهد بود، که به این دلیل است که در تحلیل بی در پی حرارتی - تنشی، اندرکنش‌های مربوط به مدل حرارتی و مدل سازه‌ی بی به طور مجزا در نظر گرفته می‌شود؛ حال آنکه در تحلیل هم‌زمان بار و حرارت، در نظر گرفتن همه‌ی اندرکنش‌ها در یک مدل، باعث افزایش تصاعدی زمان تحلیل می‌شود و همچنین احتمال وقوع ناهم‌گرایی در مدل را افزایش می‌دهد.

مدل‌سازی رفتار ستون‌های CFDST، نیازمند دو مدل مجزا با عناوین مدل حرارتی و مدل سازه‌ی بی است. مدل حرارتی از یک هسته‌ی بتنی قرارگرفته ما بین دو لایه‌ی فولاد تشکیل شده است و در مدل سازه‌ی بی علاوه بر این اجزا، یک صفحه‌ی صلب در دو انتهای ستون قرار می‌گیرد تا شرایط مدل عناصر محدود به شرایط آزمایشگاهی نزدیک‌تر شود. شکل ۲، نمونه‌ی بی از اجزاء تشکیل دهنده‌ی ستون‌ها را نشان می‌دهد.

برای بتن از المان ۳D-solid و برای فولاد از المان ۳D-shell استفاده شده است. همچنین به منظور رعایت الزامات روش تحلیل، از مش‌بندی C۳D۸R و DC۳D۸ به ترتیب برای مدل بتن حرارتی و سازه‌ی بی و مش‌بندی S۴R و DS۴ به ترتیب برای فولاد مدل حرارتی و مدل سازه‌ی بی استفاده شده است. همچنین در مدل‌هایی که سخت‌کننده‌ها داخل بتن قرار گرفته‌اند، به منظور امکان مدل‌سازی اندرکنش بتن و سخت‌کننده‌ها در سطوح مشترک تماسی این دو عضو از المان‌های C۳D۶ و DC۳D۶ برای بتن مدل حرارتی و سازه‌ی بی استفاده شده است. شایان ذکر است که به علت تقارن محوری مقاطع و افزایش سرعت تحلیل، فقط نصف ستون‌ها مدل شده‌اند. شکل ۳، فرم کلی تحلیل حرارتی و سازه‌ی بی را نمایش می‌دهد.



شکل ۴. نمودار تنش - کرنش فولاد در دماهای بالا.



شکل ۵. مقایسه‌ی تنش - کرنش بتن محصور شده و بتن محصور نشده [۱۴].

به منظور مدل‌سازی رفتار بتن سازه‌یی، یک مدل جدید براساس معادلات ارائه شده‌ی Hu و همکاران [۱۳] برای بتن در شرایط بارگذاری محوری با دمای معمول، توسط نویسندگان پیشنهاد و استفاده شد. این مدل با در نظر گرفتن صحیح اثرات محصورشدگی بتن و دخیل کردن مشخصات مکانیکی و هندسی تیوب داخلی و خارجی، یکی از معدود و شاید مدل منحصر بفرد پیشنهادی است که هر دو فولاد داخلی و خارجی را در معادلات بتن وارد می‌کند.

قطعاً بیشینه‌ی مقاومت بتن محصور نشده (f'_c) و کرنش نظیر آن (ϵ'_c) از بیشینه‌ی مقاومت بتن محصور شده (f'_{cc}) و کرنش نظیر آن (ϵ'_{cc}) کمتر خواهد بود (شکل ۵). براساس مطالعات Mander و همکاران [۱۴] رابطه‌ی بتن محصور شده و بتن محصور نشده را می‌توان با استفاده از روابط ۵ و ۶ به دست آورد:

$$f'_{cc} = f'_c + k_1 \times f_l \quad (5)$$

$$\epsilon'_{cc} = \epsilon'_c \times \left(1 + k_2 \times \frac{f_l}{f'_c} \right) \quad (6)$$

معمولاً مقدار ϵ'_c را می‌توان در محدوده‌ی بین $0.002 - 0.003$ در نظر گرفت، که در مطالعه‌ی حاضر 0.003 استفاده شده است. ضرایب ثابت k_1 و k_2 براساس مطالعات Rechart و همکاران [۱۵] به ترتیب 4.1 و 2.05 در نظر گرفته شده است. همچنین، f_l فشار محصورشدگی جانبی در اطراف بتن هسته است، که براساس مطالعات Hu و همکاران [۱۳] از کوچک‌ترین ۳ مقدار به دست آمده در روابط ۷

باعث به وجود آمدن یک مقاومت در رسانش جریان حرارت از لایه‌ی فولاد بیرونی به هسته‌ی بتنی می‌شود. برای مدل‌سازی این شرایط در نرم‌افزار از یک مفهوم رسانش تماسی استفاده شده است. نرم‌افزار این جریان حرارتی را با استفاده از رابطه‌ی ۴ مدل‌سازی می‌کند:

$$q = h_i(T_s - T_c) \quad (4)$$

که در آن، q جریان حرارتی انتقال یافته از سطح مشترک فولاد و بتن، T_s دمای فولاد و T_c دمای بتن است؛ همچنین h_i مربوط به ضریب انتقال حرارت است. در مطالعه‌ی حاضر بر مبنای بررسی‌های مختلف، عدد ثابت $h_i = 150 (W/m^2 K)$ در تحلیل‌ها استفاده شده است. علاوه بر شرایط ذکر شده باید به این نکته توجه داشت که در طی انتقال حرارت از میان لایه‌های بیرونی به لایه‌ی داخلی، دمای فضای خالی درون ستون نیز افزایش می‌یابد؛ اما به علت اینکه این دما افزایش چشم‌گیری ندارد، می‌توان از اعمال شرایط مرزی دمایی به ناحیه‌ی داخلی صرف‌نظر کرد.

پس از مشخص شدن شرایط مرزی دمایی، مشخص کردن ویژگی‌های مصالح مهم‌ترین موضوع تحلیل است. برای تحلیل حرارتی سه ویژگی وابسته به دما، یعنی: چگالی، گرمای ویژه و ضریب هدایت گرمایی به نرم‌افزار معرفی می‌شوند. این ویژگی‌ها در منابع متعددی معرفی شده است که از مهم‌ترین آنها می‌توان به یورکد ۴ [۱۶] و Lie [۱۳] اشاره کرد. در پژوهش حاضر، روابط ارائه شده‌ی Lie [۱۳] برای مشخصات حرارتی بتن و فولاد استفاده شده است. نتایج حاصل از تحلیل مذکور به عنوان دمای موجود در هر گره از اعضا ذخیره و در تحلیل سازه‌یی، به عنوان شرایط مرزی از پیش تعریف شده فراخوانی شده است.

۳.۲. تحلیل سازه‌یی

در مدل سازه‌یی، بار متمرکز فشاری به صفحه‌ی صلب انتهای ستون در دمای معمول پیرامون وارد می‌شود. سپس در گام بعدی، با استفاده از داده‌های ذخیره شده‌ی تحلیل حرارتی، دمای گره‌ها به عنوان شرایط مرزی دمایی از پیش تعیین شده وارد مدل سازه‌یی می‌شود. پاسخ‌های سازه‌یی با حل معادلات غیرخطی با استفاده از روش نیوتون - رافسون محاسبه می‌شوند [۹]. روش محاسبه‌ی ظرفیت محوری اسمی ستون و بار محوری اعمالی در پیوست الف ارائه شده است.

همان‌طور که اشاره شد، ویژگی‌های مصالح همچون ویژگی‌های مکانیکی مصالح، اندرکنش بین سطوح مشترک و شرایط مرزی باید به طریق مناسب تعریف شود. ویژگی‌های مکانیکی مصالح عبارت‌اند از: چگالی، رفتار کشسان بتن و فولاد، رفتار خمیری بتن و فولاد و در نهایت ضرایب انبساط حرارتی بتن و فولاد. با تعریف این پارامترها می‌توان اثرات هم‌زمان بار و حرارت در مدل را مشاهده کرد.

در پژوهش حاضر، برای تعیین ضرایب انبساط حرارتی بتن و فولاد و همچنین رفتار فولاد در دماهای بالا از مدل ارائه شده‌ی Lie [۱۳] استفاده شده است. همچنین ضریب پواسون 0.3 و مدول کشسانی سکانتی اولیه برای بیان رفتار کشسان فولاد به کار گرفته شد. شکل ۴، رفتار فولاد در دماهای مختلف را نشان می‌دهد.

در نرم‌افزار ABAQUS، گزینه‌های متنوعی برای معرفی رفتار بتن ارائه شده است، که از مهم‌ترین آنها می‌توان به مدل خمیری آسیب‌دیده‌ی بتن ۴ اشاره کرد. این مدل به علت توانایی در نظر گرفتن آسیب دیدن بتن در دو حالت کششی و فشاری، بهترین روش پیش‌رو برای مدل‌سازی رفتار بتن غیرمسلح است [۹].

(الف، ب و ج) حاصل می‌شود:

$$f_i = 8,525 - 0,166(D_o/t_o) - 0,00897(D_i/t_i) + 0,00125(D_o/t_o)^2 + 0,00246(D_o/t_o) \times (D_i/t_i) - 0,00550(D_i/t_i)^2 \geq 0 \quad (الف)$$

$$f_i/f_{yi} = 0,1844 - 0,00055(D_o/t_o) + 0,00040(D_i/t_i) + 0,00001(D_o/t_o)^2 + 0,00001(D_o/t_o) \times (D_i/t_i) - 0,00002(D_i/t_i)^2 \quad (ب)$$

$$f_i/f_{yo} = 0,1791 - 0,00036(D_o/t_o) - 0,00013(D_i/t_i) + 0,00001(D_o/t_o)^2 + 0,00001(D_o/t_o) \times (D_i/t_i) - 0,00002(D_i/t_i)^2 \geq 0 \quad (ج)$$

براساس مطالعات Hu و همکاران^[۱۳] ضریب افت مقاومت بتن k_2 ، از رابطه ۸ محاسبه می‌شود:

$$k_2 = 1,73916 - 0,00862(D_o/t_o) - 0,004731(D_i/t_i) + 0,00036(D_o/t_o)^2 + 0,00134(D_o/t_o) \times (D_i/t_i) - 0,00058(D_i/t_i)^2 \geq 0 \quad (۸)$$

تا نقطه‌ی بیشینه‌ی تنش بتن محصورشده که متناظر با کرنش ϵ'_{cc} است، می‌توان از رابطه ۹ استفاده کرد. در مدل مذکور، بعد از این نقطه، بتن به صورت خطی شروع به افت مقاومت می‌کند و تنش به مقدار و کرنش نیز به $f_c = k_2 f'_{cc}$ و کرنش نیز به $\epsilon_c = 1,1 \epsilon'_{cc}$ می‌رسد:

$$f_c = \frac{E_c \epsilon_c}{1 + (R + R_E - 2) \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon'_{cc}}\right) - (2R - 1) \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon'_{cc}}\right)^2 + R \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon'_{cc}}\right)^3} \quad (۹)$$

که در آن، R و R_E از روابط ۱۰ و ۱۱ به دست می‌آیند:

$$R = \frac{R_E(R_\sigma - 1)}{(R_\epsilon - 1)^2} - \frac{1}{R_\epsilon} \quad (۱۰)$$

$$R_E = \frac{E_c \epsilon'_{cc}}{f'_{cc}} \quad (۱۱)$$

در روابط مذکور، R_σ و R_ϵ ضرایب ثابتی هستند که می‌توان هر دو ضریب را ۴ در نظر گرفت.^[۱۵] همچنین به پیشنهاد Hu و همکاران^[۱۳]، مدول کشسانی اولیه‌ی بتن با استفاده از رابطه ۱۲ محاسبه می‌شود:

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_{cc}} \quad (۱۲)$$

در روابط ارائه شده، دما هیچ‌گونه دخالتی ندارد و روابط مذکور برای بتن در شرایط دمایی معمولی محیط، مناسب است. به همین منظور با استفاده از ضرایب کاهش مقاومت بتن در دماهای بالا که توسط یورودک ۴^[۱۶] ارائه شده است، روابط

مذکور برای بتن در دماهای مختلف تعمیم داده شده است. ضرایب کاهش موردنظر در جدول ۳ نشان داده شده است. بعد از اعمال ضرایب کاهش در روابط ارائه شده، یک رابطه‌ی تنش - کرنش وابسته به دما برای بتن محصورشده در بین دو تیوب فولادی دایروی به دست می‌آید که در شکل ۶، نمودار تنش - کرنش بتن با رده‌ی مقاومتی ۳۸MPa که توسط تیوب‌هایی با مشخصات نمونه‌ی CC۳ احاطه شده، نمایش داده شده است.

برای تعریف رفتار بتن غیرمسلح در کشش نیز بهترین رویکرد، استفاده از مفهوم انرژی شکست^۵ است. این روش با استفاده از سطح زیر نمودار تنش - جابه‌جایی و تبدیل آن به انرژی شکست، رفتار بتن در کشش را بیان می‌کند که احتمال وقوع ناهم‌گرایی در تحلیل را به کمترین حد می‌رساند. در مطالعه‌ی حاضر، برای مشخص کردن انرژی شکست، از رابطه‌ی ۱۳ که توسط Lu^[۶] ارائه شده، استفاده شده است:

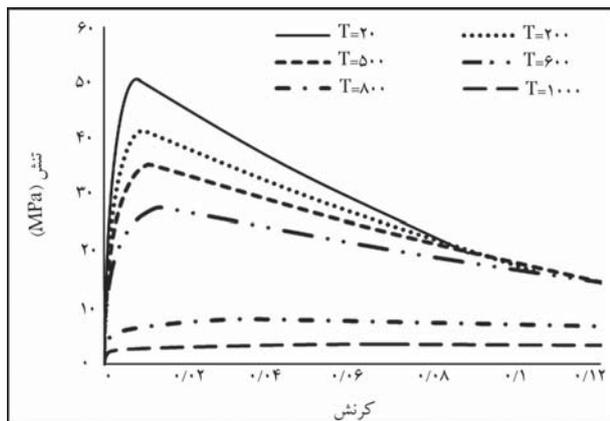
$$G_f(T) = G_f \times (0,2882 + 8 \times 10^{-2} \cdot T - 1 \times 10^{-6} \cdot T^2) \quad (۱۳)$$

که در آن، G_f از طریق رابطه‌ی ۱۴ تعریف می‌شود:

$$G_f = \alpha \times \left(\frac{f'_c}{10}\right)^{0,7} \times 2,5 \times 10^{-2} \quad (۱۴)$$

$$\alpha = 1,25 \cdot d_{\max} + 10$$

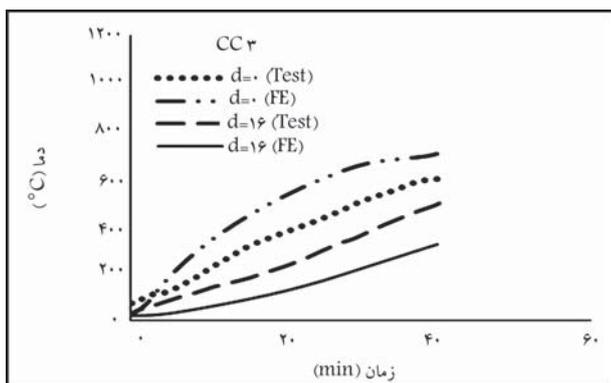
که در آن‌ها، d_{\max} قطر بزرگ‌ترین سنگ‌دانه‌ی بتن، f'_c مقاومت مشخصه‌ی فشاری بتن بر حسب مگاپاسکال و T دما بر حسب سلسیوس است. همچنین $G_f(T)$ بر حسب نیوتن بر میلی‌متر (N/mm) است.



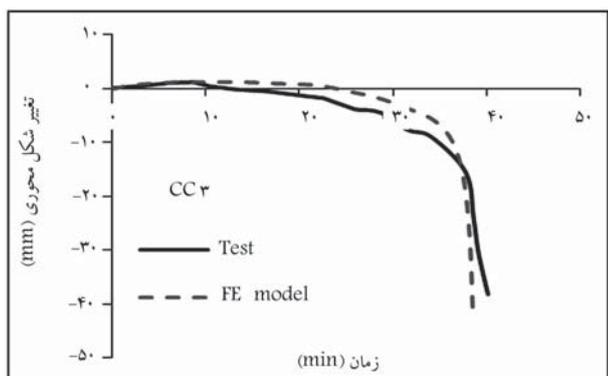
شکل ۶. نمونه‌یی از نمودار تنش - کرنش بتن در دماهای مختلف.

جدول ۳. ضرایب کاهش مقاومت بتن در دماهای مختلف.

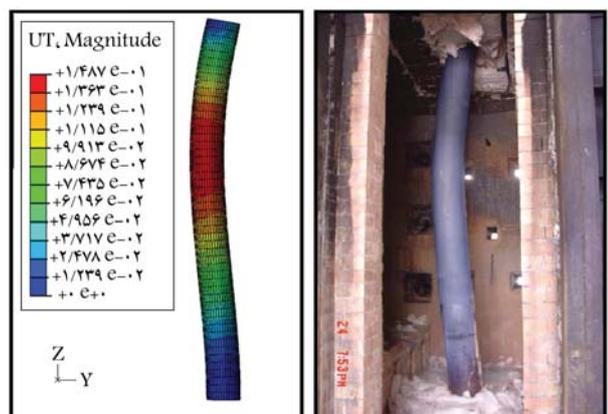
دمای بتن (C°)	ضرایب کاهش مقاومت بتن
۲۰	۱
۱۰۰	۱
۲۰۰	۰,۹۵
۴۰۰	۰,۷۵
۶۰۰	۰,۴۵
۸۰۰	۰,۱۵
۱۰۰۰	۰,۰۴
۱۲۰۰	۰



شکل ۷. پاسخ حرارتی نمونه‌ی صحت‌سنجی شده‌ی CC۳.



شکل ۸. پاسخ سازه‌یی نمونه‌ی صحت‌سنجی شده‌ی CC۳.



شکل ۹. مقایسه‌ی فرم تغییرشکل یافته‌ی نمونه‌ی آزمایشگاهی و عددی.

همان‌طوری که در شکل ۷ مشخص است، مدل‌های عددی تا حد قابل قبولی با مدل‌های آزمایشگاهی مطابقت دارند. در شکل مذکور، $d = 0$ و $d = 16$ به ترتیب بیان‌گر دما در لایه‌ی فولاد بیرونی و دما در نقطه‌ی داخلی هسته‌ی بتنی به فاصله‌ی ۱۶ میلی‌متر از بر فولاد بیرونی هستند. اعداد مشابه دیگر مشخص شده در شکل مذکور نیز، مضامین مشابهی دارند. در صحت‌سنجی سازه‌یی که در واقع مهم‌ترین پاسخ این نوع ستون‌هاست، از نمودار تغییر شکل محوری بر حسب زمان استفاده می‌شود. این نمودار برای مدل‌های آزمایشگاهی و عددی در شکل ۸ ارائه شده است. طبق نمودارهای ارائه شده، انطباق بسیار مناسبی در مدل استفاده شده در پژوهش حاضر با نتایج آزمایشگاهی وجود دارد. شکل ۹، فرم تغییر شکل یافته‌ی

به علت نبود نتایج آزمایش کشش مستقیم نمونه‌ی بتنی، از رابطه‌ی تجربی ۱۵ برای تخمین مقاومت کششی بتن در دمای محیط استفاده می‌شود. سپس با استفاده از رابطه‌ی ۱۶ که توسط یورکود [۱۶]، ۲ ارائه شده است، این مقاومت به دماهای دیگر تعمیم داده شده است:

$$f_t' = 0.72(f_c')^{2/3} \quad (15)$$

$$f_{t'}(T) = \psi(T) \times f_t' \quad (16)$$

که در آن:

$$\psi(T) = 1 \quad 20^\circ C \leq T \leq 100^\circ C$$

$$\psi(T) = 1 - (T - 100)/500 \quad 100^\circ C < T \leq 600^\circ C$$

که در آن‌ها، f_t' مقاومت کششی بتن در دمای معمول محیط، ψ ضریب کاهش مقاومت در دماهای بالاست. همچنین از ضریب پواسون ۰٫۲ برای بیان رفتار کشسان بتن استفاده شده است.

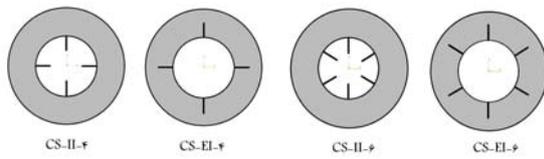
پس از تعریف ویژگی‌های مکانیکی مصالح، مهم‌ترین ویژگی اندرکنش بین سطح مشترک تیوب‌های فولادی و بتن است. تعریف نادرست اندرکنش باعث به‌وجودآمدن خطا در پاسخ‌های موردنظر خواهد شد. برای تعریف این اندرکنش از یک رویکرد تماسی استفاده می‌شود. بدین منظور، سطح مشترک فولاد و بتن به‌عنوان جفت تماسی انتخاب و یکی از آنها به‌عنوان سطح اصلی و دیگری به‌عنوان سطح وابسته معرفی می‌شود. همچنین در پژوهش حاضر، مشخصات مکانیکی تماس در دو جهت عمود و مماس انتخاب شده است که برای رفتار عمود بر سطح برخورد از تماس سخت و برای مدل‌سازی رفتار مماسی از مدل اصطکاکی کلمب استفاده می‌شود. در برخی مطالعات انجام شده در مورد مقاطع CFST، ضریب اصطکاکی ۰٫۲ مناسب‌ترین عدد معرفی شده است. [۱۷] بنابراین محصورشدگی بتن توسط ویژگی عمودی تماس و انتقال نیروی برشی بین سطوح نیز به واسطه‌ی ویژگی مماسی تماس شبیه‌سازی می‌شود.

به منظور تکمیل پیش‌نیازهای تحلیل سازه‌یی، باید شرایط مرزی و ناکاملی هندسی اولیه^۶ تعیین شود. بدین منظور از دو صفحه‌ی صلب انتهایی که برای اعمال بار و شرایط تکیه‌گاهی مدل شده‌اند، استفاده شده است، که طبق شرایط نمونه‌ی آزمایشگاهی، یکی از دو آنها مفصلی و دیگری گیردار هستند. همچنین به علت مدل کردن نصف ستون واقعی، تقارن سطوح و گوشه‌ها نیز در نظر گرفته شده است. خروج از مرکزیت بار که در واقع میزان ناکاملی هندسی اولیه‌ی ستون است، با استفاده از مفهوم اعمال بار در نقطه‌ی بی‌فاصله‌ی مشخص از مرکز هندسی مقطع ستون معادل‌سازی می‌شود. طبق مطالعه‌ی Wang و همکاران، [۱۷] بر روی مقادیر مختلف خروج از مرکزیت از $L/2000$ تا $3L/1000$ انجام دادند مشخص شد که این نوع ستون‌ها به مقادیر مختلف خروج از مرکزیت حساس نیستند؛ از این رو، مقدار $L/1000$ خروج از مرکزیت بار به نمونه‌های مورد مطالعه اعمال شده است. خاطر نشان می‌شود که پارامتر L معرف طول ستون‌ها برحسب میلی‌متر است.

۴.۲. صحت‌سنجی مدل‌های حرارتی و سازه‌یی

به منظور صحت‌سنجی رویکرد مندرج در نوشتار حاضر، بعد از تحلیل مدل‌های حرارتی و سازه‌یی، نتایج حاصل از این تحلیل‌ها با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شده است. شکل ۷، نتایج مدل‌های آزمایشگاهی و عددی برای تحلیل‌های حرارتی را نشان می‌دهد.

ستون صحت‌سنجی شده را در دو حالت عددی و آزمایشگاهی به طور مقایسه‌ی نمایش می‌دهد. انطباق فرم تغییر شکل یافته‌ی مدل آزمایشگاهی و عددی نیز نشان دهنده‌ی صحت مدل‌سازی انجام شده است.



شکل ۱۰. جزئیات ستون‌های با سخت‌کننده.

۳. مطالعه‌ی اثر اندرکنش بتن و فولاد داخلی

در مطالعه‌ی حاضر، ستون‌های CFDST با سخت‌کننده و بدون سخت‌کننده بررسی شده‌اند. به طور کلی، ستون‌های با سخت‌کننده، سخت‌کننده‌های میله‌ی شکل دارند که راحت‌ترین پروسه‌ی ساخت را دارند. در نمونه‌های با سخت‌کننده، دو مقدار مختلف ۴ و ۶ تایی سخت‌کننده استفاده شده است. علت استفاده از سخت‌کننده‌ها با تعداد مختلف، امکان بررسی تأثیر تعداد لینک‌های ایجادشده برای حفظ اندرکنش بتن و لایه‌ی داخلی است. همچنین، برای بررسی اثر وجود یا عدم وجود لینک‌های ارتباطی بین بتن و لایه‌ی داخلی در برخی دیگر از مدل‌ها، سخت‌کننده‌ها در سطح داخلی تیوب داخلی تعبیه شدند؛ هر چند که در عمل، ساخت نمونه‌ی مذکور بسیار سخت به نظر می‌رسد. جدول ۴، مشخصات تمام نمونه‌های مورد بررسی در پژوهش حاضر را نشان می‌دهد. شایان ذکر است که تمام مدل‌های بررسی شده، شرایط نکیه‌گاهی یک سرگیردار و یک سر مفصل با ارتفاع ثابت ۳۸۱ mm دارند.

برای بررسی اثر وجود سخت‌کننده‌ها، ابتدا یک سطح مقطع مناسب که الزامات فشردگی را رعایت می‌کند، انتخاب شد. تیوب‌های فولادی از نوع CHS با مشخصات هندسی $7 \times 400 \text{ mm}$ برای فولاد خارجی و $5 \times 200 \text{ mm}$ برای فولاد داخلی در ستون مرجع استفاده شدند (این مدل با نام R-C در جدول ۴ مشخص شده است). سپس، مقرر شد فقط مقدار 3 cm^2 فولاد به طرق مختلف به این نمونه‌ها اضافه شود، تا نتایج حاصل برای هر ۳ رویکرد به دست آید. دو مدل با نام‌های C-۱ و C-۲ ساخته شد که میزان 3 cm^2 یک بار به فولاد لایه‌ی خارجی (C-۱) و یک بار هم به فولاد لایه‌ی داخلی (C-۲) افزوده شد. همچنین، همین میزان فولاد به عنوان سخت‌کننده به تیوب داخلی اضافه شد. در جدول ۴، اسامی CS-II و CS-EI به ترتیب بیان‌گر ستون‌های با سخت‌کننده‌ی متصل به جداره‌ی بیرونی تیوب داخلی و متصل به جداره‌ی داخلی تیوب داخلی هستند. همچنین اعداد ۴ و ۶ در انتهای این اسامی، نشان‌گر تعداد سخت‌کننده‌هاست. شکل ۱۰، شمای کلی سخت‌کننده‌های مذکور را برای حالت ۴ و ۶ تایی نشان می‌دهد.

۱.۳. افزایش ضخامت جداره‌های داخلی و خارجی

در بخش کنونی، دو ستون بدون سخت‌کننده (C-۱ و C-۲) به همراه ستون مرجع (R-C) با استفاده از روش تحلیل بی در پی حرارتی -تشنی بررسی و نتایج حاصل از آن برای مقایسه‌ی عملکرد ستون‌های مذکور با یکدیگر ارائه شده است. به طور کلی برای مقایسه‌ی رفتار ستون‌های ذکر شده، دو نوع پاسخ حرارتی و سازه‌ی استفاده می‌شود که شکل ۱۱ توزیع حرارت ناشی از آتش و شکل ۱۲، نمودار زمان - تغییر شکل محوری را که معیار مقاومت در برابر ستون است، نشان می‌دهد.

با توجه به شکل ۱۱ که در زمان 10° دقیقه استخراج شده است، پاسخ حرارتی ستون‌ها تقریباً یکسان است. فولاد به علت ضخامت ناچیزی که دارد، تفاوتی در نتیجه‌ی کلی پاسخ حرارتی نمی‌گذارد؛ اما لازم است به این نکته توجه کرد که دمای فولاد بیرونی (با ضخامت‌های مختلف) در برابر حرارت ناشی از آتش به حدود 1000° درجه‌ی سانتی‌گراد می‌رسد، که مبین از دست رفتن مقاومت فولاد است. همچنین از این پاسخ‌ها می‌توان دریافت که فولاد خارجی به عنوان اولین عضو که در مجاورت آتش است، با آسیب دیدن در مقابل آتش از چرخه‌ی باربری خارج خواهد شد یا دست‌کم از باربری آن کاسته خواهد شد. در نتیجه، دیگر عناصر باربر و وظیفه‌ی جبران نبود فولاد خارجی در باربری را بر عهده خواهند داشت. از این رو، هر چه مصالح فولادی کمتری در فولاد خارجی آسیب ببینند، در نهایت منجر به مقاومت در برابر آتش مناسب‌تری خواهد شد. همچنین می‌توان مشاهده کرد، هیچ‌کدام از نمونه‌ها در فولاد داخلی دماهای بالا را تجربه نخواهند کرد، که به تبع آن فولاد داخلی با استفاده از محافظتی که بتن انجام می‌دهد، سالم خواهد ماند و همانند فولادی که در دمای معمول عمل می‌کند، در مقابل بار محوری مقاومت خواهد کرد.

شکل ۱۲ نشان می‌دهد که افزایش ضخامت فولاد بیرونی به هیچ‌وجه گزینیه‌ی مناسبی نیست و حدوداً ۱۲ دقیقه تحت شرایط یکسان نسبت به افزایش ضخامت فولاد داخلی از خود مقاومت کمتری نشان می‌دهد. این شکل همچنین به خوبی نشان می‌دهد افزایش ضخامت فولاد خارجی نامناسب‌ترین رویکرد ممکن خواهد

جدول ۴. مشخصات نمونه‌های مورد بررسی.

ردیف	نام نمونه	تیوب		ابعاد سخت‌کننده	n	F _c (MPa)	f _y (MPa)	P (kg)	P _u (kg)	معیار خرابی
		داخلی	خارجی							
		Di × ti	Do × to							
۱	R-C	۵ × ۲۰۰	۷ × ۴۰۰	—	۰٫۴	۳۸	۳۲۰	۱۳۸۶۳۹	۳۴۶۵۹۷٫۵	۱
۲	C-۱	۵ × ۲۰۰	۹٫۳۷ × ۴۰۴٫۷	—	۰٫۴	۳۸	۳۲۰	۱۵۷۵۱۰	۳۹۳۷۷۵	۱
۳	C-۲	۱۰٫۱۶ × ۲۰۰	۷ × ۴۰۰	—	۰٫۴	۳۸	۳۲۰	۱۷۳۱۳۰	۴۳۲۸۲۵	۱
۴	CS-II-۶	۵ × ۲۰۰	۷ × ۴۰۰	(۱۰ × ۵۰)۶	۰٫۴	۳۸	۳۲۰	۱۵۶۶۳۴	۳۹۱۵۸۵	۱
۵	CS-EI-۶	۵ × ۲۰۰	۷ × ۴۰۰	(۱۰ × ۵۰)۶	۰٫۴	۳۸	۳۲۰	۱۵۶۹۳۹	۳۹۲۳۴۷٫۵	۱
۶	CS-II-۴	۵ × ۲۰۰	۷ × ۴۰۰	(۱۵ × ۵۰)۴	۰٫۴	۳۸	۳۲۰	۱۵۶۶۳۴	۳۹۱۵۸۵	۱
۷	CS-EI-۶	۵ × ۲۰۰	۷ × ۴۰۰	(۱۵ × ۵۰)۴	۰٫۴	۳۸	۳۲۰	۱۵۶۹۳۹	۳۹۲۳۴۷٫۵	۱

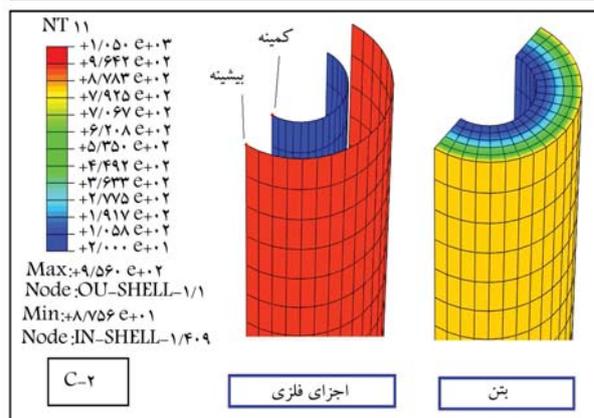
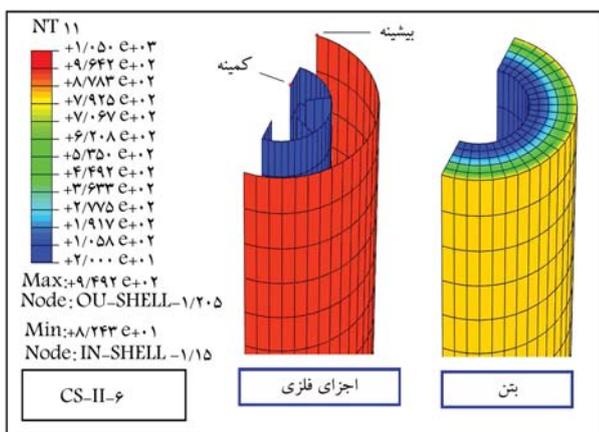
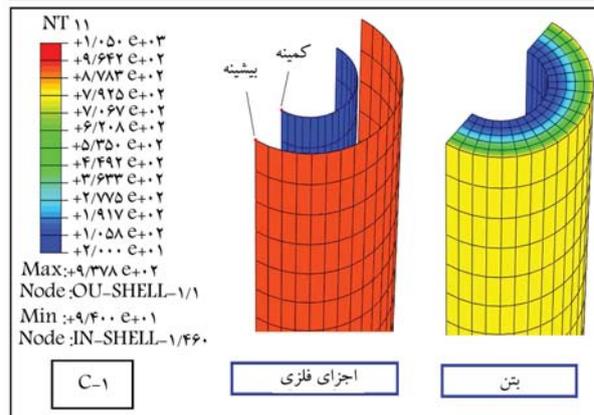
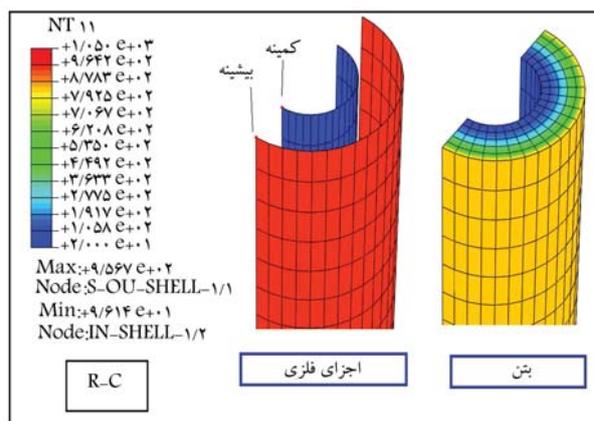
بود، به طوری که نمونه مذکور با صرف فولاد بیشتر نسبت به مدل مرجع، فقط حدود ۵ دقیقه بیشتر مقاومت می‌کند.

۲.۳. استفاده از سخت‌کننده‌ها

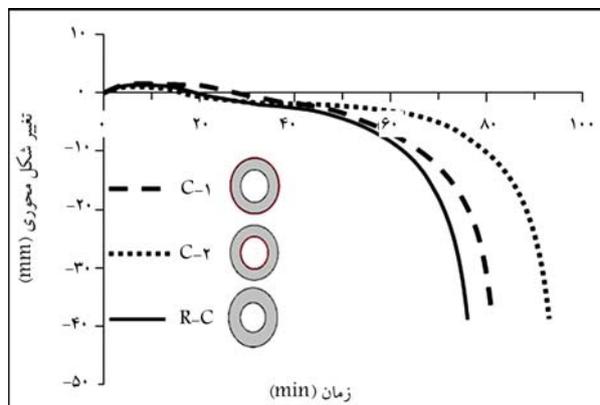
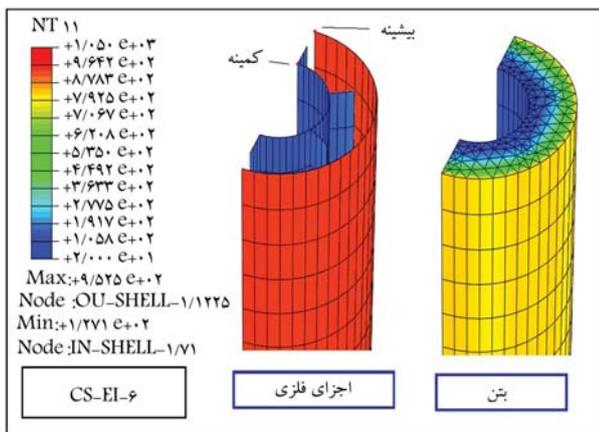
همان‌طور که بیان شد، در پژوهش حاضر برای ایجاد ارتباط مؤثر میان بتن و چداره فولاد داخلی از سخت‌کننده‌های طولی استفاده شده است. در نتیجه‌ی تحلیل‌های انجام‌یافته بررسی شده است که آیا افزایش احتمالی مقاومت در برابر آتش ستون‌های تقویت‌شده فقط از وجود سخت‌کننده ناشی می‌شود یا وجود اندرکنش بتن و سخت‌کننده بعد از انجام تحلیل‌های حرارتی برای ستون‌های مدنظر مشخص شد که توزیع حرارت تقریباً در تمام ستون‌های با سخت‌کننده که فقط در تعداد سخت‌کننده متفاوت بودند، یکسان است. در شکل ۱۳، توزیع حرارت برای ستون‌های CS-II-۶ و CS-EI-۶ نمایش داده شده است.

مطابق شکل ۱۳، در هیچ یک از حالت‌های موجود، دمای سخت‌کننده‌ها از ۲۰۰ درجه‌ی سلیسیوس فراتر نمی‌رود. این اتفاق از دو جهت حائز اهمیت است: ۱. سخت‌کننده‌ها با داشتن دمای زیر ۲۰۰ درجه‌ی سلیسیوس، دچار افت مقاومت نخواهند شد. ۲. این مسئله باعث خواهد شد یک مقایسه‌ی یکسان بین دو حالت نشان داده‌شده میسر شود و تفاوت آن‌ها فقط ناشی از وجود یا عدم وجود اندرکنش سخت‌کننده و بتن خواهد بود.

شکل ۱۴، نیز پاسخ‌های سازه‌ی دو مدل مذکور را با نمونه‌ی مرجع به طور

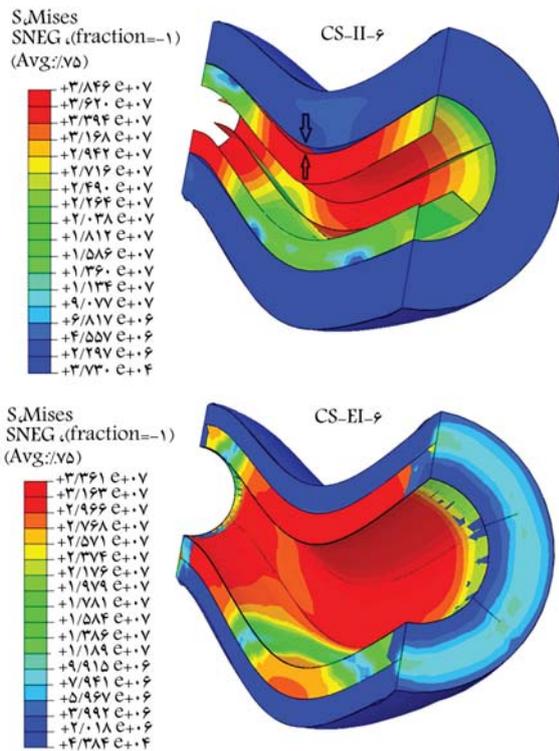


شکل ۱۱. توزیع حرارت در اجزاء ستون‌های R-C، C-۱ و C-۲.

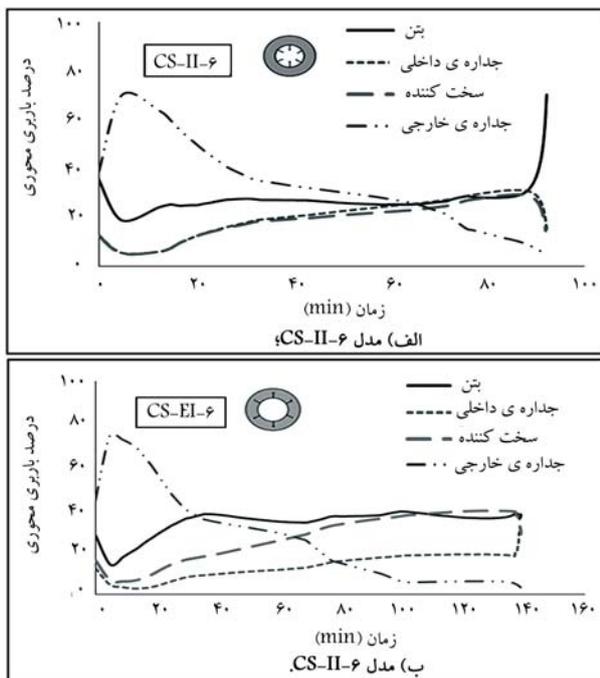


شکل ۱۳. توزیع حرارت در اجزاء ستون‌های با سخت‌کننده‌ی ۶ تایی.

شکل ۱۲. نمودار تغییرشکل محوری ستون‌ها بر حسب زمان.

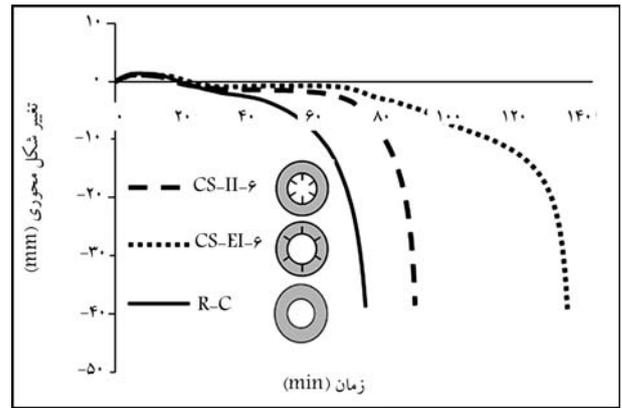


شکل ۱۵. فرم تغییرشکل یافته‌ی ستون‌های CS-II-6 و CS-EI-6.



شکل ۱۶. مقایسه‌ی سهم اجزاء تشکیل دهنده‌ی ستون از بار محوری.

تحلیل تحمل می‌کند؛ ولی تیوب داخلی اندکی بیشتر از ۳۰٪ سهم در باربری را به خود اختصاص داده است. این اختلاف ۱۰ درصدی بین باربری سخت‌کننده در دو حالت مختلف ناشی از این واقعیت است که نقش تیوب فولادی داخلی در بهترین حالت، ایجاد محصورکنندگی است. برای ایفای بهتر این نقش، باید کمترین نیروی محوری توسط تیوب فولادی داخلی تحمل شود که نتیجه‌ی آن افزایش سهم



شکل ۱۴. نمودار تغییرشکل محوری - زمان ستون‌های با سخت‌کننده‌ی ۶ تایی.

مقایسه‌ی نمایش می‌دهد. مطابق شکل ۱۴، اختلاف بسیار زیادی بین نمونه‌ی CS-EI-6 با نمونه‌ی CS-II-6 وجود دارد؛ هر چند که استفاده از سخت‌کننده در داخل تیوب داخلی نیز تأثیر قابل توجهی در پاسخ ستون CS-EI-6 نسبت به ستون مرجع گذاشته و حدود ۲۰ دقیقه مقاومت آن را افزایش داده است، ولی این مقدار افزایش مقاومت در مقابل افزایش ۷۰ دقیقه‌ی که ستون CS-EI-6 نسبت به نمونه‌ی مرجع از خود نشان می‌دهد، بسیار ناچیز است. همچنین، راحتی نصب نمونه‌های CS-EI نسبت به CS-II قابل قیاس نیست.

برای نمایش اثر لینکی که سخت‌کننده در بین بتن و جداری فولاد داخلی ایجاد می‌کند، فرم تغییرشکل یافته‌ی این ستون‌ها در لحظه‌ی رسیدن به یکی از معیارهای خرابی بررسی و مقایسه شده است. شکل ۱۵، این مقایسه را برای ستون‌های CS-EI-6 و CS-II-6 نشان می‌دهد.

با توجه به شکل ۱۵، مکانیزم خرابی این ستون‌ها به صورت کمانش کلی است، که ستون‌ها در اثر خروج از مرکزیت جزئی، که در محل اعمال بار وارد شده است، دچار کمانش می‌شوند. همچنین، گسستگی پیوند جداری فولاد داخلی و بتن در ستون CS-II-6 و وجود عامل تأثیرگذار اندرکنش مناسب در ستون CS-EI-6، به خوبی نقش مهم سخت‌کننده‌ها به عنوان لینک ارتباطی بین بتن و جداری فولاد داخلی را نشان می‌دهد. نکته بسیار مهمی که در شکل مذکور می‌توان به آن اشاره کرد، این است که در ستون CS-II-6، به علت جداسدن جداری داخلی از سطح مشترک بتن و جداره، نیروی محصورشدگی از بین رفته و بتن با افت مقاومت شدید روبرو شده و در یک بازه زمانی کوچک، تغییرشکل‌های بزرگ در ستون ایجاد شده است. حال آنکه در اجزاء ستون CS-EI-6 تا رسیدن به یکی از معیارهای خرابی، به علت وجود سخت‌کننده‌ها، هیچ لغزش یا جداسدگی در سطح مشترک بتن و جداری داخلی اتفاق نمی‌افتد که نهایتاً منجر به افزایش مقاومت در برابر آتش ستون به بهترین شکل ممکن می‌شود. روابط Mander و همکاران^[۱۴] نشان‌دهنده‌ی اهمیت محصورشدگی بتن است که در بخش پیشین به آن اشاره شد. به علت امکان درک صحیح تراز رفتار ستون‌های مذکور که متشکل از ۴ جزء جداری فولاد بیرونی، بتن، جداری فولاد داخلی و سخت‌کننده هستند، سهم باربری هر یک از این اجزاء در طول تحلیل در شکل ۱۶ نشان داده شده است.

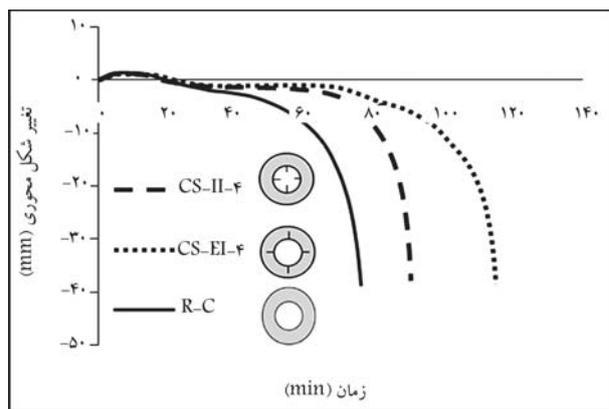
تأثیر وجود سخت‌کننده در ستون CS-EI-6 به اندازه‌ی زیاد است که در آخرین لحظات تحلیل، سهم ۴۰ درصدی این عضو از بار محوری حتی از بتن نیز بیشتر است. حال آنکه سهم تیوب داخلی در باربری فقط به میزان ۱۸٪ است. شکل ۱۶ همچنین نشان می‌دهد که سخت‌کننده‌ی ستون CS-II-6 کمتر از ۳۰٪ بار و کمترین مقدار را بین ۳ عضو بتن، تیوب داخلی، و سخت‌کننده در لحظات پایانی

بتن باشند، معادل کاهش سطوحی از جداره‌ی داخلی است که در آن‌ها لغزش و جداشدگی از سطح بتن اتفاق خواهد افتاد. باید توجه داشت که چون این سطح در دو حالت ۶ و ۴ تایی برای ستون‌های CS-II پاسخان است، پاسخ‌ها یکسان هستند.

۴. نتیجه‌گیری

در پژوهش حاضر، با استفاده از نرم‌افزار عناصر محدود ABAQUS، ستون‌های CFSDT تقویت‌شده با سخت‌کننده‌های طولی که در معرض توأم بار محوری و پدیده‌ی آتش هستند، بررسی شده است. عملکرد ستون‌هایی که با روش‌های مختلف تقویت شده بودند، نشان داد استفاده از سخت‌کننده‌ها کاملاً بر افزایش ضخامت تیوب‌های فلزی داخلی و خارجی ارجحیت دارد. این ارجحیت در ارتباط کامل با دو عامل حفاظت تیوب فلزی داخلی و سخت‌کننده‌ها به‌وسیله‌ی بتن و همچنین اندرکنش عناصر فلزی با بتن است. همچنین مشخص شده است هر چه عناصر تشکیل‌دهنده‌ی فلزی، جداشدگی کمتری از سطح بتن داشته باشند، پاسخ‌ها به همان میزان بهتر خواهد شد. نتایج حاصل از نوشتار حاضر به این شرح خلاصه می‌شود:

- افزایش ضخامت جداره‌های فولادی داخلی و خارجی، راهکار مناسبی برای افزایش مقاومت در برابر آتش این ستون‌ها نخواهد بود.
- پاسخ‌های افزایش ضخامت جداره‌ی داخلی و قرار دادن سخت‌کننده‌ها در درون تیوب داخلی، پاسخ‌های یکسانی خواهد داشت.
- بهترین پاسخ‌ها برای حالتی اتفاق خواهد افتاد که سخت‌کننده با بیشترین تعداد به سطح خارجی تیوب داخلی نصب و با بتن در اندرکنش باشد که این حالت، راحت‌ترین پروسه‌ی ساخت را نیز خواهد داشت.
- بهترین پاسخ‌ها ضخامت لایه‌ها به گونه‌ی طراحی شود که با حفظ محدودیت‌های عنوان‌شده در آیین‌نامه‌ها، این لایه‌ها کمیته‌ی ضخامت را داشته باشند و در عوض فولاد با تعداد و ضخامت بیشتر در سخت‌کننده‌ها توزیع شود تا هم وظیفه‌ی انتقال بار محوری و هم ایجاد لینک میان بتن و تیوب داخلی به‌خوبی ایفا شود.
- محصورشدگی بتن یکی از مهم‌ترین ویژگی‌های این نوع ستون‌هاست که عدم در نظر گرفتن این موضوع به پاسخ‌هایی به مراتب کمتر از ظرفیت واقعی این ستون‌ها منتج خواهد شد.
- سخت‌کننده‌ها با اتصال به تیوب داخلی، سختی جانبی این عضو را تا حد زیادی افزایش می‌دهد که مانع از تغییرشکل جانبی سریع ستون در مقابل اثر توأم آتش و بار محوری با خروج از مرکزیت خواهد شد.



شکل ۱۷. نمودار تغییرشکل محوری - زمان ستون‌های با سخت‌کننده‌ی ۴ تایی.

سخت‌کننده خواهد بود. با افزایش نیروی فشاری وارد به تیوب فولادی، امکان کمناش این عضو بیشتر می‌شود و به محض کمناش این عضو، بتن با کاهش شدید مقاومت روبرو خواهد شد. از طرفی، هنگامی که سخت‌کننده داخل بتن است، کمناش آن، به علت مهار جانبی که بتن تأمین می‌کند، به تعویق خواهد افتاد و می‌تواند بار فشاری بیشتری را تحمل کند. در ستون CS-II-۶، جداره‌ی فولاد داخلی به جای اینکه به‌عنوان تحمل‌کننده‌ی تنش‌های هیدرواستاتیکی وارد از بتن باشد، سهم قابل توجهی از بار محوری را تحمل می‌کند و طبیعتاً سریع‌تر از حالتی که این جداره در حال ایفای نقش به‌عنوان یک محصورکننده است، کمناش می‌کند و به تبع آن، بتن محصورشدگی خود را از دست خواهد داد که در نتیجه، ستون سریع‌تر به معیار خرابی خواهد رسید. در حالی که در ستون CS-EI-۶، عکس این جریان اتفاق خواهد افتاد؛ به گونه‌ی که سخت‌کننده بار محوری زیادی را تحمل خواهد کرد که به تیوب داخلی این اجازه را می‌دهد که بیشترین مقاومت را به‌عنوان جزء محصورکننده از خود نشان دهد. از طرفی، سخت‌کننده با ایفای نقش ارتباطی مانع ایجاد هرگونه لغزش بین بتن و جداره‌ی داخلی خواهد شد. شکل ۱۷، تغییرشکل محوری برحسب زمان ستون‌های با سخت‌کننده‌های ۴ تایی را نشان می‌دهد.

ملاحظه می‌شود که کاهش تعداد سخت‌کننده‌ها باعث کاهش مقاومت در برابر آتش ستون‌های مذکور، فقط در حالتی که سخت‌کننده درون بتن قرار گیرد، خواهد شد؛ که میزان آن با تعداد سخت‌کننده‌ها رابطه‌ی مستقیمی دارد. مطابق شکل ۱۷، ستون CS-EI-۴ نسبت به ستون CS-EI-۶ حدود ۲۳ دقیقه کمتر مقاومت می‌کند؛ این در حالی است که ستون‌های CS-II-۶ و CS-IL-۴ پاسخ یکسانی از خود نشان داده‌اند. این موضوع نشان می‌دهد تعداد بیشتر سخت‌کننده‌ها در حالتی که داخل

پانویس‌ها

1. failure criteria
2. coupled temp-displacement
3. sequentially-coupled thermal-stress analysis
4. concrete damaged plasticity
5. fracture energy
6. Initial geometric imperfection

منابع (References)

1. Zhao, X.L. and Han, L.H. "Double skin composite construction", *Progress in Structural Engineering and Materials*, 8(3), pp. 93-102 (2006).
2. Bergmann, R., Matsui, C., Meinsma, C. and Dutta, D. "Design guide for concrete filled hollow section columns

- under static and seismic loading”, Koln, Germany: TUV-Verlag (1995).
- Kurobane, Y., Packer, J.A., Wardenier, J. and Yeomans, N. “Design guide for structural hollow section column connections”, Koln, Germany: TUV-Verlag (2004).
 - Lu, H., Zhao, X.L. and Han, L.H. “Experimental investigation on fire performance of self-consolidating concrete (SCC) filled double skin tubular columns”, *Proceedings of the 5th International Conference on Advances in Steel Structures (ICASS' 07)*, Singapore, pp. 973-978 (2007).
 - Shekastehband, B., Taromi, A. and Abedi, K. “Enhancing fire resistance of CFST columns due to geometrical and mechanical properties of the steel tubes”, *Int. Assoc. Shell and Spatial Struct.*, Amsterdam, Netherlands (2015).
 - Lu, H., Han, L.H. and Zhao, X.L. “FE modelling and fire resistance design of concrete filled double skin tubular columns”, *J. Constr. Steel Res.*, **67**(11), pp. 1733-1748 (2011).
 - Han, L.H., Zhao, X-L., Yang, Y-F and Feng, J-B. “Experimental study and calculation of fire resistance of concrete filled hollow steel columns”, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, **129**(3), pp. 346-356 (2003).
 - ISO-834-1, “In: Fire resistance tests-elements of building construction-part 1: General requirements”, International Organization for Standardization, Geneva (1999).
 - ABAQUS 6.10, ABAQUS Analysis User’s Manual (2008).
 - “Eurocode 4: Design of steel and concrete composite structures: part 1.2 general rules: Structural fire design”, Brussels: European Committee for Standardization (2005).
 - Ghojel, J. “Experimental and analytical technique for estimating interface thermal conductance in composite structures elements under simulated fire conditions”, *Exp. Therm Fluid Sci.*, **28**(4), pp. 347-354 (2004).
 - Lie, T.T. “Fire resistance of circular steel columns filled with bar-reinforced concrete”, *J. Struct. Eng., ASCE*, **120**(5), pp. 1489-509 (1994).
 - Hu, H.T. and Su, F.C. “Nonlinear analysis of short concrete-filled double-skin tube columns subjected to axial compressive forces”, *Mar. Struct.*, **24**(5), pp. 319-337 (2011).
 - Mander, J.B., Priestley, M.J.N. and Park, R. “Theoretical stress-strain model for confined concrete”, *J. Struct. Eng., ASCE*, **114**(8), pp. 1804-26 (1988).
 - Richart, F.E., Brandzaeg, A. and Brown, R.L. “A study of the failure of concrete under combined compressive stresses”, Bull. 185, Champaign (IL, USA): University of Illinois Engineering Experimental Station (1928).
 - Eurocode 2, “Design of Concrete Structures: Part 1.2 General Rules-Structural Fire Design”, EN-1992-1-2:2003, Brussels: European Committee for Standardization (2004).
 - Ding, J. and Wang, Y.C. “Realistic modelling of thermal and structural behaviour of unprotected concrete filled tubular columns in fire”, *J. Constr. Steel Res.*, **64**(10), pp. 1086-1102 (2008).

$$\begin{cases} I_s = \frac{\pi}{64} \left[\begin{matrix} D_o^4 - (D_o - 2t_o)^4 \\ D_i^4 - (D_i - 2t_i)^4 \end{matrix} \right] + I_{st} \\ I_c = \frac{\pi}{64} [(D_o - 2t_o)^4 - D_i^4] \end{cases} \quad (\text{الف} ۶)$$

$$\begin{cases} E_c = 0.7 \times 43 \times \omega_c^{1.5} \times \sqrt{f_{cc}'} \\ E_s = 200 \text{ GPa} \end{cases} \quad (\text{الف} ۷)$$

در روابط مذکور، P_n ظرفیت اسمی محوری ستون، P_o ظرفیت محوری ستون بدون در نظر گرفتن مسئله‌ی پایداری ستون، P_e ظرفیت کمانشی محوری ستون، A_c سطح مقطع بتن، A_s سطح مقطع کلی فولاد و A_{st} سطح مقطع فولاد استفاده شده به عنوان سخت‌کننده است. همچنین، D_i قطر داخلی مقطع، D_o قطر بیرونی مقطع، t_i ضخامت تیوب فولادی داخلی و t_o ضخامت تیوب فولادی خارجی است. f_y ، E_s و E_c به ترتیب مبین مقاومت جاری شدن فولاد، مقاومت مشخصه‌ی بتن محصورشده، مدول کشسانی بتن، و مدول کشسانی فولاد است. همچنین، I_c ممان اینرسی بتن، I_s جمع ممان اینرسی تیوب فولادی داخلی و خارجی، I_{st} ممان اینرسی فولاد سخت‌کننده‌ها، k ضریب طول مؤثر ستون، l طول ستون و ω_c وزن مخصوص بتن است.

پیوست (الف)

برای محاسبه‌ی ظرفیت محوری اسمی ستون‌ها از روابط الف (۷-۱) که تعمیم یافته‌ی روابط Hu و همکاران^[۲] هستند، استفاده می‌شود:

$$P_n = \begin{cases} P_o [0.658^{P_o/P_e}] & \text{if } P_e \geq 0.44 P_o \\ 0.877 P_e & \text{if } P_e < 0.44 P_o \end{cases} \quad (\text{الف} ۱)$$

$$P_o = A_s \times f_y + C_1 A_c f_{cc}' \quad (\text{الف} ۲)$$

$$P_e = \frac{\pi^2}{(kl)^2} (E_s I_s + C_2 E_c I_c) \quad (\text{الف} ۳)$$

$$\begin{cases} C_1 = 0.95 \\ C_2 = 0.6 + 2 \left(\frac{A_s}{A_s + A_c} \right) \leq 0.9 \end{cases} \quad (\text{الف} ۴)$$

$$\begin{cases} A_s = \frac{\pi}{4} \left[\begin{matrix} D_o^2 - (D_o - 2t_o)^2 \\ D_i^2 - (D_i - 2t_i)^2 \end{matrix} \right] + I_{st} \\ A_c = \frac{\pi}{4} [(D_o - t_o)^2 - D_i^2] \end{cases} \quad (\text{الف} ۵)$$

همچنین باید به این نکته اشاره کرد که برای محاسبه ی بار اعمالی به ستون ها، ابتدا با استفاده از روابط ذکر شده، ظرفیت محوری نهایی ستون که در آن به شرایط مختلف تکیه گاهی و طول ستون نیز توجه شده است، محاسبه می شود؛ سپس، مقدار محاسبه شده مذکور در یک ضریب ثابت که در واقع همان n است، ضرب و در ستون اعمال می شود. این ضریب در پژوهش حاضر برای تمام ستون ها، $0/4$ در نظر گرفته شده است.