Sharif Civil Engineering Journal (2025), **41**(3), 77-87

Sharif University of Technology

Sharif Civil Engineering Journal

https://sjce.journals.sharif.edu



Research Article

The Effect of High Temperatures on the Seismic Ductility Behavior of Exterior Beam-Column Joints in Reinforced Concrete Frames

Ramezan Ali Izadifard* and Alireza Hajishabanian

Faculty of Civil Engineering, Imam Khomeini International University, Qazvin, Iran.
* corresponding author:(izadifard@eng.ikiu.ac.ir)

Article Info

Article history:

Received: 7 July 2024

Revised: 28 August 2024

Accepted: 18 September 2024

Keywords:

Exterior beam-column joint,
reinforced concrete,
high temperatures,
fire,
ductility behavior,
cyclic lateral loading.

Abstract

Beam-column joints (BCJs) are key regions for internal forces transmission in moment frame structures. Large amounts of shear forces and flexural moments should be transmitted among members by the performance of BCJs during seismic excitations. Given that many fired reinforced concrete (RC) structures are again utilized after exposure to fire incidents, the necessity of attention to the vulnerability of RC BCJS under high temperatures should be considered a crucial matter for after-fire exploitations. This study aims to address a research gap in this context by investigating the post-fire ductility behavior of exterior RC BCJs in moment frame structures. In this way, the experimental investigations were considered to identify the vulnerability procedure of these joints under high temperatures of three heating regimes with different target temperatures of 400°c, 600°c, and 800°C. Four scaled RC BCJ specimens were designed according to the seismic provisions of ACI318-19 and fabricated in the same way in the laboratory. The specimens included one control BCJ specimen for investigating the ambient temperature and three BCJ specimens for investigating after exposure to the heating regimes in an electric furnace chamber. A displacement-control cyclic lateral loading was applied for the seismic performance assessment of BCJ specimens in the laboratory. Based on observations, applied heating regimes caused noticeable changes in the crack pattern and failure mode of the control BCJ under lateral loading in such a way that the ductile beam-end hinging failure mode in the control BCJ changed to the non-ductile shear ruptures at the joint core in heated BCJs. The potential effect of high temperatures on the load-bearing capacities and relative energy dissipations was found by considerable reductions in the range of 16.1%-62.3% and 28.8%-65.3% respectively. Also, the ductility factor was reduced for heated BCJs by 14.5%-41.7% relative to the control specimen. Even though different trends in variations were observed for quantitative values of ductility factors compared to the load bearing and relative energy dissipation, generally, noticeable degradation in seismic ductility behavior was manifested under the effect of applied heating regimes.

Funding: This research did not receive any specific grant from funding agencies in the public, commercial, or not-for-profit sectors.

Conflicts of Interest: The authors declare no conflict of interest.

Author Contributions: All authors contributed to the reported work for conceptualization, methodology, validation, writing-review and editing, and supervision.

To Cite this article:
Izadifard, R. and Hajishabanian, A. 2025. The effect of high temperatures on the seismic ductility behavior of exterior beam-column joints in reinforced concrete frames, Sharif Civil Engineering Journal, **41**(3), 77-87.
https://doi.org/10.24200/j30.2024.64768.3342

E-ISSN: 2676-4776 © 2025 The Author(s). Sharif Civil Engineering Journal, Published by Sharif University of Technology

This is an open access article under the CC-BY 4.0 license.

مجله علمی مهندسی عمران شریف

https://sjce.journals.sharif.edu

مقاله‌ی پژوهشی

اثر حرارت‌های زیاد آتش‌سوزی در رفتار شکل‌پذیری لرزه‌ای اتصال‌های خارجی در قاب‌های بتن مسلح

رمضانعلی ایزدیفرد* و علیرضا حاجی شعبانیان

دانشکده‌ی فنی و مهندسی، گروه عمران، دانشگاه بین‌المللی امام خمینی (ره)، قزوین.

*نویسنده مسئول (izadifard@eng.ikiu.ac.ir)

اطلاعات مقاله

تاریخ دریافت : ۱۴۰۳/۰۴/۱۷

تاریخ اصلاحیه : ۱۴۰۳/۰۶/۰۷

تاریخ پذیرش : ۱۴۰۳/۰۶/۲۸

واژگان کلیدی:

شکل‌پذیری،

اتصال‌های خارجی تیر- ستون،

بتن مسلح،

حرارت‌های زیاد،

آتش‌سوزی،

بارگذاری جانبی رفت و برگشتی.

چکیده

مطالعات تجربی در پژوهش حاضر با هدف شناخت آسیب‌پذیری لرزه‌ای اتصال‌های بتن مسلح پس از تجربه‌ی اثر حرارت‌های زیاد انجام شده است. لذا، چهار نمونه‌ی اتصال خارجی مشابه، با مقیاس $\frac{1}{3}$ ابعاد واقعی و براساس ضوابط لرزه‌ای طراحی و ساخته شده‌اند. در بررسی‌های صورت‌گرفته، رفتار یک نمونه‌ی اتصال به‌عنوان نمونه‌ی کنترلی بدون تجربه‌ی اثر حرارت و رفتار سه نمونه‌ی دیگر پس از تجربه‌ی اثر رژیم‌های حرارتی با دماهای هدف ۴۰۰، ۶۰۰، و ۸۰۰ درجه‌ی سانتی‌گراد، تحت اثر بارگذاری جانبی رفت و برگشتی بررسی شده است. طبق مشاهده‌های صورت‌گرفته، رژیم‌های حرارتی موجب تغییرات قابل‌توجهی در مود خرابی اتصال و تشدید ترک‌های برشی در هسته‌ی اتصال شده‌اند. نتایج کمّی حاصل نیز نشانگر کاهش قابل‌توجه پارامترهای قابلیت استهلاک انرژی، ضریب شکل‌پذیری، و ظرفیت بار بیشینه‌ی نمونه‌ها تحت تأثیر آسیب‌پذیری قابل‌توجه هسته‌ی اتصال پس از تجربه‌ی اثر حرارت‌های زیاد بوده است.

۱. مقدمه

طراحی لرزه‌ای مطلوب و شکل‌پذیر برای یک ساختمان قاب خمشی بتن مسلح زمانی حاصل می‌شود که با رعایت اصولی نظیر اتصال قوی– عضو ضعیف، اجتناب از انتخاب اعضاء پر فولاد، تأمین آرماتورهای عرضی کافی، و رعایت نکات مرتبط با جزئیات اجرایی خصوصاً تأمین طول گیرداری آرماتورهای طولی در نواحی اتصال‌ها، زمینه‌ی ایجاد مفصل پلاستیک در المان‌های تیر در ناحیه‌ی مجاور اتصال و قبل از وقوع انواع شکست‌های تُرد دیگر فراهم شود. در این صورت، به هنگام اثر بارهای جانبی وارده، امکان استهلاک انرژی بیشتر برای سازه فراهم می‌شود. در حقیقت سازه فرصت می‌یابد ضمن بروز رفتار شکل‌پذیر، بخش زیادی از انرژی وارده‌ی حاصل از تحریک لرزه‌ای را به‌واسطه‌ی جاری‌شدن آرماتورهای به‌کاررفته مستهلک سازد.[۱] لزوم تأمین چنین شرایطی برای مکانیسم خرابی سازه آن است که اتصال‌های موجود، عملکرد مناسب خود را در زمان واردآمدن تحریک لرزه‌ای شدید حفظ کنند.[۱ و ۲] یکی از موارد تأثیرگذار در قابلیت انتقال تنش‌های داخلی در محدوده‌ی چشمه‌ی اتصال، چسبندگی تماسی میان آرماتورها و بتن است. مطالعات پیشین نشان داده‌اند که شکست چسبندگی تماسی آرماتورهای طولی در چشمه‌ی اتصال موجب لغزش آزادانه‌ی آرماتورها به هنگام اثر بارهای جانبی رفت و برگشتی می‌شود.

همین امر منجر به تغییرشکل‌های بیش از حد اتصال تحت اثر بارهای کوچک و کاهش رفتار شکل‌پذیری و قابلیت استهلاک انرژی می‌شود.[۳]

علاوه‌بر زلزله، آتش‌سوزی نیز یک حادثه‌ی محتمل در طول عمر بهره‌برداری از سازه‌هاست و آثار مخرب حرارت‌های ناشی از آن، تهدیدکننده‌ی ایمنی سازه‌ها و ساکنان آن‌ها بشمار می‌رود.[۴] ساختمان‌های بتن مسلح به‌دلیل اشتعال‌ناپذیری ماده‌ی بتن و هدایت حرارتی پایین آن، رفتار بهتری را از حیث تاب‌آوری و حفظ پایداری حین وقوع حریق نسبت به ساختمان‌های فولادی و سازه‌های چوبی نشان داده‌اند. با این حال، بهره‌برداری از ساختمان‌های بتن مسلح پس از وقوع حریق با چالش‌های زیادی همراه است. میزان آسیب‌پذیری مشخصه‌های عملکردی، نظیر: ظرفیت باربری و شکل‌پذیری اجزاء سازه‌های بتنی بسته به گستره‌ی وقوع آتش در نواحی مختلف سازه، بیشینه‌ی درجه‌ی حرارت، مدت زمانی که سازه حرارت‌های ناشی از آتش‌سوزی را تجربه می‌کند، ضخامت پوشش بتنی، و حتی نحوه‌ی خنک‌شدن بتن پس از حریق متفاوت است.[۵] لذا، فراهم‌ساختن اطلاعات شناختی از نحوه‌ی آسیب‌پذیری اجزاء مختلف سازه‌های بتن مسلح تحت تأثیر متغیرهای مذکور می‌تواند نقش مهمی را به‌منظور اتخاذ تصمیم‌های صحیح پیرامون بهره‌برداری از آن‌ها پس از وقوع حریق ایفا کند.

استناد به این مقاله:

ایزدیفرد، رمضانعلی و حاجی شعبانیان، علیرضا، ۱۴۰۴. اثر حرارت‌های زیاد آتش‌سوزی در رفتار شکل‌پذیری لرزه‌ای اتصال‌های خارجی در قاب‌های بتن مسلح . مهندسی عمران شریف، ۴۱(۳)، صص.۷۷-۸۷. https://doi.org/10.24200/j30.2024.64768.3342

شاپا الکترونیکی: ۴۷۷۶-۲۶۷۶

حق مولف © نویسندگان

ناشر: دانشگاه صنعتی شریف

اگرچه بتن ماده‌ای اشتعال‌ناپذیر است، با این حال حرارت‌های زیاد در زمان آتش‌سوزی، تغییرات نامطلوب زیادی را در ساختار بتن و خصوصیات مقاومتی آن ایجاد می‌کند.[۶] آثار نامطلوب حرارت در ریزساختار بتن، شامل مکانیسم‌های مختلفی است. اختلاف ضرایب انبساط حرارتی سنگ‌دانه‌ها و خمیره‌ی سیمان، که منجر به ایجاد تمرکز تنش در ناحیه‌ی تماسی انتقالی داخلی در بتن می‌شود، شکل‌گیری ریزترک‌ها تحت اثر فشار منفذی بسیار زیاد حاصل از تبخیر رطوبت جذب‌شده در داخل بتن، و به‌ویژه تجزیه‌ی ژل سیلیکات کلسیم هیدراته (C-S-H) در حرارت‌های ۶۰۰ درجه‌ی سانتی‌گراد و بالاتر، منجر به افت مشخصه‌های مکانیکی و مقاومتی بتن می‌شود.[۶ و ۷] علاوه‌بر تأثیرپذیری خصوصیات بتن در اعضاء بتن مسلح، مشخصه‌های مقاومتی آرماتورهای فولادی، نظیر مقاومت تسلیم و مقاومت نهایی پسماند نیز بسته به نوع فولاد ممکن است تقلیل یابند، به نحوی که برای آرماتورهایی که به روش نورد گرم تولید می‌شوند، افت قابل‌توجه از حرارت حدود ۵۰۰ درجه آغاز می‌شود، اما به ازاء حرارت‌های کمتر از مقادیر مذکور، خواص مکانیکی پس از سردشدن آرماتورها بازیابی می‌شود.[۸] همچنین در برخی مطالعات نیز تأثیر قابل‌ملاحظه‌ی حرارت در کاهش مقاومت چسبندگی تماسی میان آرماتورها و بتن تشریح شده است.[۹]

در پژوهش‌های متعددی، رفتار اعضاء مختلف بتن مسلح پس از تجربه‌ی اثر آتش‌سوزی بررسی شده است. در برخی نوشتارها،[۱۰] عملکرد تیرهای بتن مسلح و در برخی دیگر،[۱۱] رفتار ستون‌های بتن مسلح پس از تجربه‌ی رژیم‌های حرارتی مختلف مطالعه شده است. برخی پژوهش‌ها نیز سعی بر شناخت عملکرد لرزه‌ای قاب‌های بتن مسلح پس از تجربه‌ی اثر حریق داشته‌اند. به‌عنوان نمونه، رئوف فرد و نیشی‌یاما[1] (۲۰۱۶)،[۱۲] عملکرد باربری پس از آتش‌سوزی یک قاب بتن مسلح دو طبقه را که با مقیاس $\frac{1}{2}$ در آزمایشگاه ساخته شده است، با بهره‌گیری از مطالعات عددی و انجام آزمایش تجربی بررسی کرده و دریافته‌اند که کاهش ظرفیت باربری لرزه‌ای قاب به میزان ۳۰٪ پس از اثر رژیم حرارتی استاندارد ISO -۸۳۴ به مدت زمان ۶۰ دقیقه بوده است. ژیائو[2] و همکاران (۲۰۰۸)،[۱۳] تأثیر حرارت را در عملکرد لرزه‌ای پسماند چهار قاب خمشی یک طبقه و تک‌دهانه‌ی بتن مسلح با مقیاس $\frac{1}{2}$ بررسی کرده و دریافته‌اند که اثر حرارت به‌طورکلی موجب تضعیف اتصال‌های زانویی، تغییراتی در مودهای خرابی، و کاهش قابلیت استهلاک انرژی سازه تحت اثر بارگذاری رفت و برگشتی جانبی شده است. لی[3] و همکاران (۲۰۱۹)،[۱۴] نتایجی را درخصوص تغییر مود خرابی و عملکرد لرزه‌ای قاب بتن مسلح یک طبقه و تک‌دهانه پس از تجربه‌ی آتش‌سوزی ارائه کرده‌اند؛ که در یکی از آن‌ها، مود خرابی اتصال‌ها در قاب خمشی طراحی‌شده مطابق قاعده‌ی ستون قوی– تیر ضعیف در دمای معمولی به‌صورت تشکیل مفصل خمشی در انتهای تیر بوده است، اما پس از اعمال رژیم حرارتی، تغییر مود خرابی به‌صورت ترکیب خرابی برشی و شکست چسبندگی تماسی آرماتورهای طولی ستون در نواحی اتصال مشاهده شده است.

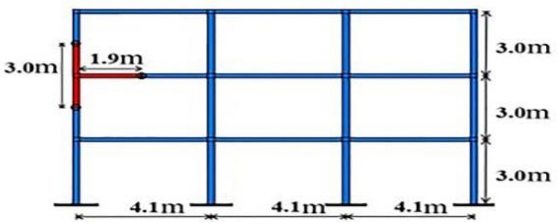
طبق بررسی‌های صورت‌گرفته توسط برخی از مطالعات پیشین، مودهای خرابی نامطلوب در نواحی اتصال‌های بتن مسلح تحت اثر بار زلزله می‌توانند موجب ایجاد تغییرشکل‌های جانبی بزرگ و نهایتاً منجر به خرابی موضعی یا حتی فروریزش سازه شوند.[۱۵] از سوی دیگر، طبق برخی مشاهده‌های قبلی،[۱۳ و ۱۴] بر روی قاب‌های بتن مسلح، وقوع آتش‌سوزی در سازه به‌دلیل آثار منفی حرارت‌های زیاد در خصوصیات مکانیکی بتن و فولاد و همچنین تضعیف چسبندگی تماسی میان بتن و فولاد می‌تواند زمینه‌ی ایجاد مودهای خرابی نامطلوب در محل اتصال‌ها و رفتار لرزه‌ای غیرشکل‌پذیر را برای قاب بتن مسلح ایجاد کند. با وجود این، هنوز مطالعات مستقل و جامعی بر روی رفتار شکل‌پذیری پسماند اتصال‌های بتن مسلح پس از تجربه‌ی حرارت‌های زیاد صورت نگرفته است. با توجه به فقدان اطلاعات پژوهشی کافی در این زمینه خصوصاً در مورد اتصال‌های خارجی، در مطالعه‌ی حاضر تلاش شده است که نتایج سودمندی با انجام آزمون‌های تجربی در این زمینه فراهم شود.

۲. بررسی‌های تجربی

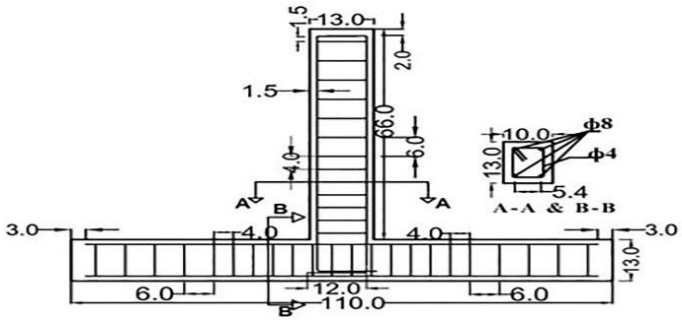
روند طی‌شده در پژوهش حاضر برای انجام بررسی‌های تجربی، شامل ساخت چهار نمونه‌ی اتصال خارجی بتن مسلح در آزمایشگاه، حرارت‌دهی سه نمونه در کوره‌ی الکتریکی، و سپس انجام آزمایش بارگذاری جانبی رفت و برگشتی بر روی نمونه‌ها در دمای محیط و همچنین پس از تجربه‌ی اثر حرارت بوده است. پس از انجام آزمون‌های بارگذاری بر روی نمونه‌های مذکور، الگوهای ترک و مکانیسم‌های شکست، منحنی‌های چرخه‌ای بار- تغییرمکان و منحنی‌های پوش حاصل و همچنین تغییرات بار بیشینه، ضرایب شکل‌پذیری، و استهلاک انرژی مطالعه و مقایسه شده است.

۳. مشخصات مصالح مصرفی و نمونه های اتصال

در مطالعه‌ی حاضر، چهار نمونه‌ی اتصال خارجی بتن مسلح با مقیاس $\frac{1}{2}$ ابعاد واقعی برای مطالعات تجربی در نظر گرفته شده است. در شکل ۱، ابعاد قابی که نمونه‌های اتصال به‌عنوان قسمت جداشده از آن در نظر گرفته شده است و



(a) قاب در نظر گرفته‌شده برای جداسازی نمونه‌ی اتصال.



(b) ابعاد هندسی و جزئیات نمونه‌های اتصال (بر حسب سانتی‌متر).

شکل ۱. ابعاد هندسی قاب بتن مسلح و جزئیات نمونه‌های اتصال مقیاس‌شده‌ی موردمطالعه.

[1] Nishiyama
[2] Xiao
[3] Li

جدول ۱. نسبت‌های وزنی مصالح در طرح اختلاط بتن مصرفی.

Gravel	Sand	Cement	Water
1.76	1.9	1	0.675

جدول ۲. متوسط مقاومت‌های فشاری اندازه‌گیری‌شده از بتن‌های ساخته‌شده برای نمونه‌های اتصال.

Specimen	Test condition	Average compressive strength of concrete(Mpa)			
				56-day	
		7-day	28-day	Without fire exposure	24 hours after exposure to fire
SP1	Ambient temperature	18.1	24.7	32.6	-
SP2	Exposed to a 400 °C heating regime	18.9	25.1	31.7	27.1
SP3	Exposed to a 600 °C heating regime	20.1	26.8	34.1	19.2
SP4	Exposed to a 800 °C heating regime	18.3	24.2	31.2	9.6

همچنین جزئیات نمونه‌های اتصال مشاهده می‌شود. فرض شده است که نمونه‌های مطالعه‌شده در پژوهش حاضر، قسمت‌های قرمزرنگ جداشده از نقاط میانی تیر و ستون‌های منتهی به محل اتصال خارجی هستند، که به‌صورت مقیاس‌شده در آزمایشگاه مطالعه شده‌اند. به‌عبارتی دیگر، فرض بر این بوده است که نقاط جداسازی منطبق بر نقاط عطف لنگر خمشی در المان‌های مذکور از قاب شکل ۱- الف تحت بار جانبی زلزله هستند. ابعاد هندسی و جزئیات آرماتورهای طراحی‌شده برای نمونه‌های اتصال نیز در شکل ۱- ب مشاهده می‌شوند؛ که در هر چهار نمونه به‌طوریکسان تکرار شده است. طراحی اعضاء تیر و ستون و جزئیات چشمه‌ی اتصال برای نمونه‌های مذکور مطابق دستورالعمل‌های طراحی لرزه‌ای در استانداردهای ACI۳۱۸-۱۹ ،[۱۶] و ACI۳۵۲R-۰۲،[۱۷] و برای سطح شکل‌پذیری معمولی صورت گرفته است. طراحی برشی اتصال مطابق روابط ارائه‌شده در استانداردهای مذکور برای نیروی برشی طراحی و مقاومت برشی اتصال صورت گرفته است. ضوابط استانداردهای اخیر برای جزئیات قلاب‌های لرزه‌ای (خاموت‌های عرضی با خم ۱۳۵ درجه) و فواصل آن‌ها رعایت شده است. همچنین طول قلاب مهاری با خم ۹۰ درجه برای آرماتورهای طولی تیر در ناحیه‌ی چشمه‌ی اتصال براساس ضوابط تعیین طول مهاری برای آرماتورهای مذکور در کشش و فشار برابر ۱۲ سانتی‌متر تعیین شده است.

در مطالعه‌ی حاضر، بتن مصرفی برای ساخت نمونه‌های اتصال، بتن معمولی با رده‌ی مقاومتی ۲۵ مگاپاسکال بوده و طرح اختلاط به‌کاررفته در جدول ۱ ارائه شده است.

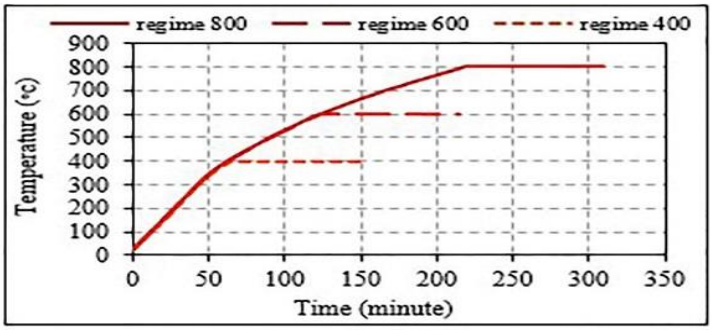
سیمان مصرفی از نوع سیمان پرتلند تیپ ۲، سنگ‌دانه‌ها از نوع سنگ‌دانه‌های شکسته‌شده با توزیع دانه‌بندی استاندارد، و اندازه‌ی بیشینه‌ی بُعد سنگ‌دانه‌ها نیز ۹/۵ میلی‌متر بوده است. آرماتورهای طولی آجدار در اعضاء تیر و ستون از نوع AII به‌کار رفته است. مقادیر مقاومت‌های تسلیم و نهایی آرماتورهای مذکور با انجام آزمون کشش مستقیم به‌ترتیب برابر ۳۶۵ و ۵۴۰ مگاپاسکال و مدول الاستیک برابر $۲/۰۲\times ۱۰^{۵}$ مگاپاسکال اندازه‌گیری شده است. همچنین فولاد به‌کاررفته برای قلاب‌های لرزه‌ای (خاموت‌های عرضی با خم ۱۳۵°) از نوع فولاد نرمه بوده و مقادیر متوسط مقاومت‌های تسلیم و نهایی و مدول الاستیک حاصل از آزمایش کشش مستقیم به‌ترتیب برابر ۲۳۶، ۳۴۹، و $۲/۰۵\times ۱۰^{۵}$ مگاپاسکال تعیین شده است.

۴. ساخت و آماده‌سازی نمونه‌ها

در پژوهش حاضر، طرح اختلاط بتن و روند بتن‌ریزی در قالب، برای هر چهار نمونه‌ی اتصال به نحو مشابهی تکرار شده است. همچنین، با استفاده از بتن آماده‌شده برای هر نمونه‌ی اتصال، ۱۲ نمونه‌ی مکعبی با طول اضلاع ۱۰ سانتی‌متر به‌منظور تعیین مقاومت فشاری بتن مصرفی در سنین معین آماده شده است. ۲۴ ساعت پس از بتن‌ریزی، نمونه‌ها از داخل قالب‌ها خارج شده و تحت عمل‌آوری قرار گرفته‌اند. عمل‌آوری بتن برای کلیه‌ی نمونه‌ها تا پایان سن ۲۸ روز انجام شده است؛ که در مدت مذکور، نمونه‌ها با نگهداری در گونی خیس و پلاستیک عمل‌آوری شده‌اند. پس از پایان عمل‌آوری، نمونه‌ها تا سن ۵۵ روز در محیط آزمایشگاه (با دمای متوسط ۲۸ درجه) نگهداری شده و اعمال رژیم‌های حرارتی بر روی سه نمونه‌ی اتصال حرارتی در سن ۵۵ روز صورت گرفته است. نمونه‌های اتصال در پژوهش حاضر مطابق جدول ۲ نامگذاری شده‌اند. همچنین، مقادیر متوسط مقاومت‌های فشاری برای بتن در هر نمونه‌ی اتصال در سن‌های مختلف در جدول ۲ ارائه شده‌اند؛ که حاصل آزمون‌های فشاری بر روی سه نمونه‌ی مکعبی هستند. مطابق جدول اخیر، مقاومت‌های فشاری بتن مصرفی برای نمونه‌های حرارت‌دیده در سن ۵۶ روز در دو حالت تعیین شده است، که شامل مقاومت فشاری متوسط بتن کلیه‌ی نمونه‌های اتصال بدون تجربه‌ی اثر حرارت و همچنین مقاومت فشاری پسماند بتن نمونه‌های حرارت‌دیده در زمان ۲۴ ساعت پس از اثر حرارت هستند.

۵. رژیم‌های حرارتی

اعمال رژیم‌های حرارتی متناظر با دماهای هدف ۴۰۰، ۶۰۰، و ۸۰۰ درجه‌ی سانتی‌گراد بر نمونه‌ها در سن ۵۵ روز و مطابق منحنی‌های حرارتی شکل ۲- الف صورت گرفته است. رژیم‌های حرارتی مذکور با قراردادن نمونه‌های اتصال و نمونه‌های مکعبی متناظر درون کوره‌ی الکتریکی نشان داده‌شده در شکل ۲- ب با ظرفیت حرارتی ۱۲۰۰ درجه‌ی سانتی‌گراد اعمال شده است. حرارت‌دهی



(a) رژیم‌های حرارتی



(b) محفظهٔ کورهٔ الکتریکی

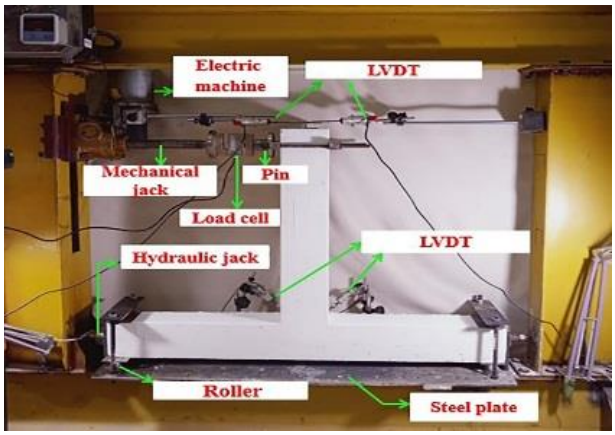
شکل ۲. رژیم‌های حرارتی و کوره‌ی الکتریکی به‌کاررفته به‌منظور اعمال اثر آتش‌سوزی در نمونه‌های اتصال بتن مسلح.

نمونه‌ها در داخل کوره‌ی الکتریکی از دمای محیط آغاز شده و مطابق منحنی‌های حرارتی در شکل ۲- الف پایان یافته است. در هر سه رژیم حرارتی، بلافاصله پس از رسیدن درجه‌ی حرارت در محفظه‌ی داخل کوره به دمای هدف، نمونه‌ها به‌مدت ۹۰ دقیقه در معرض دمای نهایی ذکرشده قرار گرفته و سپس حرارت‌دهی متوقف و نمونه‌ها به‌صورت طبیعی خنک شده‌اند. لذا در مجموع، مدت حرارت‌دهی نمونه‌ها در رژیم‌های حرارتی ۴۰۰، ۶۰۰، و ۸۰۰ درجه، به‌ترتیب برابر ۱۵۵، ۲۱۵، و ۳۱۰ دقیقه بوده است. مدت زمان نگهداشت دمای هدف با توجه به نتایج مطالعه‌ی وانگ[۴] و همکاران (۲۰۲۱)،[۱۸] در نظرگرفته شده است؛ که طبق نتایج آن، زمان ۹۰ دقیقه برای نگهداشت دمای هدف، تأثیر قابل‌ملاحظه‌ای در تغییر مود خرابی و عملکرد اتصال داخلی بتن مسلح پس از تجربه‌ی حرارت‌های حریق داشته است.

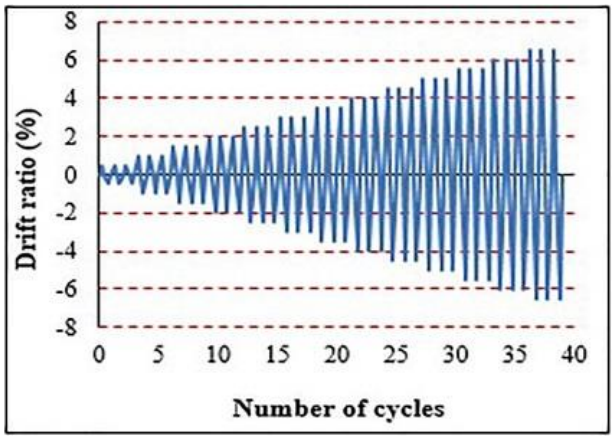
۶. آزمون بارگذاری چرخه‌ای

انجام آزمون‌های بارگذاری جانبی رفت و برگشتی بر روی کلیه‌ی نمونه‌های اتصال در سن ۵۶ روز صورت گرفته است، به‌نحوی که نمونه‌های حرارت‌دیده، ۲۴ ساعت پس از اعمال حرارت (در سن ۵۵ روزه) و بعد از خنک‌شدن به‌صورت طبیعی تحت بارگذاری قرار گرفته‌اند. پیکربندی آزمون بارگذاری مطابق شکل ۳ بر روی یک قاب فولادی مستقر در آزمایشگاه دانشگاه امام خمینی (ره) فراهم شده است؛ که مطابق آن، استقرار نمونه‌ها بر روی قاب بارگذاری به‌نحوی انجام شده است که المان تیر به‌صورت قائم و المان‌های ستون به‌صورت افقی بر روی صفحه‌ی فولادی متصل بر روی قاب بارگذاری، که در راستای اعمال بار مقید بوده است، قرار گرفته و محل اثر بار جانبی به فاصله‌ی ۳/۵ سانتی‌متر از انتهای فوقانی المان تیر تعیین شده است. چنانکه پیشتر نیز ذکر شده است، با توجه به اینکه نمونه‌های اتصال در مطالعه‌ی حاضر به‌عنوان نواحی جداشده از محل نقاط عطف لنگر خمشی در اعضاء منتهی به محل اتصال خارجی در یک قاب خمشی تحت بار زلزله فرض شده‌اند، تکیه‌گاه‌های غلطکی برای تأمین شرایط متناسب با فرض مذکور بر روی صفحه‌ی نشیمن فولادی منظور شده است. به همین دلیل در محل اعمال بار به انتهای تیر نیز شرایط مفصلی در حد فاصل بین جک و تسمه‌ی فولادی در برگیرنده‌ی انتهای تیر فراهم شده است.

اعمال بار افقی بر روی نمونه‌های اتصال توسط یک جک مکانیکی متصل به موتور الکتریکی قرارگرفته بر روی قاب بارگذاری انجام شده و ظرفیت اعمال نیرو ۵ تن بوده است. همچنین به‌منظور درنظرگرفتن اثر بار محوری ستون‌ها، بار فشاری به میزان ۲۰٪ از ظرفیت فشاری خالص مقطع و با استفاده از یک جک هیدرولیکی با ظرفیت ۲۰ تن تأمین شده است. همچنین به‌منظور ثبت



شکل ۳. پیکربندی آزمون بارگذاری.



شکل ۴. تاریخچه‌ی بارگذاری تغییرمکان– کنترل.[۱۹ و ۲۰]

تغییرمکان‌های عضو قائم (تیر) در چرخه‌های مختلف بارگذاری رفت و برگشتی و استخراج منحنی‌های بار- تغییرمکان از دو حسگر مبدل تغییرمکان خطی (LVDT)[۵] با ظرفیت اندازه‌گیری تغییرمکان ۷/۵ سانتی‌متر در محل رأس عضو قائم اتصال (تیر) استفاده شده است. حسگرهای تغییرمکان همراه با حسگر اندازه‌گیری بار (لود سل)[۶] به یک دستگاه ثبت داده[۷] متصل شده و ثبت تغییرات پارامترهای بار و تغییرمکان توسط آن‌ها حین انجام آزمون‌ها صورت گرفته است. بارگذاری به‌کاررفته برای آزمون بارگذاری رفت و برگشتی به‌صورت تغییرمکان- کنترل و طبق پروتکل پرکاربردی بوده است، که در برخی مطالعات[۱۹ و ۲۰] نیز به‌کار رفته است. پروتکل بارگذاری مذکور در شکل ۴ مشاهده می‌شود.

[4] Wang
[5] LVDT
[6] Load cell
[7] Data logger

۷. بحث پیرامون نتایج

۱.۷. مود خرابی و الگوی ترک‌خوردگی نمونه‌ها

به‌منظور تجزیه‌وتحلیل دقیق مودهای خرابی و مقایسه‌ی روند شکل‌گیری ترک‌ها در نمونه‌های اتصال با یکدیگر، ترک‌های ایجادشده به هنگام اعمال بارگذاری، در پایان سومین سیکل از هر یک از سطوح تغییرمکان جانبی با رنگ‌های متمایز علامت‌گذاری شده‌اند. بر این اساس، رنگ‌ها و سطوح تغییرمکان جانبی متناظر در جدول ۳ ارائه شده‌اند. در شکل ۵، نیز مودهای خرابی برای نمونه‌های اتصال بررسی‌شده در مطالعه‌ی حاضر مشاهده می‌شود.

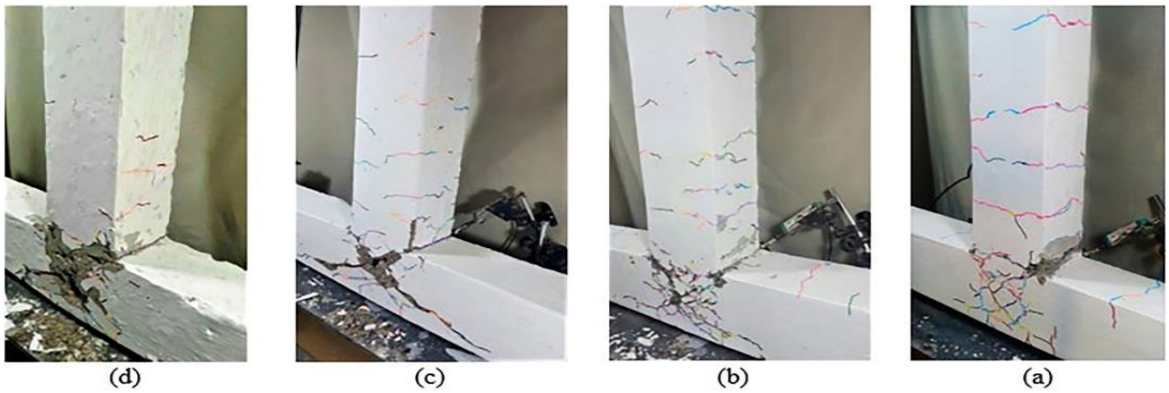
مود گسیختگی نهایی نمونه‌ی کنترلی SP1 در پایان نسبت تغییرمکان جانبی ۶/۵ ٪ در شکل ۵- الف مشاهده می‌شود. شکل‌گیری ترک‌ها برای نمونه‌ی SP1 به نحوی بوده است که اغلب ریزترک‌ها تا پایان نسبت تغییرمکان جانبی ۰/۱٪ از نوع خمشی بوده و در فواصل مختلف از مرز مشترک اتصال تیر و ستون توزیع شده‌اند. روند توسعه‌ی ترک‌خوردگی در سیکل‌های بعدی به‌صورت تشکیل هم‌زمان ریزترک‌های خمشی بر روی وجوه المان تیر و ریزترک‌های مورب در هسته‌ی اتصال ادامه یافته است؛ به نحوی که از میان ترک‌های جدید تا پایان نسبت تغییرمکان جانبی ۴/۵٪، شمار ریزترک‌های مورب در هسته‌ی اتصال اندکی بیشتر از ترک‌های خمشی بوده است. اما افزایش پهنای بازشدگی برای ترک خمشی امتدادیافته در وجه کناری تیر در مجاورت مرز مشترک اتصال پس از باز و بسته‌شدن‌های متوالی و همچنین ظهور حرکت گهواره‌ای[8] المان تیر در ناحیه‌ی هسته‌ی اتصال، نشان‌دهنده‌ی شکل‌گیری مفصل پلاستیک خمشی در ناحیه‌ی اخیر شده است. توسعه‌ی مفصل خمشی در انتهای تیر در مجاورت مرز مشترک اتصال به‌نحوی صورت گرفته است که پهنای بازشدگی ترک خمشی در وجه کناری تیر به حدود ۸ میلی‌متر در سومین سیکل از نسبت تغییرمکان جانبی ۵/۵٪ رسیده است. در سیکل‌های بعدی نیز خردشدگی بتن تحت تأثیر حرکت گهواره‌ای تیر حول مفصل پلاستیک خمشی موجب تشدید خرابی بتن در این محل شده است.

در شکل ۵- ب، مود گسیختگی نمونه‌ی SP2 در پایان نسبت تغییرمکان جانبی ۶٪ مشاهده می‌شود. برای نمونه‌ی اخیر تا پایان نسبت تغییرمکان ۲/۵٪، سهم ریزترک‌های مورب ایجادشده در هسته‌ی اتصال از ترک‌های جدید بیشتر از ریزترک‌های خمشی بوده است. با افزایش سطوح تغییرمکان جانبی، اگرچه در قسمت‌های مختلف تیر، ترک‌های خمشی جدیدی با طول امتداد کوتاه از مبدأ ریزترک‌های حرارتی شکل گرفته است، اما افزایش ترک‌های مورب در هسته‌ی اتصال با سرعت قابل‌توجهی پیشروی کرده است. بدین ترتیب تا پایان نسبت تغییرمکان جانبی ۴/۵٪، رشد عرض ترک‌های مورب و گسترش امتداد آن‌ها در راستای تنش‌های اصلی در هسته‌ی اتصال نشان داده است، که مود شکست به‌صورت خرابی تُرد برشی در حال پیشروی است. همچنین پس از باز و بسته شدن‌های متعدد ترک‌های قطری در سیکل‌های مختلف، گسترش آن‌ها به بیرون از هسته‌ی اتصال و امتدادیافتن آن‌ها در راستای آرماتورهای طولی در ستون‌ها موجب تشکیل ناحیه‌ی گوه‌ای (گوه‌ی گسیختگی) در میان ترک‌های اخیر شده است. بنابراین به نظر می‌رسد که زوال چسبندگی تماسی در قسمت تحتانی چشمه‌ی اتصال رخ داده است و لذا لغزش آرماتورهای طولی در ناحیه‌ی گسیختگی محتمل به‌نظر می‌رسد.

در شکل ۵- ث، مود خرابی نمونه‌ی SP3 در پایان نسبت تغییرمکان جانبی ۶٪ مشاهده می‌شود. روند شکل‌گیری ریزترک‌ها برای نمونه‌ی اخیر به‌نحوی آغاز شده است که اغلب آن‌ها تا نسبت تغییرمکان جانبی ۱/۵٪ به‌صورت قطری و در امتداد تنش‌های اصلی در هسته‌ی اتصال شکل گرفته‌اند. بنابراین، در سطوح تغییرمکان اولیه، ظهور ترک‌های برشی در محدوده‌ی هسته‌ی اتصال در

جدول ۳. درصد نسبت‌های تغییرمکان جانبی متناظر با رنگ‌های به‌کاررفته به‌منظور تشخیص ترک‌ها در سطوح عملکرد مختلف.

Color	Light green	Purple	Pink	Light blue	Orange	Dark green	Dark red	Yellow	Dark blue	Black
Specimen SP1	-	0.5	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4	4.5 and higher
Heated specimens	0.5	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5.0 and higher



شکل ۵. مودهای خرابی نهایی نمونه‌های اتصال: (a) SP1، (b) SP2، (c) SP3، و (d) SP4.

[8] Rocking movement

مقایسه با نمونه‌های SP1 و SP2 به نحو آشکاری تسریع شده است. در سطوح عملکرد متناظر با نسبت‌های تغییرمکان جانبی ۲ و ۲/۵ درصد، نیز بیشتر ترک‌های جدید به‌صورت ترک‌های قطری در هسته‌ی اتصال شکل گرفته‌اند. گسترش طول امتداد ترک‌های برشی و افزایش عرض آن‌ها در سیکل‌های بعدی با سرعت قابل‌توجهی به وقوع پیوسته است. در سیکل‌های پس از نسبت تغییرمکان جانبی ۴/۵٪، ریزش اجزاء بتن حول محل تلاقی راستاهای اصلی تنش، به‌تدریج آغاز شده است. وقوع مکانیسم خرابی ریزشی مذکور تحت تأثیر اعوجاج برشی در ناحیه‌ی هسته‌ی اتصال و به‌دلیل تضعیف پیوند داخلی میان اجزاء بتن (سنگ‌دانه‌ها و خمیره‌ی سیمان) تحت اثر حرارت ۶۰۰ درجه صورت پذیرفته است. بدین ترتیب، گسترش امتداد ترک‌های قطری و افزایش پهنای آن‌ها توأم با خرابی ریزشی نسبتاً نرم بتن پیرامون محل تلاقی ترک‌های قطری و همچنین در امتداد آن‌ها موجب تشدید خرابی در چشمه‌ی اتصال شده است. در همین حال، تشکیل ناحیه‌ی گوه‌ای‌شکل محصور میان ترک‌های قطری در قسمت تحتانی هسته‌ی اتصال کاملاً مشهود است. گوه‌ی گسیختگی مذکور در هسته‌ی اتصال به‌صورت عمیق‌تری نسبت به نمونه‌ی SP2 ایجاد شده است. همچنین، محدوده‌ی شکل‌گیری آن به‌دلیل گسترش زیاد ترک‌های قطری در امتداد راستای آرماتورهای طولی ستون‌ها وسیع‌تر شده است. این گسترش قابل‌توجه و بازشدگی عمیق ترک‌های قطری را می‌توان نشانگر زوال قابل‌توجه چسبندگی تماسی آرماتورهای طولی در ناحیه‌ی تحتانی چشمه‌ی اتصال دانست و لذا لغزش آرماتورهای طولی در در این محدوده در اثر شکست پیوند آرماتورها و بتن در محل ترک‌ها بسیار محتمل به‌نظر می‌آید. برای نمونه‌ی SP3 پس از پایان بارگذاری، آثاری از بازشدگی یا گسیختگی در قلاب‌های لرزه‌ای مشاهده نشده است.

مود خرابی نمونه‌ی SP4 در پایان نسبت تغییرمکان جانبی ۶٪ در شکل ۵ ملاحظه می‌شود. برای نمونه‌ی SP4، شکل‌گیری ترک‌ها به‌گونه‌ای آغاز شده است که بیشتر ترک‌های ظاهرشده تا پایان نسبت تغییرمکان جانبی ۲/۵٪ از نوع ترک‌های مورب داخل هسته‌ی اتصال بوده است. در سطوح عملکرد بعدی، ضمن ایجاد ریزترک‌های مورب جدید در هسته‌ی اتصال، عرض ترک‌های قطری قبلی نیز افزایش یافته است؛ به‌نحوی که شکل‌گیری خرابی در محل ترک‌ها با شکنندگی کمتری در مقایسه با دو نمونه‌ی حرارتی قبلی همراه بوده است. ریزش تدریجی اجزاء بتن پیرامون محل تلاقی راستاهای اصلی تنش، تحت تأثیر اعوجاج برشی در هسته‌ی اتصال، در نسبت تغییرمکان جانبی ۴/۵٪ آغاز و ادامه‌ی روند توسعه‌ی آن در سیکل‌های بعدی با شدت بیشتری نسبت به نمونه‌ی SP3، موجب خرابی بتن در داخل هسته‌ی اتصال شده است. مکانیسم خرابی مذکور عمدتاً به شکل شکست نسبتاً نرم پیوند داخلی میان سنگ‌دانه‌ها و خمیره‌ی سیمان تضعیف‌شده تحت اثر حرارت رخ داده و به تدریج با ایجاد خرابی عمیق در هسته‌ی اتصال، مشارکت قابل‌توجهی را در ایجاد گسیختگی با افزایش سطح تغییرمکان جانبی نشان داده است. هم‌زمان با غالب‌شدن مکانیسم خرابی ریزشی ذکرشده‌ی نسبتاً نرم در نسبت‌های تغییرمکان بالای ۴/۵ ٪ ، طول امتداد ترک‌های قطری و ناحیه‌ی گوه‌ای‌شکل محصور تقریباً ثابت مانده است؛ اما ریزش اجزاء بتن تحت تأثیر افزایش اعوجاج برشی در هسته‌ی اتصال شدت یافته است. پس از نمایان‌شدن قسمت‌هایی از آرماتورهای قلاب لرزه‌ای در ناحیه‌ی گوه‌ای‌شکل مذکور در پایان بارگذاری، آثاری از بازشدگی و یا گسیختگی در آن‌ها مشاهده نشده است.

با توجه به تأثیر قابل‌توجه خرابی ریزشی نسبتاً نرم بتن هسته‌ی اتصال در روند



شکل۶. آثار خرابی‌های ریزشی بتن پس از پایان نسبت تغییرمکان جانبی ۶٪ در نمونه‌های: (a) SP3 و (b) SP4.

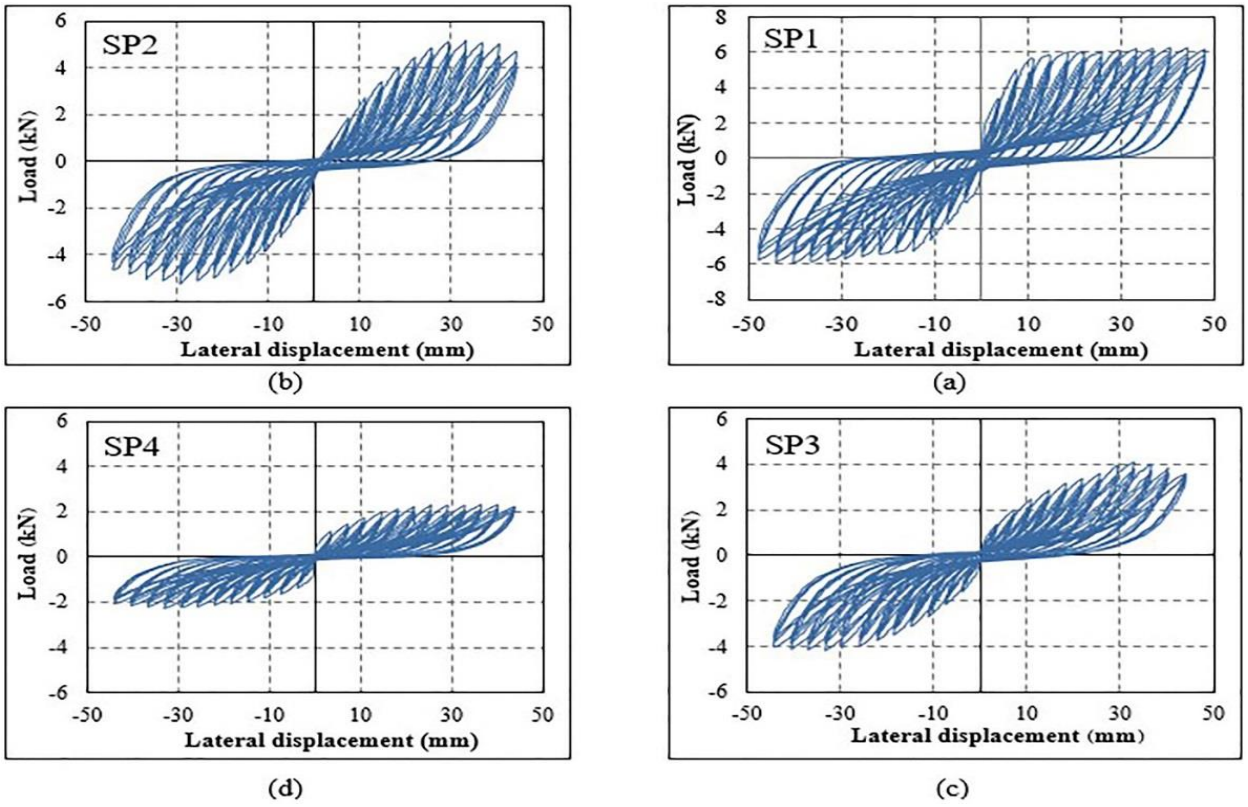
توسعه‌ی گسیختگی در دو نمونه‌ی SP3 و SP4، آثار خرابی‌های ریزشی و تجمع اجزاء جداشده‌ی بتن در زیر نمونه‌های اتصال حرارت‌دیده‌ی اخیر در شکل ۶ مشاهده می‌شود.

۲.۷. رفتار چرخه‌ای نمونه‌های اتصال

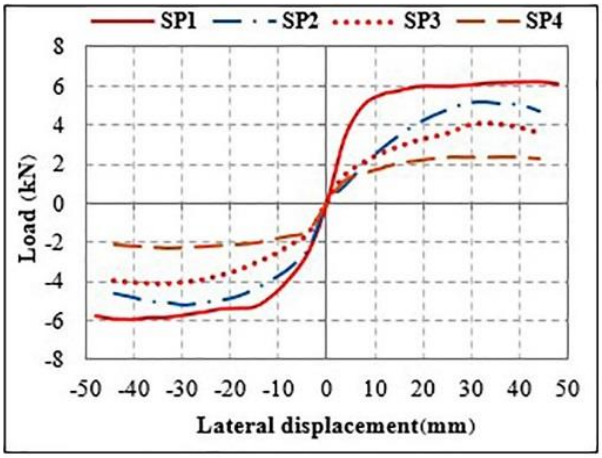
منحنی‌های بار- تغییرمکان چرخه‌ای، که از ثبت تغییرمکان‌های جانبی رأس اتصال‌ها در سیکل‌های بارگذاری رفت و برگشتی حاصل شده‌اند، در شکل ۷ مشاهده می‌شود. همان‌گونه که انتظار می‌رفت، بهترین رفتار مربوط به نمونه‌ی کنترلی SP1 بوده است؛ که برای آن، یک پاسخ بار- تغییرمکان مطلوب با روند صعودی تا نسبت‌های تغییرمکان ۶ و ۵/۵ درصد، به‌ترتیب برای راستاهای مثبت و منفی بارگذاری به‌دست آمده است. تغییرات بار در هر دو راستا، افت اندکی را در مقادیر بار نهایی در آخرین سطح عملکرد (نسبت تغییرمکان جانبی ۶/۵٪) نسبت به بارهای بیشینه‌ی مثبت و منفی نشان داده است. همچنین جمع‌شدگی در حلقه‌های رفتاری برای نمونه‌ی کنترلی به نحو قابل‌توجهی کمتر از سه نمونه‌ی حرارت‌دیده بوده است. لذا نمونه‌ی کنترلی با بروز یک پاسخ رفتاری شکل‌پذیر، عملکرد مطلوبی را تا پایان نسبت تغییرمکان جانبی ۶/۵٪ ارائه کرده است.

منحنی‌های بار- تغییرمکان سه نمونه‌ی حرارت‌دیده، تفاوت‌های چشمگیری را با نمونه‌ی کنترلی نشان می‌دهند. آثار جمع‌شدگی در حلقه‌های بار- تغییرمکان برای هر سه نمونه‌ی اتصال مذکور قابل‌توجه بوده و با افزایش دمای هدف، جمع‌شدگی به‌نحو قابل‌توجهی افزایش یافته است. این رفتار را می‌توان ناشی از گسترش ترک‌های قطری و لغزش احتمالی آرماتورهای طولی در چشمه‌ی اتصال دانست، که انتظار می‌رود لغزش آرماتورها با افزایش حرارت به‌دلیل تضعیف بیشتر چسبندگی تماسی میان آرماتورها و بتن تشدید یابد. تفاوت مهم دیگر، به مقادیر بار بیشینه برای نمونه‌های قرارگرفته در معرض حرارت مربوط می‌شود. مقادیر کاهش بار بیشینه برای نمونه‌های اتصال‌های SP2، SP3 ، و SP4 در مقایسه با نمونه‌ی کنترلی به‌ترتیب برابر ۱۶/۱، ۳۳/۳، و ۶۲/۳ درصد تعیین شده است. همچنین از مقایسه‌ی منحنی‌های مذکور می‌توان دریافت که سطح محصور در حلقه‌های بار- تغییرمکان، که بیانگر استهلاک انرژی تحت بار جانبی است، برای نمونه‌های قرارگرفته در معرض حرارت، به‌نحو قابل‌توجهی در مقایسه با نمونه‌ی کنترلی کاهش یافته است.

زیاد نسبت به نمونه‌ی کنترلی SP1 نشان داده‌اند. افزایش دمای هدف در رژیم‌های حرارتی منجر به تشدید کاهش در ظرفیت باربری نمونه‌ها در کلیه‌ی تغییرمکان‌های جانبی شده است. همچنین از بررسی شکل ۸ می‌توان دریافت

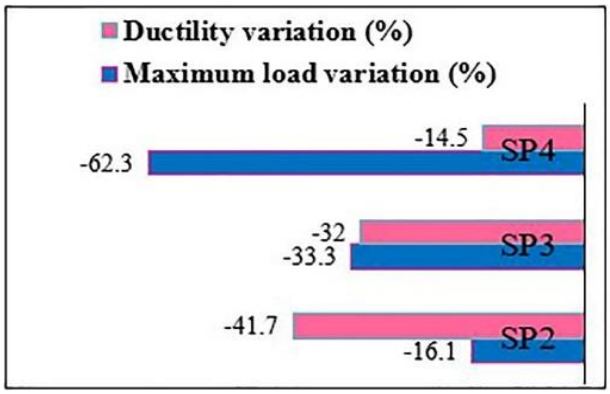


شکل ۷. منحنی‌های چرخه‌ای بار- تغییرمکان نمونه‌های اتصال: (a) S1، (b) SP2، (c) SP3،(d) SP4.



شکل۸. منحنی‌های پوش بار- تغییرمکان نمونه‌های اتصال.

که برای نمونه‌ی کنترلی، بار بیشینه‌ی منفی در تغییرمکان جانبی۴۰/۴ میلی‌متر (نسبت تغییرمکان جانبی ۵/۵٪) و بار بیشینه‌ی مثبت در تغییرمکان جانبی ۴۴/۱ میلی‌متر (نسبت تغییرمکان جانبی ۶٪) رخ داده است. این در حالی است که برای نمونه‌های حرارت‌دیده بارهای بیشینه‌ی مثبت و منفی در تغییرمکان‌های جانبی کمتر، ۲۹/۴ یا ۳۳/۱ میلی‌متر (نسبت‌های تغییرمکان ۴ یا ۴/۵ درصد) اتفاق افتاده است. همچنین روند افت بار پس از بار بیشینه در منحنی‌های پوش مربوط به نمونه‌های حرارت‌دیده، سریع‌تر از نمونه‌ی کنترلی بوده است. در شکل ۹، درصد تغییرات بار بیشینه‌ی نمونه‌های حرارت‌دیده نسبت به نمونه‌ی کنترلی مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، بیشترین کاهش در ظرفیت بار مربوط به رژیم حرارتی ۸۰۰ درجه با مقدار کاهش ۶۲/۳٪ بوده است.



شکل ۹. درصد تغییرات بار بیشینه و ضریب شکل‌پذیری برای نمونه‌های حرارت‌دیده نسبت به نمونه‌ی کنترلی.

۳.۷. تغییرات ضریب شکل‌پذیری

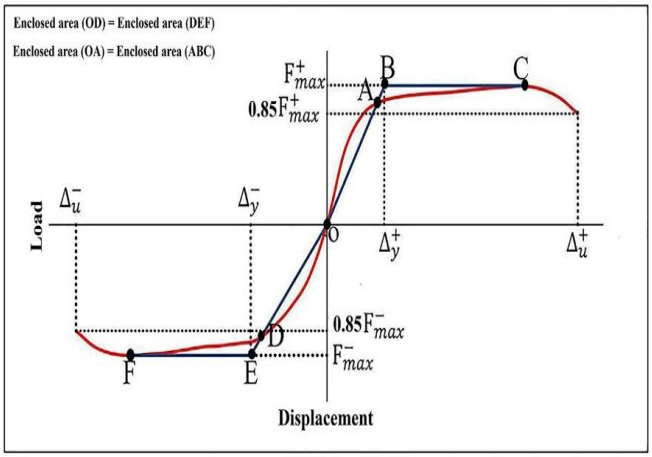
مفهوم شکل‌پذیری در مطالعات رفتار سازه‌ها به‌منظور ارزیابی قابلیت تحمل تغییرشکل‌های غیرالاستیک بدون کاهش قابل‌ملاحظه در مقاومت، قابلیت استهلاک انرژی، و سختی به‌کار می‌رود. ضریب شکل‌پذیری (μ) برای هر یک از نمونه‌های اتصال مطابق رابطه‌ی ۱ به‌صورت نسبت تغییرمکان نهایی به تغییرمکان تسلیم تعیین می‌شود؛ که در آن، Δ_y تغییرمکان تسلیم متوسط و Δ_u تغییرمکان نهایی متوسط نمونه‌ی اتصال هستند. تعیین تغییرمکان تسلیم نمونه‌ها برای هر دو راستای اعمال بار با استفاده از شیوه‌ی ترسیم منحنی دوخطی معادل منحنی پوش بار- تغییرمکان و براساس رویکرد تعادل انرژی در مطالعه‌ی چوا[9] و همکاران (۲۰۲۲)،[۲۱] صورت گرفته است. همچنین تغییرمکان Δ_u برای هر راستای بارگذاری برابر سطحی از تغییرمکان جانبی است، که پس از شروع به افت باربری در منحنی‌های بار- تغییرمکان، مقدار بار جانبی به ۸۵٪

[9] Choi

جدول۴. مقادیر تغییر مکان‌های تسلیم، تغییر مکان‌نهایی، بار تسلیم، بار نهایی و نسبت‌های شکل‌پذیری نمونه‌های اتصال.

Specimen	Δ_y(mm)	Δ_u(mm)	F_y(KN)		F_u(KN)		Ductility ratio
			+	-	+	-	
SP1	11.9	47.8	5.48	5.70	6.21	5.90	4.0
SP2	15.7	36.7	4.16	2.98	5.21	5.19	2.3
SP3	14.8	40.4	2.91	2.86	4.12	4.14	2.7
SP4	11.8	40.4	1.89	1.70	2.34	2.29	3.4

Δ_y : تغییرمکان تسلیم متوسط، Δ_u : تغییرمکان نهایی متوسط، F_y : بار تسلیم، F_u : بار نهایی

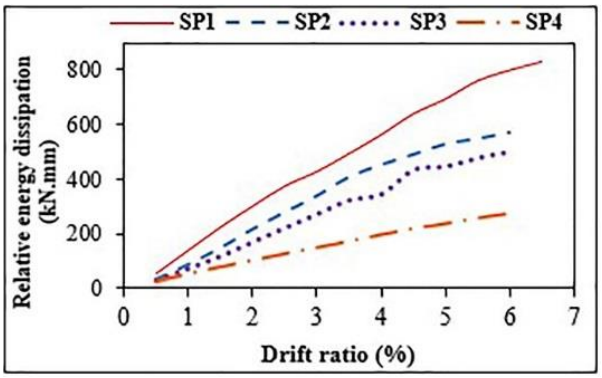


شکل۱۰. تعیین منحنی‌های دوخطی معادل پوش بار- تغییرمکان برای هر دو راستای بارگذاری براساس روش تعادل انرژی.

از بار بیشینه در آن راستا تقلیل یافته است. روند تعیین منحنی‌های دوخطی مطابق رویکرد تعادل انرژی به‌صورت شماتیک در شکل ۱۰ مشاهده می‌شود. همچنین در جدول ۴، تغییرمکان‌های تسلیم و بارهای متناظر (F_y)، بارهای بیشینه‌ی ثبت‌شده (F_{max})، و تغییرمکان‌های متناظر و همچنین ضرایب شکل‌پذیری برای کلیه‌ی نمونه‌ها ارائه شده است. همچنین، در شکل ۹، درصد تغییرات ضریب شکل‌پذیری برای نمونه‌های حرارت‌دیده نسبت به نمونه‌ی کنترلی مشاهده می‌شود.

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \qquad (1)$$

مطابق جدول ۴، بیشترین مقدار ضریب شکل‌پذیری برابر ۴/۰۰ و متعلق به نمونه‌ی کنترلی بوده و اثر حرارت موجب کاهش در ضرایب شکل‌پذیری نمونه‌های اتصال شده است؛ به نحوی که بیشترین مقدار کاهش ضریب شکل‌پذیری مربوط به نمونه‌ی SP2 بوده است، که رژیم حرارتی ۴۰۰ درجه موجب کاهش قابل‌توجه در مقدار آن به میزان ۴۱/۷٪ شده است. کمترین مقدار کاهش پارامتر ضریب شکل‌پذیری نیز مربوط به نمونه‌ی SP4 بوده است، که اثر رژیم حرارتی ۸۰۰ درجه در آن موجب کاهش ضریب شکل‌پذیری به میزان ۱۴/۵٪ در مقایسه با نمونه‌ی کنترلی شده است. بر این اساس مشاهده می‌شود که نسبت به نمونه‌ی SP2، اثر رژیم‌های حرارتی ۶۰۰ و ۸۰۰ درجه، افت کمتری را در مقادیر ضرایب شکل‌پذیری برای نمونه‌های SP3 و SP4 موجب شده است. لذا پارامتر ضریب شکل‌پذیری، روند تغییرات متفاوتی را در مقایسه با ظرفیت باربری نشان داده است. دلیل اصلی این روند متفاوت را

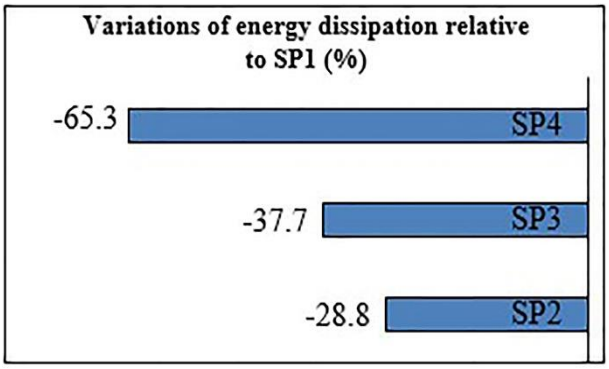


شکل ۱۱. مقایسه‌ی روند تغییرات استهلاک انرژی نمونه‌های اتصال.

می‌توان در تضعیف چشمگیر خصوصیات مکانیکی بتن (تحت رژیم‌های حرارتی۶۰۰ و ۸۰۰ درجه) و همچنین در خرابی ریزشی بتن در ناحیه‌ی چشمه‌ی اتصال یافت، به نحوی که اثر اعوجاج برشی در هسته‌ی اتصال و باز و بسته شدن ترک‌ها در سیکل‌های بارگذاری موجب شده است که پیوند ضعیف میان اجزاء بتن حرارت‌دیده طی سیکل‌های مختلف، دچار شکست نسبتاً نرم‌تری شود. این پدیده چنانکه پیشتر نیز در مورد آن بحث شده است، به‌صورت خرابی ریزشی داخل هسته‌ی اتصال و به‌ویژه در مواضع پیرامون محل تلاقی ترک‌های قطری و در امتداد آن‌ها ظاهر شده است. لذا می‌توان اظهار داشت که به ازاء دمای هدف ۶۰۰ درجه‌ی سانتی‌گراد و بالاتر، تحت تأثیر خرابی نسبتاً نرم‌تر بتن در چشمه‌ی اتصال (که به‌ویژه تحت رژیم حرارتی ۸۰۰ درجه تشدید می‌شود) و همچنین به‌دلیل افزایش شکل‌پذیری آرماتورها، علی‌رغم افت خصوصیات مقاومتی آن‌ها تحت اثر حرارت‌های ۶۰۰ درجه و بالاتر،[۸] شکست نسبتاً نرم‌تری برای نمونه‌های SP3 و SP4 در مقایسه با نمونه‌ی SP2 صورت پذیرفته است. در عین حال، تشدید کاهش ظرفیت باربری برای دو نمونه‌ی اتصال مذکور تحت تأثیر افت قابل‌توجه خواص مکانیکی بتن و آرماتورها و همچنین گسیختگی برشی گسترده در هسته‌ی اتصال صورت گرفته است.

۴.۷. تغییرات استهلاک انرژی

استهلاک انرژی، یکی از پارامترهای مهم برای سنجش عملکرد سازه‌ها تحت بارهای جانبی است، که در ارتباط مستقیم با رفتار شکل‌پذیر است.[۲۲] مقدار استهلاک انرژی در هر سیکل (استهلاک انرژی نسبی) برابر سطح ناحیه‌ی محصور در حلقه‌ی بار- تغییرمکان چرخه‌ای متناظر آن سیکل در نظر گرفته می‌شود.[۲۲] در شکل ۱۱، روند تغییرات پارامتر استهلاک انرژی برای نمونه‌های اتصال بررسی‌شده مشاهده می‌شود. روند تغییرات استهلاک انرژی نسبی برای سه نمونه‌ی اتصال حرارت‌دیده نشان می‌دهد که نمونه‌های اخیر در کلیه‌ی



شکل۱۲. درصد افت مقادیر استهلاک انرژی نمونه‌های اتصال در نسبت تغییرمکان جانبی ۶٪ در مقایسه با نمونه‌ی کنترلی.

سطوح عملکرد بررسی‌شده، قابلیت استهلاک انرژی کمتری نسبت به نمونه‌ی کنترلی داشته‌اند و با افزایش حرارت، مقاومت نمونه‌ها نسبت به توسعه‌ی ترک‌ها و گسترش خرابی به‌نحو قابل‌توجهی تقلیل یافته است. به‌عبارتی دیگر، ضمن تشدید گسیختگی برشی در چشمه‌ی اتصال با افزایش دمای هدف، افت استهلاک انرژی نمونه‌ها نیز شدت یافته است. در شکل ۱۲، درصد افت استهلاک انرژی برای نمونه‌های حرارت‌دیده در نسبت تغییرمکان جانبی ۶٪ مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، تأثیر رژیم حرارتی ۸۰۰ درجه در افت قابلیت استهلاک انرژی به میزان چشمگیر ۶۵/۳٪ بوده است.

۸. نتیجه‌گیری

بررسی‌های مطالعه‌ی حاضر در مورد اثر حرارت‌های ناشی از آتش‌سوزی در نمونه‌های اتصال بتن مسلح نشان می‌دهد که آثار حرارت‌های زیاد در عملکرد لرزه‌ای اتصال‌ها، موارد متعددی را شامل می‌شود؛ که مهم‌ترین آن‌ها را می‌توان در قالب این نتایج بیان کرد:

۱- رژیم‌های حرارتی اعمال‌شده در پژوهش حاضر، تغییرات قابل‌ملاحظه‌ای را در الگوی ترک‌خوردگی و مودهای خرابی نمونه‌های اتصال حرارت‌دیده در مقایسه با نمونه‌ی کنترلی ایجاد کرده‌اند. اثر سه رژیم حرارتی به نحوی بوده است که مود خرابی اتصال‌ها از تشکیل مفصل پلاستیک خمشی در انتهای تیر در نمونه‌ی کنترلی به گسیختگی برشی در داخل هسته‌ی اتصال در نمونه‌های حرارت‌دیده تغییر یافته است. لذا طبق نتایج به‌دست‌آمده، حرارت‌های ۴۰۰ درجه و بالاتر می‌تواند موجب تغییر مود خرابی از شکست خمشی به گسیختگی برشی در یک اتصال طراحی‌شده بر مبنای ضوابط لرزه‌ای شود.

۲- اثر آتش‌سوزی به ازاء کلیه‌ی حرارت‌های اعمال‌شده بر نمونه‌های اتصال خارجی موجب ایجاد جمع‌شدگی در حلقه‌های چرخه‌ای بار- تغییرمکان و افت سریع‌تر باربری پس از بار بیشینه می‌شود، که این روند با افزایش دمای هدف به نحو قابل‌توجهی افزایش می‌یابد.

۳- اثر حرارت‌های زیاد منجر به افت قابل‌ملاحظه‌ی ظرفیت بار جانبی و قابلیت استهلاک انرژی نمونه‌های اتصال نسبت به نمونه‌ی کنترلی شده است. به نحوی که از حرارت ۴۰۰ درجه‌ی سانتی‌گراد، به ازاء هر مرحله افزایش دمای هدف نسبت به نمونه‌ی قبلی (افزایش به میزان ۲۰۰ درجه‌ی سانتی‌گراد در هر مرحله)، مقادیر افت بار بیشینه تقریباً دو برابر شده است. بدین ترتیب، بیشینه‌ی مقادیر کاهش بار بیشینه و ظرفیت استهلاک انرژی نسبی برای نمونه‌های اتصال به‌ترتیب برابر ۶۲/۳ و ۶۵/۳ درصد و مربوط به اثر رژیم حرارتی با دمای هدف ۸۰۰ درجه‌ی سانتی‌گراد بوده است.

۴- اگرچه اثر هر سه رژیم حرارتی اعمال‌شده موجب کاهش قابل‌ملاحظه در مقدار ضریب شکل‌پذیری نمونه‌ی اتصال کنترلی شده است، اما روند تغییرات کاهشی ضریب شکل‌پذیری نسبت به دو پارامتر بار بیشینه و ظرفیت استهلاک انرژی نسبی متفاوت بوده است، به نحوی که بیشترین میزان کاهش در ضریب شکل‌پذیری مربوط به نمونه‌ی قرارگرفته در معرض رژیم حرارتی با دمای هدف ۴۰۰ درجه‌ی سانتی‌گراد و برابر ۴۱/۷٪ بوده است. لذا می‌توان اظهار داشت که فقط توجه به تغییرات ضریب شکل‌پذیری بدون درنظرگرفتن تغییرات باربری و استهلاک انرژی اتصال‌های خارجی بتن مسلح، می‌تواند منجر به ارزیابی نادرستی از اثر حرارت‌های آتش‌سوزی در رفتار شکل‌پذیری لرزه‌ای و عملکرد اتصال‌های مذکور تحت بار جانبی زلزله شود.

References- منابع

1. Paulay, T. and Priestley, M.N., 1992. Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings, Wiley, Newyork. https://doi.org/10.1002/9780470172841
2. Tasligedik, A.S., Akguzel, U., Kam, W.Y. and Pampanin, S., 2018. Strength hierarchy at reinforced concrete beam-column joints and global capacity. *Journal of Earthquake Engineering*, *22*(3), pp. 454-487. https://doi.org/10.1080/13632469.2016.1233916
3. Rajagopal, S. and Prabavathy, S., 2014. Seismic behavior of exterior beam-column joint using mechanical anchorage under reversal loading: An experimental study. *Iranian Journal of Science and Technology. Transactions of Civil Engineering*, *38*(C2), pp.345-358.
4. Shah, M.C., Kothari, S., Nainwal, A., Negi, A. and Kumar, V., 2021. Investigation of the pre–damage on fire resistance of RC beams. *Materials Today: Proceedings*, *46*, pp.10356-10361. https://doi.org/10.1016/j.matpr.2020.12.486
5. Düzgün, O.A. and Küçük, E.N., 2024. Post-fire seismic performance of reinforced concrete structures. *Structures*, *59*, pp. 105718. Elsevier. https://doi.org/10.1016/j.istruc.2023.105718
6. Ma, Q., Guo, R., Zhao, Z., Lin, Z. and He, K., 2015. Mechanical properties of concrete at high temperature—A review. *Construction and Building Materials*, *93*, pp.371-383. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.05.131

7. Izadifard, R.A., Abdi Moghadam, M. and Sepahi, M.M., 2021. Influence of metakaolin as a partial replacement of cement on characteristics of concrete exposed to high temperatures. *Journal of Sustainable Cement-based Materials*, *10*(6), pp.336-352. https://doi.org/10.1080/21650373.2021.1877206

8. Tao, Z., Wang, X.Q. and Uy, B., 2013. Stress-strain curves of structural and reinforcing steels after exposure to elevated temperatures. *Journal of Materials in Civil Engineering*, *25*(9), pp.1306-1316. https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0000676

9. Jin, L., Li, X., Zhang, R. and Du, X., 2022. Modelling of bond behavior of deformed bar embedded in concrete after heating to high temperatures: A mesoscale study. *Construction and Building Materials*, *334*, pp.127456. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2022.127456

10. Thanaraj, D.P., Anand, N., Arulraj, P. and Al-Jabri, K., 2020. Investigation on structural and thermal performance of reinforced concrete beams exposed to standard fire. *Journal of Building Engineering*, *32*, pp.101764. https://doi.org/10.1016/j.jobe.2020.101764

11. Chen, Y.H., Chang, Y.F., Yao, G.C. and Sheu, M.S., 2009. Experimental research on post-fire behaviour of reinforced concrete columns. *Fire Safety Journal*, *44*(5), pp.741-748. https://doi.org/10.1016/j.firesaf.2009.02.004

12. Raouffard, M.M. and Nishiyama, M., 2016. Residual load bearing capacity of reinforced concrete frames after fire. *Journal of Advanced Concrete Technology*, *14*(10), pp.625-633. https://doi.org/10.3151/jact.14.625

13. Xiao, J.Z., Li, J. and Huang, Z.F., 2008. Fire response of high-performance concrete frames and their post-fire seismic performance. *ACI Structural Journal*, *105*(5), pp.531-540. https://doi.org/10.14359/19936

14. Li, L.Z., Liu, X., Yu, J.T., Lu, Z.D., Su, M.N., Liao, J.H. and Xia, M., 2019. Experimental study on seismic performance of post-fire reinforced concrete frames. *Engineering Structures*, *179*, pp.161-173. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.10.080

15. Nadir, W., Ali, A.Y. and Kadhim, M.M., 2021. Structural behavior of hybrid reinforced concrete beam-column joints under cyclic load: State of the art review. *Case Studies in Construction Materials*, *15*, pp.e00707. https://doi.org/10.1016/j.cscm.2021.e00707

16. ACI 318-19 Committee. 2019. Building code requirements for structural concrete (ACI 318-19) and commentary. American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan.

17. ACI-ASCE Committee 352R. 2002. Recommendations for Design of Beam-Column Connections in Monolithic Reinforced Concrete. American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan.

18. Wang, Y., Kodur, V.K.R., Fu, C., Liu, C., Zhou, H. and Naser, M.Z., 2021. Seismic performance of reinforced concrete frame joints after exposure to fire. *ACI Structural Journal*, *118*(3). https://doi.org/10.14359/51731586

19. Saghafi, M.H., Golafshar, A., Zareian, M.S. and Mehri, A.H., 2021. Application of HPFRCC in beam–column joints to reduce transverse reinforcements. *Structures*, *31*, pp. 805-814. Elsevier. https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.02.032

20. Saghafi, M.H. and Shariatmadar, H., 2018. Enhancement of seismic performance of beam-column joint connections using high performance fiber reinforced cementitious composites. *Construction and Building Materials*, *180*(2), pp.665-680. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.05.221

21. Choi, S.H., Kim, J.H., Jeong, H. and Kim, K.S., 2022. Seismic behavior of beam-column joints with different concrete compressive strengths. *Journal of Building Engineering*, *52*, pp.104484. https://doi.org/10.1016/j.jobe.2022.104484

22. Sachdeva, P., Roy, A.D. and Kwatra, N., 2021. Behaviour of steel fibers reinforced exterior beam-column joint using headed bars under reverse cyclic loading. *Structures*, *33*, pp. 3929-3943. https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.06.074