

## Numerical evaluation of reinforced concrete connections under post-earthquake fire

Mehdi Moradi<sup>1</sup>, Hossein Amoushahi\*<sup>2</sup>

1- Master of Civil Engineering, Faculty of Civil Engineering and Transportation, University of Isfahan, Iran

2- Assistant Professor, Faculty of Civil Engineering and Transportation, University of Isfahan, Iran

### ABSTRACT

Reinforced concrete connections are one of critical points in concrete frames due to changing in concrete characteristics in high temperatures and cyclic loads. In present study the residual capacity of concrete connections was evaluated under seismic and fire loads with push-over analysis. The ABAQUS software was used for parametric study and the experimental results were used for verification of numerical study. In present study the compressive strength of concrete and the area of longitudinal reinforcement of column are considered as variable parameters. The modeled connections were loaded under seismic loads at ambient temperature, so, the temperature analysis was done to evaluate the loading capacity, ductility, stiffness and wasted energy of model under fire situation. The results show that by increasing the compressive strength of concrete from 25 to 45 MPa, the wasted energy and stiffness of connection were increase 10% and 35%, respectively, and the ductility was decreases 8%. Also, with increasing the area of longitudinal reinforcement of column from 1% to 8%, the wasted energy and stiffness of connection were increase 190% and 50%, respectively, and the ductility was decreases 290%. The connections were stable up to 200°C, but, the lateral resistance, ductility and stiffness of connections decrease 55%, 60% and 60%, respectively, at 600°C and 80%, 80% and 340%, respectively, at 1000°C.

### ARTICLE INFO

**Receive Date:** 15 July 2020

**Revise Date:** 20 September 2020

**Accept Date:** 29 October 2020

### Keywords:

Reinforced concrete  
connections (RCC) Fire  
Earthquake Lateral load  
Load capacity

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2020.239684.2192>

\*Corresponding author: Hossein Amoushahi

Email address: [h.amoushahi@eng.ui.ac.ir](mailto:h.amoushahi@eng.ui.ac.ir)

## مطالعه عددی رفتار اتصال‌های بتنی تحت بار لرزه و آتش

مهدی مرادی<sup>۱</sup>، حسین عموشاهی<sup>۲\*</sup>

۱- کارشناسی ارشد مهندسی عمران، دانشکده عمران و حمل و نقل، دانشگاه اصفهان، ایران

۲- استادیار دانشکده عمران و حمل و نقل، دانشگاه اصفهان، ایران

### چکیده

اتصال تیر به ستون در قاب‌های خمشی بتن مسلح به علت تغییر خواص بتن تحت حرارت‌های بالا و قرارگیری اتصال تحت تلاش‌های رفت و برگشتی در هنگام زلزله جزء بحرانی‌ترین نقاط در عملکرد سازه می‌باشد. در تحقیق حاضر اتصال‌های بتنی تحت بار لرزه و سپس آتش قرار گرفته و در انتها جهت تعیین ظرفیت باقی مانده اتصال، یک تحلیل پوش‌آور صورت گرفته است. به منظور مطالعه پارامتریک اتصال‌های بتنی تحت بار لرزه و آتش از نرم‌افزار اجزاء محدود آباکوس و برای اعتبارسنجی و صحت عملکرد مدل اجزاء محدود، از نتایج آزمایشگاهی استفاده شده است. ۵ نمونه اتصال بتنی با مقاومت فشاری متفاوت و ۵ نمونه اتصال با درصدهای متفاوت از آرماتورهای طولی ستون ابتدا در دمای محیط، تحت بارگذاری لرزه‌ای قرار گرفته و سپس جهت بررسی اثرات آتش در میزان ظرفیت باربری، شکل‌پذیری، سختی و انرژی تلف شده‌ی اتصال، تحلیل حرارتی در دماهای متفاوت نیز صورت گرفت. در انتها نمودارهای بار- تغییرمکان جهت تعیین ظرفیت باقی‌مانده اتصال و همچنین جدول‌هایی جهت بررسی تغییرات شکل‌پذیری، سختی و انرژی تلف شده اتصال ارائه شده است. نتایج نشان داد که با افزایش مقاومت فشاری از ۲۵ تا ۴۵ مگاپاسکال انرژی تلف شده توسط اتصال بتنی ۱۰٪ و سختی اتصال ۳۵٪ افزایش پیدا کرده و شکل‌پذیری آن ۸٪ کاهش پیدا کرده است. همچنین با افزایش درصد آرماتورهای طولی ستون از ۱ تا ۸٪، انرژی تلف شده توسط اتصال‌های بتنی و سختی آن‌ها به ترتیب ۱۹۰٪ و ۵۰٪ افزایش پیدا کرده و شکل‌پذیری آن ۲۹۰٪ کاهش پیدا کرده است. اتصال‌های بتنی مورد مطالعه پس از وقوع آتش سوزی تا دمای 200°C به صورت تقریبی می‌تواند مقاومت جانبی خود را حفظ کند. مقاومت جانبی، شکل‌پذیری و سختی نمونه‌ها از دمای 600°C به ترتیب حدود ۵۵٪، ۶۰٪ و ۶۰٪ و تا دمای 1000°C به ترتیب حدود ۸۰٪، ۸۰٪ و ۳۴٪ کاهش پیدا کرده است.

کلمات کلیدی: اتصال بتنی، لرزه، آتش، ظرفیت باقی مانده، بار جانبی.

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2020.239684.2192	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	10.22065/jsce.2020.239684.2192	۱۴۰۰/۰۹/۳۰	۱۳۹۹/۰۸/۰۸	۱۳۹۹/۰۸/۰۸	۱۳۹۹/۰۶/۳۰	۱۳۹۹/۰۴/۲۵
حسین عموشاهی h.amoushahi@eng.ui.ac.ir					*نویسنده مسئول: پست الکترونیکی:	

## ۱- مقدمه

آتش سوزی در پی وقوع زلزله، به عنوان نیروی بسیار مخرب محسوب می‌شود. تحقیقات انجام شده توسط اسکاتورن<sup>۱</sup> نشان می‌دهد که برخی مواقع آتش سوزی بعد از زلزله می‌تواند بسیار شدیدتر از آسیب‌های ناشی از خود زلزله باشد چرا که آتش سوزی و زلزله دو خطر جدی و مخرب برای ساختمان‌ها محسوب می‌شود [۱]. یکی از حساس‌ترین نقاط در سازه‌های بتن مسلح، اتصالات می‌باشند. اتصالات در قاب‌های خمشی بتن مسلح به علت قرارگیری تحت تلاش‌های رفت و برگشتی در هنگام زلزله جزء بحرانی‌ترین نقاط در عملکرد قاب خمشی بتن مسلح می‌باشد. ضعف عمده قاب‌های خمشی بتن مسلح، کمبود شکل‌پذیری و عدم محصورشدگی به‌خصوص در اتصالات است، به طوری که خرابی در این اتصالات باعث انهدام کل سازه می‌شود. بر اساس تحقیقات رومرو<sup>۲</sup> و همکاران در سال ۲۰۱۱ [۲] یکی از مسائل مهم بعد از آتش سوزی، ارزیابی سطح خسارت وارده به اعضای سازه‌ای و خواص مصالح می‌باشد. اعضای سازه‌ای آسیب‌دیده بایستی برای رسیدن به مقاومت، سختی و شکل‌پذیری اولیه مورد بازنگری قرار گیرند. ممکن است سازه آسیب‌دیده در آتش سوزی قابلیت انتقال بارهای ثقلی را داشته باشد ولی تحمل بارهای جانبی را نداشته باشد، دلیل این امر کاهش شدید سختی و مقاومت بتن می‌باشد. با توجه به اینکه مطالعاتی بسیار محدود در بررسی اتصالات بتنی تحت بار لرزه و آتش انجام شده است، لذا بسیار ضروری و مهم است که این موضوع را مورد بررسی قرار داد. به همین منظور چندین نمونه اتصال بتنی در این پژوهش تحت مراحل مختلف بار آتش و لرزه مورد تحلیل قرار گرفته است تا میزان حساسیت آن نسبت به کاهش مقاومت و سختی المان‌ها سنجیده شود. دو مورد از بزرگترین حوادث آتش سوزی که به عنوان بدترین آتش سوزی‌های نسل بشر در قرن بیستم شناخته شده است در سان فرانسیسکو سال ۱۹۰۶ و توکیو سال ۱۹۲۳ بعد از زلزله رخ داد. زلزله و به طبع آن آتش سوزی باعث شد تا ۲۸۰۰۰ خانه در مساحت ۱۲ کیلومتر مربع در سان فرانسیسکو خراب شوند. این آتش سوزی خسارتی معادل ۲۵۰ میلیون دلار ایجاد کرد و کشته‌های آن به بیش از ۳۰۰۰ تن رسید. همچنین رویدادی مشابه در توکیو باعث خرابی ۵۰۰۰۰۰ منزل مسکونی و کشته شدن ۱۴۰۰۰۰ نفر شد که بیش از ۷۰ درصد این خرابی‌ها به دلیل آتش سوزی بعد از زلزله بود [۳]. خوشبختانه حادثه‌هایی به این مقیاس بزرگ تکرار نشده است، اگرچه آتش سوزی‌های بسیاری بعد از وقوع زلزله رخ داده‌اند [۴].

میکام<sup>۳</sup> در سال ۲۰۱۶ به بررسی رفتار سازه‌ها بعد از اعمال بارگذاری آتش و لرزه پرداخت. اتصالات بتنی مانند اتصال تیر به ستون در قاب‌های خمشی بتن مسلح به علت تغییر خواص بتن تحت حرارت‌های بالا و قرارگیری اتصال تحت تلاش‌های رفت و برگشتی در هنگام زلزله جزء بحرانی‌ترین نقاط در عملکرد سازه می‌باشد [۵]. بدون شک اصلاح عملکرد گره اتصال باعث بهبود عملکرد کل سیستم خواهد شد [۶]. از این رو با توجه به اهمیت این موضوع، مهمترین پارامترهای تاثیرگذار بر اتصال توسط محققین مورد بررسی قرار گرفته است. تاثیر بار محوری ستون بر رفتار اتصال وابسته به عوامل مختلفی همچون پیوستگی آرماتورهای طولی تیر و ستون می‌باشد. نفوذ تسلیم‌شدگی آرماتورهای تیر به داخل چشمه اتصال با افزایش نیروی بار محوری ستون کاهش می‌یابد بنابراین در یک نسبت شکل‌پذیری یکسان اتصالات با نیروی محوری بزرگ‌تر از ظرفیت اتلاف انرژی بهتری در مقایسه با اتصالات با نیروی محوری کمتر برخوردار می‌باشند [۷].

کنت<sup>۴</sup> و همکاران در سال ۱۹۷۱ به منظور بررسی رفتار برشی اتصالات بتن مسلح تحت بارگذاری جانبی لرزه‌ای از یک پایگاه داده گسترده‌ی آزمایشگاهی متشکل از ۳۴۱ نمونه استفاده کردند. بر اساس نتایج این تحقیق، مقاومت فشاری بتن، مهمترین پارامتر در تعیین مقاومت برشی اتصالات بتن مسلح بود. همچنین نتایج نشان دادند که با افزایش مقاومت فشاری بتن، سختی برشی اتصال افزایش می‌یابد [۸].

تغییر درصد آرماتورهای طولی ستون تاثیر قابل توجهی بر ظرفیت و سایر ویژگی‌های اتصال دارد. به طوریکه تغییر درصد آرماتورهای طولی ستون از ۲٪ به ۴٪ موجب افزایش ظرفیت باربری اتصال به میزان ۱۵٪ می‌شود [۹]. عدم وجود یا ناکافی بودن آرماتور عرضی در چشمه اتصال، تاثیر قابل ملاحظه‌ای در کاهش مقاومت برشی و نیز شکست برشی آن اتصال خواهد داشت [۱۰]. در طراحی

<sup>1</sup> Scawthorn  
<sup>2</sup> Romero  
<sup>3</sup> Meacham  
<sup>4</sup> Kent

اتصالات به منظور تامین مقاومت مورد نیاز جهت تحمل بارهای ثقلی، مقاومت برشی تامین شده توسط بتن و آرماتورهای طولی در بیشتر موارد کافی می باشد اما زمانی که نیاز مقاومت برشی از جانب نیروهای رفت و برگشتی زلزله باشد لازم است تا از آرماتورهای برشی برای ایجاد محصورشدگی بتن چشمه اتصال استفاده شود و زمان شروع ترک خوردگی به تاخیر بیفتد [۱۱].

دبتون<sup>۵</sup> بین سالهای ۱۹۹۶ تا ۲۰۰۰ تحقیقاتی در زمینه‌ی اتصالات تحت بارهای استاتیکی و دینامیکی (لرزه‌ای) انجام داد. پارامترهای مورد بررسی شامل عمق تیر و جزئیات آرماتور گذاری تیر است. اثر تغییر ابعاد تیرهای متصل به گره اتصال نشان می‌دهد که با افزایش نسبت عمق تیر به عمق ستون افزایش قابل ملاحظه‌ای در مقاومت برشی اتصال و سختی اتصال می‌شود [۱۲]. پیوستگی میان آرماتور و بتن احاطه کننده آن و میزان اثر نیروی زلزله بر آن یک عامل بسیار مهم به حساب می‌آید که مورد بررسی محققین بسیاری قرار گرفته است [۱۳]. بحرانی ترین وضعیت مربوط به پیوستگی بین بتن و آرماتور در محدوده طول مهاری آرماتورهای تیر در داخل اتصال تیر-ستون میانی تحت بار لرزه‌ای رخ می‌دهد. این فرایند زمانی است که در بتن ترک‌های قابل دیدن رخ نداده و همچنین آرماتور تقویتی به محدوده غیرالاستیک رسیده است [۱۴].

آتش یکی از بلاهای اساسی است که بر سازه‌ها آسیب‌های بسیار بزرگ و غیر قابل پیش‌بینی اعمال می‌کند. میزان آسیب وارده به سازه‌ها به نوع و کاربری سازه، وسعت آتش گرفتگی ساختمان و میزان حرارت آتش بستگی دارد. در هنگام آتش‌سوزی به دلیل خرد شدن بتن، میلگردها در معرض مستقیم شعله‌های آتش قرار گرفته و باعث آسیب‌های کلی و بزرگ به سازه می‌شود [۱۵]. عوامل زیادی همچون بارهای اعمالی به ستون، ابعاد مقطع تیر و ستون، مقاومت فشاری بتن و درصد آرماتورهای طولی تیر و ستون بر مقاومت اتصال بتنی در برابر آتش تاثیر گذار هستند. به طوری که کاهش در میزان بار اعمالی باعث افزایش قابل توجهی در مدت زمان تداوم ستون بتن آرمه می‌شود. همچنین میزان مقاومت در برابر آتش ستون بتن آرمه با افزایش مقاومت بتن و افزایش درصد آرماتورهای طولی نیز افزایش می‌یابد [۱۶]. شارما<sup>۶</sup> و همکاران [۱۷] در سال ۲۰۱۷، نتایج تحقیقاتی کلی بر روی قاب‌های بتنی تحت بارگذاری لرزه و آتش را مورد بررسی قرار دادند. در این مقاله نتایج بررسی کامل چهار قاب بتن مسلح ارائه شده تا اثر آسیب‌های ناشی از زلزله بر میزان ظرفیت حرارتی قاب و همچنین جزئیات آرماتورگذاری قاب مورد بررسی قرار گیرد. نتایج نشان می‌دهند که قاب‌های بتن مسلح با شکل‌پذیری متوسط دارای مقاومت جانبی بیشتری قبل و بعد از بارگذاری آتش دارند. همچنین زلزله باعث افزایش میزان حرارت در المان‌های بیشتری از سازه شده و درصد خرابی بتن را نیز افزایش می‌دهد. طالبی و همکاران [۱۸] در سال ۲۰۱۸ به مطالعه عملکرد ستون‌های فولادی پر شده از بتن تحت بارگذاری لرزه و آتش پرداختند. سه مرحله در مدل‌سازی نمونه‌های این مطالعه در نظر گرفته شد که شامل بارگذاری لرزه‌ای، حرارتی و تحلیل سازه در پایان بود. خروجی‌های حاصل از بارگذاری چرخه‌ای (تغییر شکل‌های ایجاد شده در ستون) به عنوان یک شرط اولیه برای تحلیل حرارتی اعمال شد. پس از آن، یک تحلیل حرارتی غیرخطی متوالی برای شبیه سازی ستون تحت بارگذاری آتش صورت گرفت. نتایج حاکی از آن بود آسیب‌های ناشی از زلزله در قسمت میانی ستون تاثیر قابل توجهی نسبت به دو انتهای ستون داشته و زمان مقاومت ستون در مقابل آتش را به مقدار زیادی کاهش می‌دهد. ویتورینو<sup>۷</sup> و همکاران [۲۰، ۱۹] در سال ۲۰۲۰ به ارزیابی ظرفیت باربری قاب بتنی تحت آتش سوزی پس از زلزله پرداختند. آتش سوزی پس از زلزله ممکن است پس از یک زلزله بزرگ ایجاد شود و اثرات آن در مناطق شهری حتی می‌تواند مخرب‌تر از خود زلزله باشد. پارامترهای متغیر در آنالیزها، نوع آسیب ایجاد شده در قاب و میزان نفوذ حرارت در ستون‌ها بوده است. قابل ذکر است که آنالیز حرارتی طبق استاندارد ISO834 انجام شده است. نتایج نشان دادند که آسیبی که توسط زلزله به قاب بتن مسلح وارد شده، مقاومت قاب در مقابل آتش را به میزان قابل توجهی کاهش داده است. مدت زمانی که لازم بود تا قاب‌های تحت بارگذاری آتش به بیشترین خرابی خود برسند به میزان ۲ ساعت کمتر از قاب‌های بدون بارگذاری آتش بدست آمد.

با توجه به اینکه مطالعات بسیار کمی در بررسی اتصالات بتنی تحت بار لرزه و آتش انجام شده و مطالعات صرفاً به بررسی اتصال بتنی تحت بار لرزه یا آتش صورت گرفته است [۲۱]، بنابراین بسیار مهم و ضروری است که این موضوع مورد بررسی قرار گیرد. در تحقیق حاضر اتصالات بتنی تحت بار لرزه و سپس آتش قرار گرفته و در انتها جهت تعیین ظرفیت باقی مانده اتصال، یک تحلیل پوش‌آور صورت

<sup>5</sup> du Béton

<sup>6</sup> Sharma

<sup>7</sup> Vitorino, H

گرفته است. در این مطالعه به بررسی سه عامل موثر بر رفتار اتصال یعنی مقاومت فشاری بتن، درصد آرماتورهای طولی ستون و درصد آرماتورهای برشی چشمه اتصال پرداخته شده است. ۵ نمونه اتصال بتنی با مقاومت فشاری متفاوت، ۵ نمونه اتصال با درصدهای متفاوت از آرماتورهای طولی ستون و ۴ نمونه اتصال با درصدهای متفاوت از آرماتورهای برشی چشمه اتصال ابتدا در دمای محیط، تحت بارگذاری لرزه‌ای قرار گرفته و سپس جهت بررسی اثرات آتش در میزان ظرفیت باربری، شکل‌پذیری، سختی و انرژی تلف شده‌ی اتصال، تحلیل حرارتی در دماهای متفاوت نیز صورت گرفته است که کار حاضر را بسیار با اهمیت کرده است. این امر موجب می‌گردد تا ظرفیت باربری طیف وسیعی از اتصال‌های بتنی در دماهای متفاوت بعد از وقوع زلزله بدست آید و با بررسی آن‌ها به نتایج بسیار مهمی دست یافت. در انتها نمودارهای بار- تغییرمکان جهت تعیین ظرفیت باقی‌مانده اتصال و همچنین جدول‌هایی جهت بررسی تغییرات شکل‌پذیری، سختی و انرژی تلف شده اتصال ارائه شده است. قابل ذکر است برای اعمال بارگذاری لرزه‌ای از پروتکل آیین‌نامه FEMA461 [۲۲] و اعمال بارگذاری حرارتی از پروتکل آیین‌نامه ISO834 [۲۳] استفاده شده و همچنین به منظور شبیه‌سازی خصوصیات مصالح فولادی و بتنی در نرم‌افزار اجزاء محدود به ترتیب از آیین‌نامه یوروکد 2-1-EN1993 [۲۴] و یوروکد 2-1-EN1992 [۲۵] استفاده شده است.

## ۲- مدل اجزاء محدود تحت بارگذاری زلزله و آتش

به منظور مطالعه پارامتریک اتصال‌های بتنی تحت بار لرزه و آتش از نرم‌افزار اجزاء محدود آباکوس استفاده شده است [۱]. تحلیل استاتیکی کلی<sup>۸</sup> یک تحلیل استاتیکی عمومی است که می‌تواند پاسخ‌های خطی و غیرخطی را محاسبه کند که برای بارگذاری ثقلی و جانبی از آن استفاده می‌شود. با توجه به اینکه حرارت بر توزیع تنش و ظرفیت باربری اتصال بتنی تاثیرگذار بوده و همچنین به نتایج مکانیکی و حرارتی مدل نیاز است لذا تحلیل جابجایی- دما<sup>۹</sup> نیز به منظور مطالعه رفتار مکانیکی حرارتی اتصال‌های بتنی استفاده شده است. مصالح استفاده شده در این پژوهش شامل مصالح فولادی و بتنی است که تغییرات خواص این مصالح کاملا وابسته به حرارت است بنابراین خواص مکانیکی آنها تحت آتش در ادامه بیان شده است.

### ۲-۱- شرایط مرزی و شبکه بندی اتصال بتنی

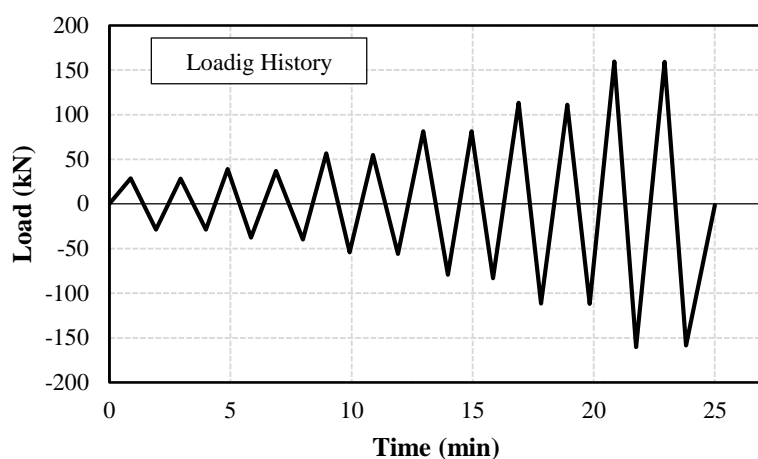
به منظور تحلیل بارگذاری جانبی (لرزه‌ای و پوش‌آور) از المان مکعبی سه بعدی دارای ۸ گره با انتگرال کاهش یافته (C3D8R) برای شبکه‌بندی قطعات بتنی استفاده شده است. آرماتورهای فولادی با المان خردپای سه بعدی دارای ۲ گره (T3D2) شبکه‌بندی شده‌اند. همچنین به منظور تحلیل قاب بتنی تحت حرارت، از المان C3D8T برای شبکه‌بندی قطعات بتنی و از المان T3D2T برای شبکه‌بندی آرماتورهای فولادی استفاده شده است (شکل ۳). برای تعریف اندرکنش بین بتن و میلگردهای فولادی از قید دهن شده<sup>۱۰</sup> استفاده می‌شود. با این قید می‌توان یک ناحیه از مدل را داخل مدلی دیگر محاط کرد تا المان‌ها بتوانند بر هم اثر گذار باشند. در این روش درجات آزادی انتقالی المانی که درون المان دیگر جاسازی شده است، محدود می‌گردد.

در این پژوهش مراحل تحلیل شامل ۴ گام است. در گام اول یک بار محوری در قسمت بالای ستون وارد می‌شود و تا انتهای تحلیل باقی می‌ماند. در گام دوم یک پروتکل بارگذاری بر اساس آیین‌نامه FEMA461 برای بارگذاری لرزه‌ای استفاده شده است (شکل ۱-الف). بار لرزه‌ای در قسمت بالای ستون به صورت تغییرمکان کنترل وارد شده است. در گام سوم دمای قاب بتن مسلح بر اساس منحنی دمای آیین‌نامه ISO834 که در شکل ۱-ب نشان داده شده، افزایش می‌یابد. در گام آخر، یک بارگذاری یکنواخت پوش‌آور در قسمت بالای ستون وارد شده تا ظرفیت باقی‌مانده اتصال بعد از گام‌های قبلی تعیین گردد.

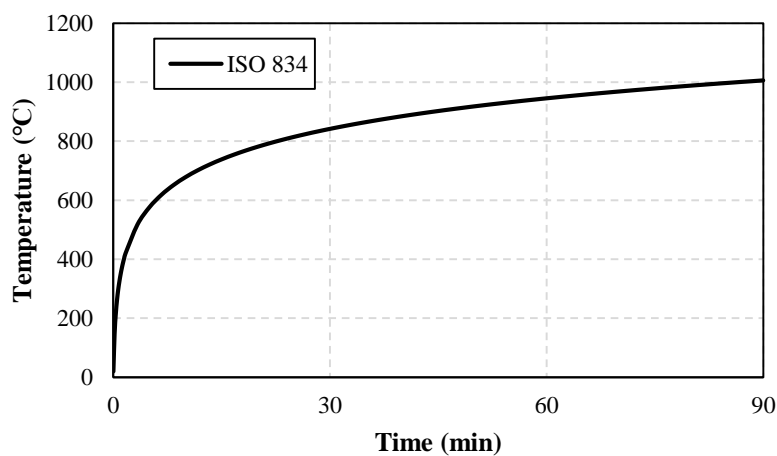
<sup>8</sup> Static General

<sup>9</sup> Coupled temp- displacement

<sup>10</sup> Embedded



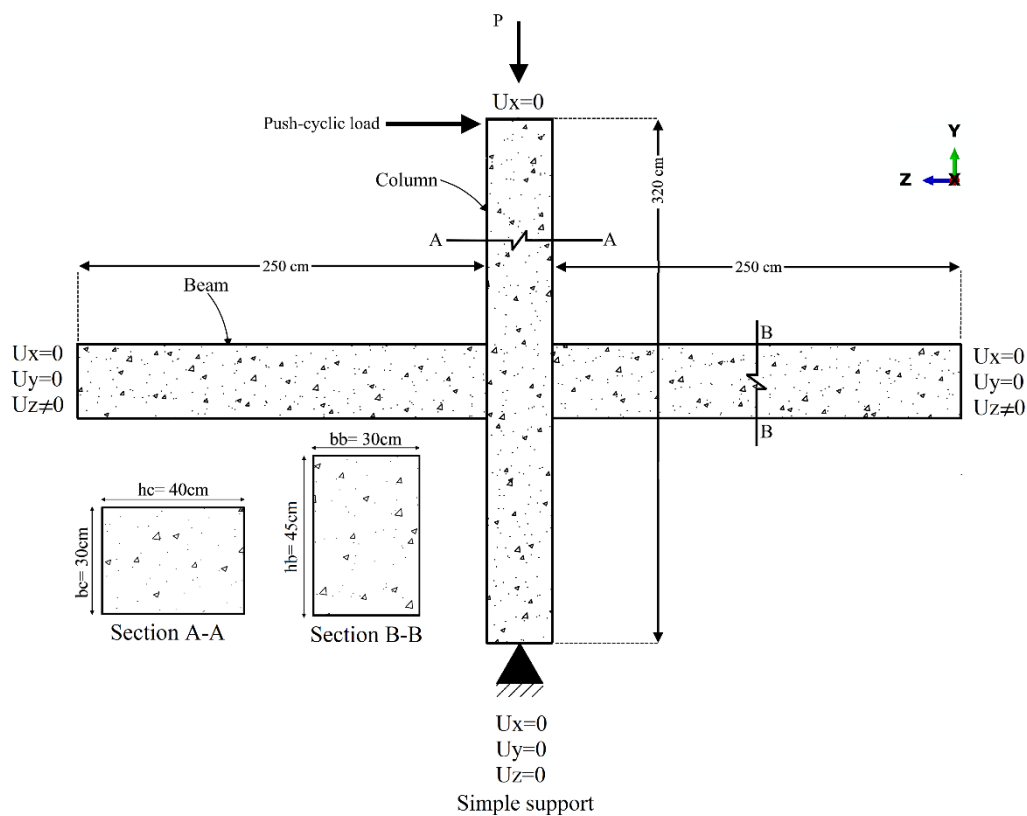
(الف)



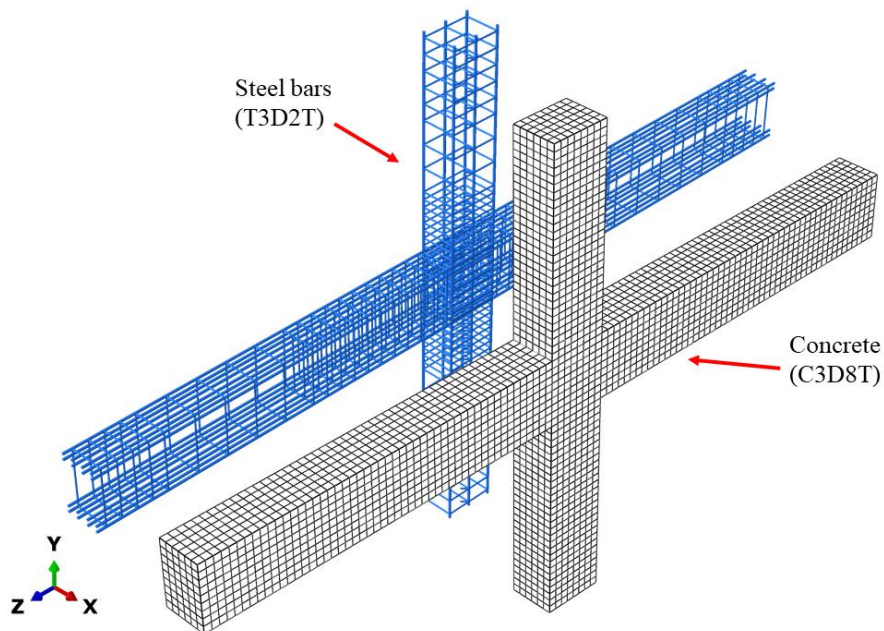
(ب)

شکل ۱ بارگذاری قاب بتن مسلح، الف) بارگذاری لرزه‌ای براساس FEMA461 [۲۲] و ب) منحنی دما-زمان بر اساس استاندارد ISO834 [۲۳]

شرایط مرزی در پای ستون به صورت مفصلی است. یعنی از جابجایی مرکز قسمت انتهایی ستون در راستای  $x$ ،  $y$  و  $z$  جلوگیری شده است. مرکز قسمت فوقانی ستون تنها در راستای  $x$  محدود شده است. همچنین شرایط مرزی در دو انتهای تیر به صورت غلتکی می‌باشد یعنی در راستای افقی  $x$  و عمودی  $y$  مقید شده است.



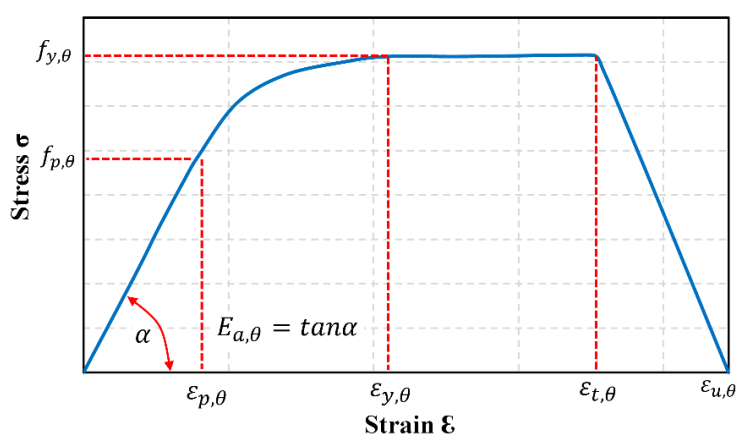
شکل ۲ شرایط مرزی و ابعاد هندسی مدل‌های مورد تحلیل



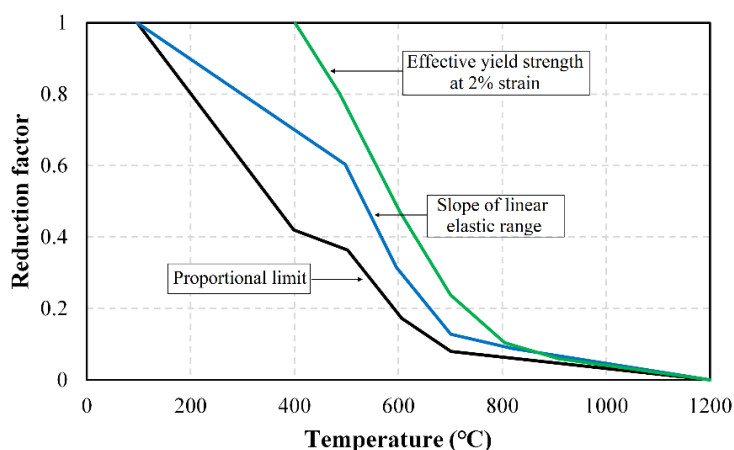
شکل ۳ جزئیات شبکه‌بندی اتصال بتنی و آرماتورهای فولادی

## ۲-۲ رفتار مکانیکی و حرارتی فولاد تحت آتش

در این مطالعه به منظور شبیه سازی خصوصیات تنش-کرنش آرماتورهای فولادی در نرم افزار اجزاء محدود از آیین نامه یوروکد EN1993-1-2 [۲۴] استفاده شده است. بر اساس این آیین نامه، در دماهای بالاتر از 400°C سخت شوندگی فولاد اهمیتی ندارد و از آن صرف نظر می شود. بنابراین مقادیر شکل ۴-الف برای شبیه سازی رفتار فولاد در دماهای کمتر از 400°C به کار برده شده و مقادیر شکل ۴-ب برای شبیه سازی رفتار فولاد در دماهای بالاتر از 400°C در این مطالعه استفاده شده است. شکل ۴-ب ضرایب کاهش روابط تنش-کرنش در دماهای بالا را نشان می دهد که در آن ضریب مقاومت تسلیم موثر، ضریب مدول الاستیسیته و ضریب حد نسبی به ترتیب  $\frac{f_{y,T}}{f_y}$ ،  $\frac{E_T}{E}$  و  $\frac{f_{p,T}}{f_y}$  در نظر گرفته شده است. خواص مکانیکی فولاد که شامل مقاومت تسلیم موثر، مدول الاستیسیته و حد نسبی است با افزایش دما نیز کاهش یافته است.



(الف)



(ب)

شکل ۴ رفتار مکانیکی فولاد در آتش الف) منحنی تنش کرنش میلگرد فولادی در دماهای بالا و ب) ضرایب کاهش روابط تنش-کرنش فولاد در دماهای بالا [۲۴]



خواص مکانیکی و حرارتی فولاد S400 و S340 که به ترتیب برای شبیه سازی آرماتورهای طولی و عرضی تمام نمونه‌ها استفاده شده، در دمای محیط در جدول ۱ نشان داده شده است.

جدول ۱ خصوصیات مکانیکی و حرارتی فولاد S400 و S340 در دمای محیط

فولاد (S400)	فولاد (S340)	واحد	نماد	خصوصیات مکانیکی و حرارتی
7850	7850	$Kg/m^3$	$\rho$	چگالی
$2 \times 10^5$	$2 \times 10^5$	$MPa$	$E$	مدول الاستیسیته
0.3	0.3	-	$\nu$	نسبت پواسون
400	340	$MPa$	$f_y$	تنش تسلیم
600	500	$MPa$	$f_u$	تنش نهایی
0.002	0.0017	-	$\epsilon_y$	کرنش تسلیم
0.15	0.15	-	$\epsilon_{st}$	حد کرنش ناحیه تسلیم
0.2	0.2	-	$\epsilon_{su}$	کرنش نهایی
$1.2 \times 10^{-5}$	$1.2 \times 10^{-5}$	$C^{-1}$	$\alpha$	ضریب انبساط حرارتی
439.785	439.785	$Jg^{-1}c^{-1}$	$C_p$	ظرفیت گرمایی ویژه
53.334	53.334	$Wm^{-1}c^{-1}$	$\lambda_c$	هدایت گرمایی

طبق آیین‌نامه یوروکد 2-1-1993-EN، مقادیر مقاومت نهایی فولاد متناسب با دما تغییر می‌کند. بر همین اساس آیین‌نامه، رابطه ۱ را که در این مطالعه استفاده شده پیشنهاد می‌کند.

$$F_u = \begin{cases} 1.25F_y, & 20^\circ C \leq T < 300^\circ C \\ F_y(2 - 0.0025T) & 300^\circ C \leq T \leq 400^\circ C \\ F_y & 400^\circ C \leq T < 1200^\circ C \end{cases} \quad (1)$$

طبق آیین‌نامه یوروکد 2-1-1993-EN، خصوصیات حرارتی فولاد شامل ضریب انبساط گرمایی، گرمای ویژه و هدایت گرمایی در دماهای بالا در شکل ۵ بیان شده است.

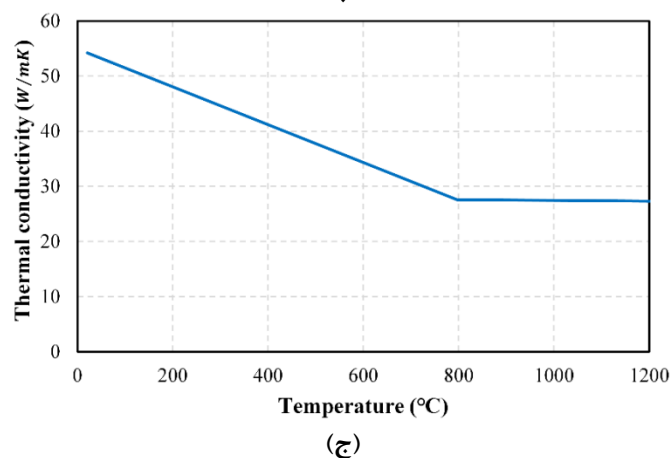
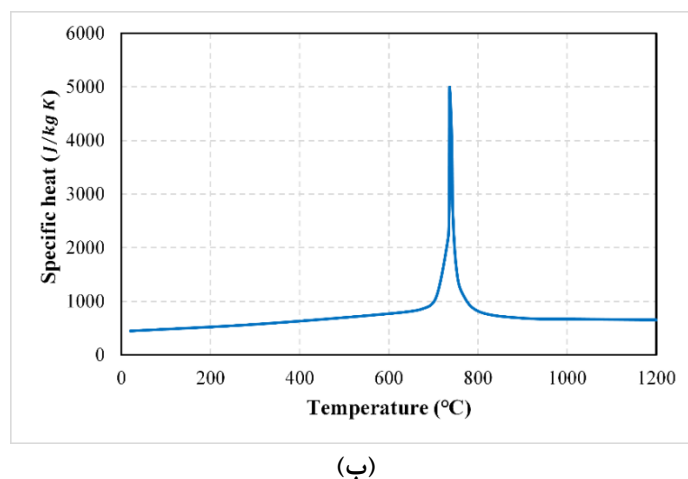
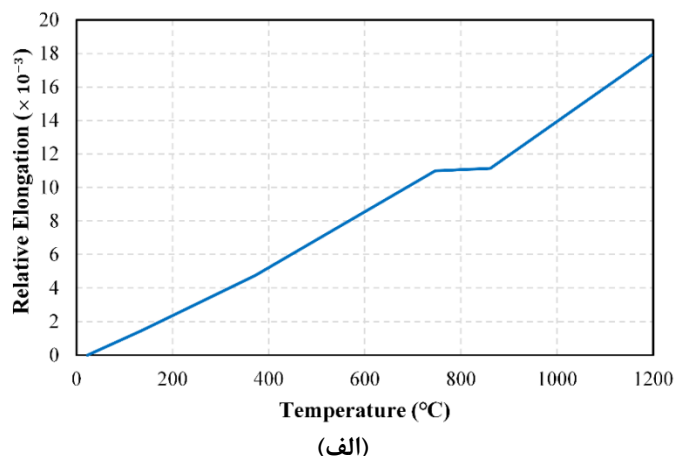
## ۲-۳- رفتار مکانیکی و حرارتی بتن تحت آتش

به منظور شبیه سازی رفتار بتن در نرم‌افزار اجزاء محدود از آیین‌نامه یوروکد 2-1-1992-EN [۲۵] استفاده شده است. جهت تعریف رفتار پلاستیک بتن لازم است خصوصیات پلاستیسیته، رفتار فشاری و رفتار کششی بررسی گردد. خواص مکانیکی و حرارتی بتن در دمای محیط در جدول ۲ نشان داده شده است که در تمام نمونه‌های این مطالعه استفاده شده است. خصوصیات پلاستیسیته در جدول ۳ و رفتار کششی و فشاری بتن تحت بارگذاری تک محوره در شکل ۶ ارائه می‌شود.

جدول ۲ خصوصیات مکانیکی و حرارتی بتن در دمای محیط

C40	واحد	نماد	خصوصیات مکانیکی و حرارتی
2400	$Kg/m^3$	$\rho$	چگالی
$2.7 \times 10^4$	$MPa$	$E$	مدول الاستیسیته
0.15	-	$\nu$	نسبت پواسون
40	$MPa$	$f'_c$	مقاومت فشاری
4	$MPa$	$f'_t$	مقاومت کششی
0.0035	-	$\epsilon_{cu}$	کرنش نهایی
$1 \times 10^{-5}$	$c^{-1}$	$\alpha$	ضریب انبساط حرارتی
900	$Jg^{-1}c^{-1}$	$C_p$	ظرفیت گرمایی ویژه
1.96	$Wm^{-1}c^{-1}$	$\lambda_c$	هدایت گرمایی

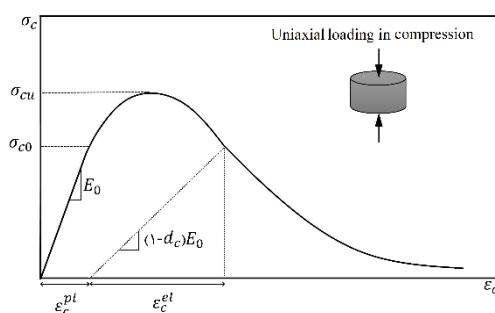
تعیین رفتار غیرخطی بتن از مراحل مهم مدل‌سازی عددی سازه‌های بتنی است. برای مدل‌سازی رفتار غیرخطی بتن در نرم‌افزار اجزا محدود از مدل آسیب دیده بتن استفاده می‌شود [۲۶]. پارامترهای مربوط به مدل آسیب دیده بتن که در این مطالعه از آن استفاده شده است در جدول ۳ آمده است. مدل آسیب دیده بتن (CDP) متشکل از دو مکانیزم شکست است که شامل خردشدگی فشاری و ترک کششی می‌شود. رفتار بتن طبق مدل آسیب دیده بتن در شکل ۶-الف، ب و ج نشان داده شده است که به ترتیب بیان‌گر رفتار بتن تحت بار تک محوره فشاری و کششی، و بار چرخه‌ای است.



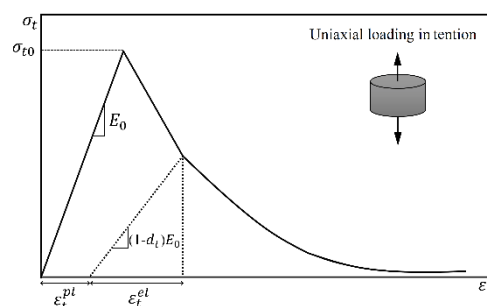
شکل ۵ رفتار حرارتی فولاد در آتش (الف) ضریب انبساط گرمایی، (ب) ظرفیت گرمایی ویژه و (ج) هدایت گرمایی [۲۴]

جدول ۳ مشخصات محدوده پلاستیک بتن [۲۷]

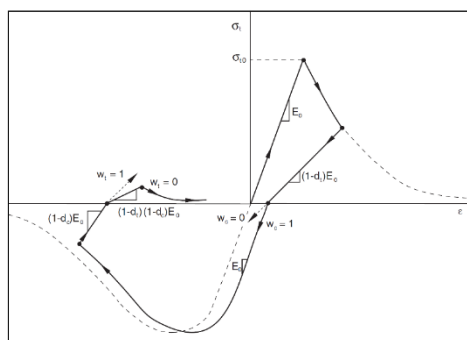
مشخصات مکانیکی	نماد	واحد	بتن
زاویه اتساع	$\psi$	-	۳۵
خروج از مرکزیت	$\varepsilon$	-	۰/۱
نسبت تنش فشاری حاکثر دو محوره به یک محوره	$f_{b0}/f_c$	-	۱/۱۶
نسبت ثابت دوم تانسور تنش روی نصف النهار کششی به فشاری	$K_c$	-	۰/۶۶۷
ویسکوزیته	Viscosity	-	۰/۰۱



(ب)



(الف)



(ج)

شکل ۶ رفتار بتن (الف) تحت بارگذاری تک محوره کششی، (ب) فشار و (ج) بارگذاری چرخه‌ای [۲۷]

کاهش مقاومت بتن به دلیل آسیب‌هایی است که در رفتار کششی و فشاری آن رخ می‌دهد، این کاهش مقاومت به وسیله پارامترهای آسیب در کشش و فشار مدل آسیب دیده بتن به مدل وارد می‌گردد که می‌تواند به صورت کاهش در سختی الاستیک بتن دیده شود. پارامتر آسیب فشاری در دماهای بالا بر اساس رابطه ۲ محاسبه می‌شود. در این رابطه، پارامتر آسیب فشاری به مقاومت فشاری، مدول الاستیسیته و مقاومت فشاری پلاستیک وابسته است. کرنش پلاستیک بر اساس رابطه ۲ محاسبه می‌شود و مقادیر آن به عنوان مقادیر آسیب فشاری در نرم‌افزار آباکوس وارد می‌شود [۲۷].

$$d_c = 1 - \frac{\sigma_c E_c^{-1}}{\varepsilon_c^{pl} (1/b_c - 1) + \sigma_c E_c^{-1}} \quad (2)$$

که در آن  $d_c$ ،  $\sigma_c$ ،  $E_c$  و  $\varepsilon_c^{pl}$  به ترتیب بیان‌گر پارامتر آسیب فشاری، تنش فشاری، کرنش پلاستیک فشاری و مدول الاستیسیته بتن است.  $b_c$  مقدار پیشنهادی است که ۰/۷ در نظر گرفته می‌شود. برای محاسبه پارامتر آسیب کششی در دماهای بالا از رابطه ۳ استفاده می‌شود.

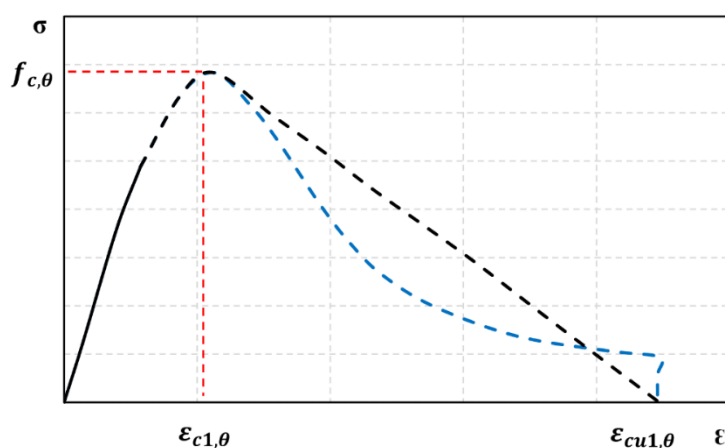
$$d_t = 1 - \frac{\sigma_t}{\sigma_{t0}} \quad (3)$$

که در آن  $d_t$ ،  $\sigma_t$  و  $\sigma_{t0}$  به ترتیب بیان گر پارامتر آسیب کششی، تنش کششی و مقاومت تسلیم می باشد. قابل ذکر است که مقادیر زیاد پارامترهای آسیب باعث مشکلات همگرایی در نرم افزار اجزا محدود می گردد، اگرچه بیشترین مقدار مقادیر آسیب کششی و فشاری حداکثر، به مقدار ۰/۹۹ رسیده است [۲۷].

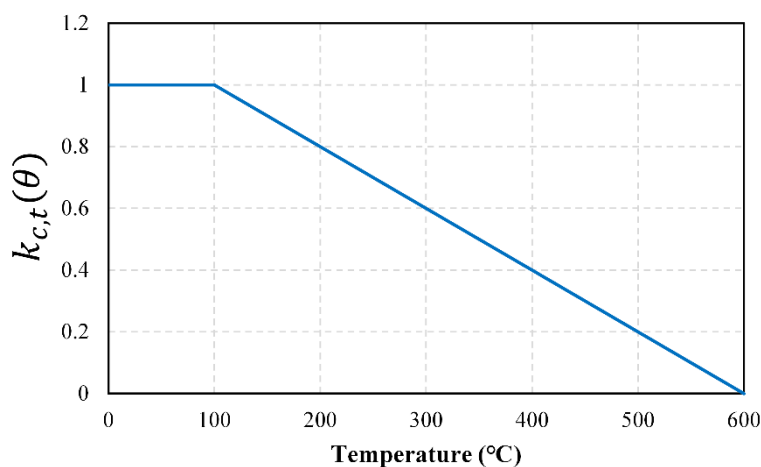
در دماهای معمولی و دماهای بالا برای تعیین نمودار تنش- کرنش فشاری بتن از مدل تنش-کرنش ارائه شده در آیین نامه EN1992-1-2 استفاده می شود. در این مدل بتن تا حدود  $0.4\sigma_c$  به صورت الاستیک خطی رفتار می کند و از این نقطه تا تنش ماکزیمم، آیین نامه EN1992-1-2 رابطه ۳ را برای تعیین تنش فشاری بتن ارائه می دهد. به منظور پرهیز از مشکلات همگرایی، جهت شبیه سازی رفتار نرم شوندگی بتن در شکل ۷-الف از یک روند خطی کاهش، استفاده می شود.

$$\sigma_\theta = \frac{3\varepsilon_c f_{c,\theta}}{\varepsilon_{c1,\theta} \left( 2 + \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1,\theta}} \right)^3 \right)} \quad (4)$$

در این رابطه  $\sigma_\theta$  تنش فشاری در دمای  $\theta$ ،  $\varepsilon_c$  کرنش فشاری،  $f_{c,\theta}$  و  $\varepsilon_{c1,\theta}$  به ترتیب تنش ماکزیمم و کرنش متناظر با تنش ماکزیمم بتن در دمای  $\theta$  بر اساس آیین نامه یوروکد ۲ هستند [۲۵].



(الف)



(ب)

شکل ۷ رفتار بتن در دماهای بالا (الف) رابطه تنش-کرنش بتن در فشار و (ب) ضریب کاهش مقاومت بتن در کشش [۲۵]

در دماهای بالا رفتار کششی بتن وابستگی قابل توجهی به دما دارد به طوری که با افزایش دما مقاومت کششی ماکزیمم و سختی الاستیک بتن کاهش می‌یابد. سختی الاستیک بتن در فشار و کشش یکسان فرض می‌شود بنابراین سختی کششی بتن همانند سختی فشاری آن با تغییرات دما، تغییر می‌کند. از این رو آیین نامه EN1992-1-2 رابطه ۴ را برای محاسبه مقاومت کششی بتن در دماهای بالا پیشنهاد می‌کند [۲۵]. که در آن  $f_{t,\theta}$  مقاومت کششی ماکزیمم در دمای  $\theta$ ،  $f_{t,20}$  مقاومت کششی ماکزیمم در دمای  $20^\circ\text{C}$  و  $K_{t,\theta}$  ضریب کاهش مقاومت کششی در دماهای بالا می‌باشد که با استفاده از روابط ۴ و ۵ محاسبه می‌شود.

$$f_{t,\theta} = k_{t,\theta} f_{t,20} \quad (۵)$$

$$20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 100^\circ\text{C} \quad k_{t,\theta}(\theta) = 1 \quad (۶)$$

$$100^\circ\text{C} \leq \theta \leq 600^\circ\text{C} \quad k_{t,\theta}(\theta) = 1 - \frac{\theta - 100}{500} \quad (۷)$$

ضریب انبساط گرمایی، گرمای ویژه و هدایت گرمایی برای بتن خشک با وزن متوسط (با سنگدانه آهکی یا سیلیسی) طبق یوروکد ۲ مطابق شکل ۸ آورده می‌شود.

### ۳- صحت‌سنجی مدل اجزاء محدود

به منظور اعتبارسنجی و صحت عملکرد مدل اجزاء محدود، نتایج آزمایشگاهی کمات و همکاران<sup>۱۱</sup> [۲۸] مورد بررسی قرار گرفته است. در این مطالعه یک قاب بتن مسلح یک طبقه به همراه سقف (دال بتنی) مدل شده است. ابعاد هندسی، شرایط مرزی، خصوصیات مصالح و بارگذاری مشابهی برای شبیه‌سازی مدل در نرم‌افزار اجزاء محدود آباکوس در نظر گرفته شده است. شکل ۹ ابعاد هندسی قاب مورد مطالعه را نشان می‌دهد که شامل چهار ستون مربعی با بعد ۳۰۰ mm و به فاصله محور به محور ۳۰۰۰ mm در راستای شمال- جنوب و شرق- غرب است که توسط یک شبکه‌بندی از چهار تیر با ابعاد  $230 \times 230 \text{ mm}^2$  بهم وصل شده اند. یک دال بتن مسلح با ضخامت ۱۲۰ mm سقف سازه را پوشانده است. جک‌های هیدرولیکی در قسمت شمالی سازه و چشمه تهویه هوا در قسمت غربی سازه مطابق (ب)

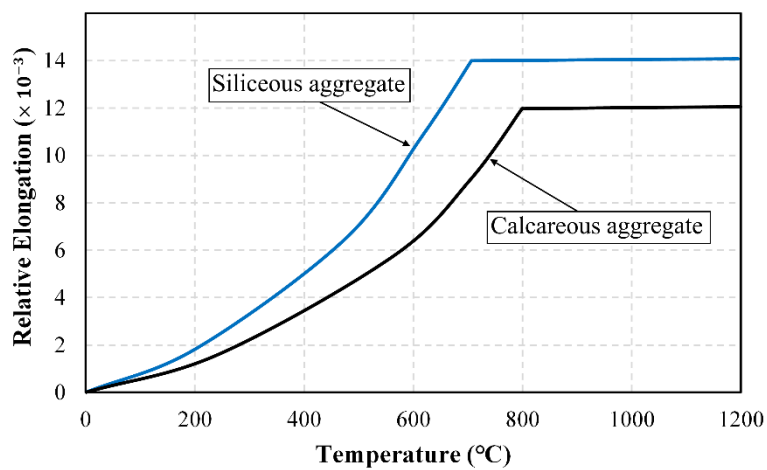
شکل ۹-ب، تعبیه شده است. پایداری ستون‌ها توسط یک پی گسترده با ضخامت ۹۰۰ mm و ابعاد  $8550 \times 6750 \text{ mm}^2$  تامین گشته است.

مراحل تحلیل شامل بارگذاری ثقلی، بارگذاری لرزه‌ای برای شبیه‌سازی زلزله، بارگذاری آتش و ظرفیت باقی مانده بارگذاری جانبی قاب (آسیب دیده و در معرض آتش قرار گرفته) است. در بارگذاری ثقلی، مجموع بار مرده و ۲۵٪ بار زنده ناشی از سه طبقه بالای طبقه مورد نظر بر ستون‌ها اعمال می‌شود. همچنین ۲۵٪ بار زنده بر سقف طبقه مورد تحلیل که معادل  $2 \text{ kN/m}^2$  می‌باشد، اعمال می‌شود. بار لرزه‌ای به شکل شبه استاتیکی و نیرو کنترل توسط دو جک هیدرولیکی در تراز طبقه به سازه وارد می‌شود. تاریخچه بارگذاری قاب بتنی با اعمال تغییرمکان جانبی بر اساس آیین نامه FEMA356 [۲۹] بدست آمده است که در شکل ۱۰-الف نشان داده شده است.

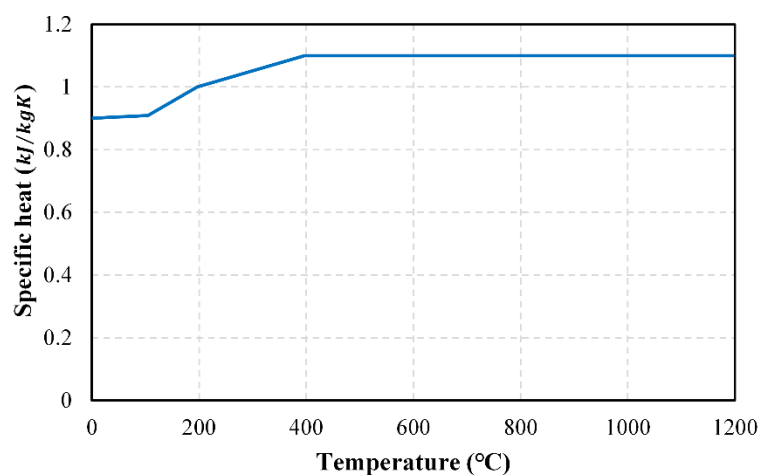
خصوصیات مکانیکی آرماتورهای فولادی در دمای محیط مطابق جدول ۴ بیان شده است. بارگذاری آتش بعد از اینکه قاب خمشی بتن مسلح تحت بارگذاری لرزه‌ای قرار گرفت، مورد آزمایش قرار می‌گیرد. قبل از آزمایش واقعی آتش بر روی سازه، آزمایش‌هایی مشابه بر روی سه ماکت به ابعادی مشابه انجام شدند. کوپه آتش دارای  $3000 \text{ mm}$  عرض و  $1000 \text{ mm}$  که از قسمت پایین خود از چهار طرف دارای بازشدگی است. بازشدگی‌ها طوری طراحی شده‌اند تا آتش به دمایی در حدود  $900^\circ\text{C}$  -  $1000^\circ\text{C}$  برسد. نمودار دما- زمان بارگذاری آتش در شکل ۱۰-ب به وضوح آورده شده است. مرحله نهایی آزمایش شامل قرار دادن قاب خمشی تحت بارگذاری پوش‌آور است. هدف از این آزمایش تعیین ظرفیت باقی‌مانده و تعیین میزان کاهش مقاومت و سختی قاب در طول بارگذاری لرزه‌ای و آتش است. در این

<sup>11</sup> P.Kamath et al

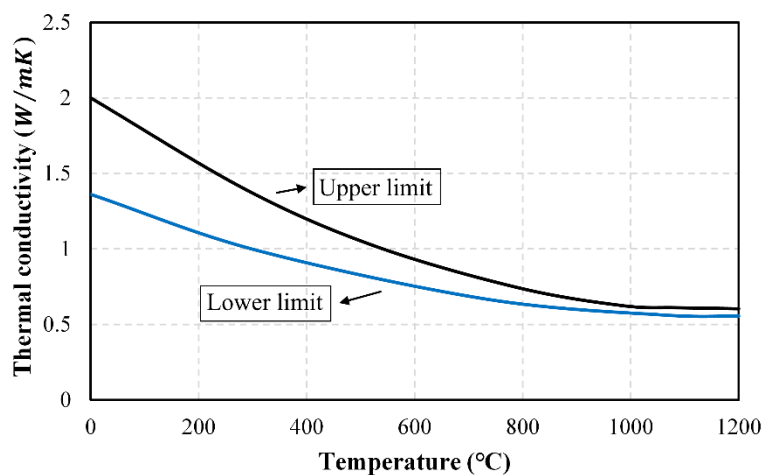
مرحله قاب خمشی تحت بارگذاری جانبی بیش از ۹۵mm (که در مرحله بارگذاری جانبی اعمال شد) قرار گرفته و تا حداکثر مقدار قابل تحمل قاب خمشی ادامه پیدا می کند که مقدار آن ۲۰۰mm ثبت شده است.



(الف)

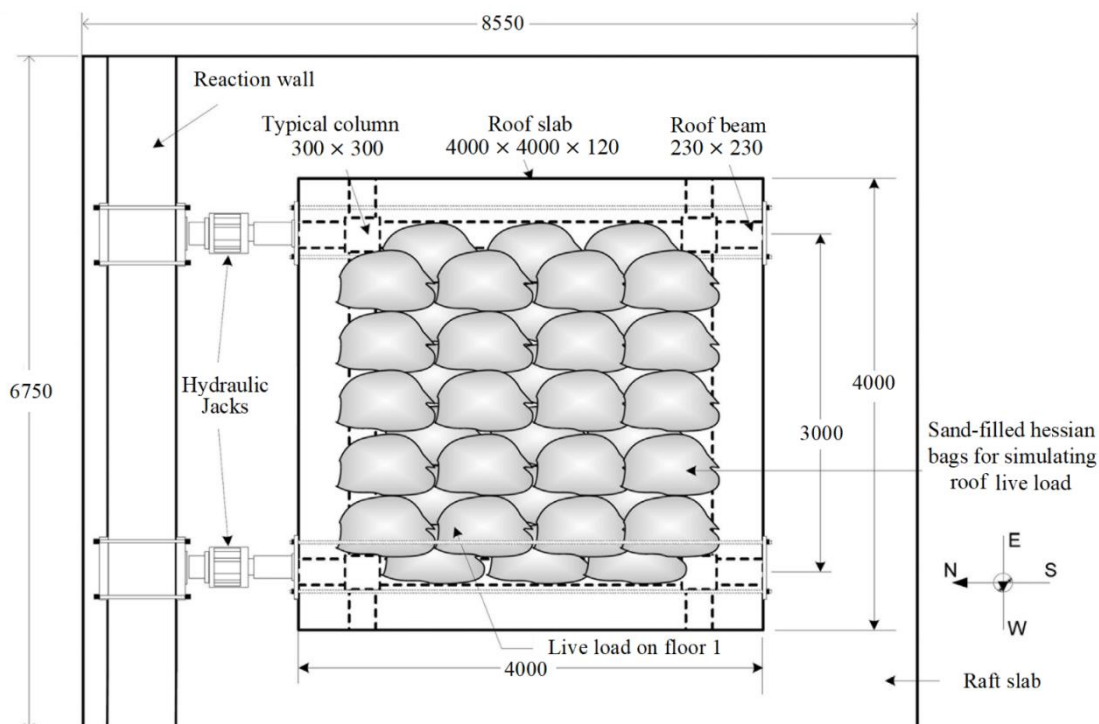


(ب)

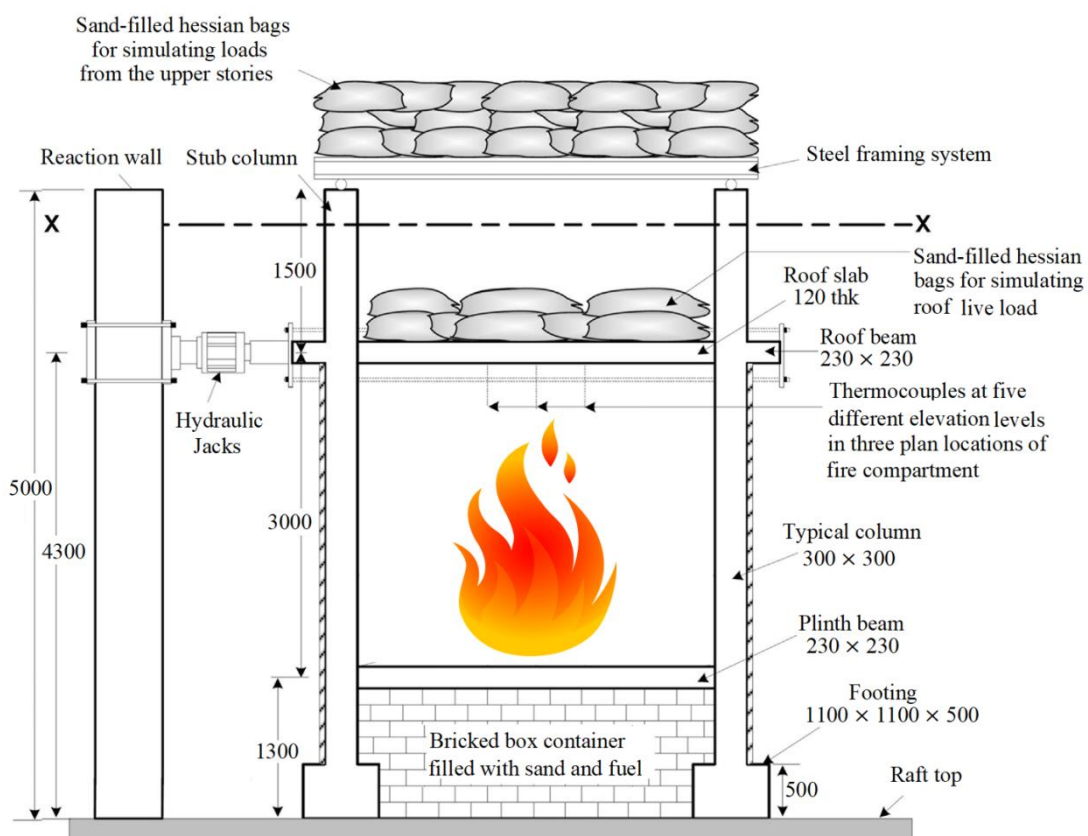


(ج)

شکل ۸ رفتار حرارتی بتن در آتش الف) ضریب انبساط گرمایی، ب) ظرفیت گرمایی ویژه و ج) هدایت گرمایی [۲۵]



(الف)

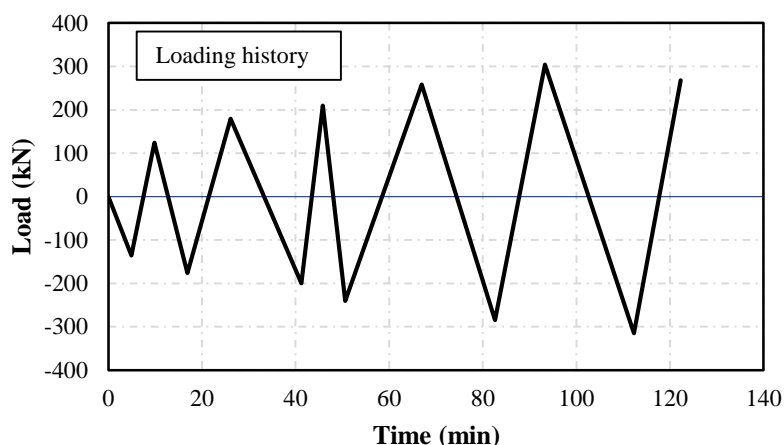


(ب)

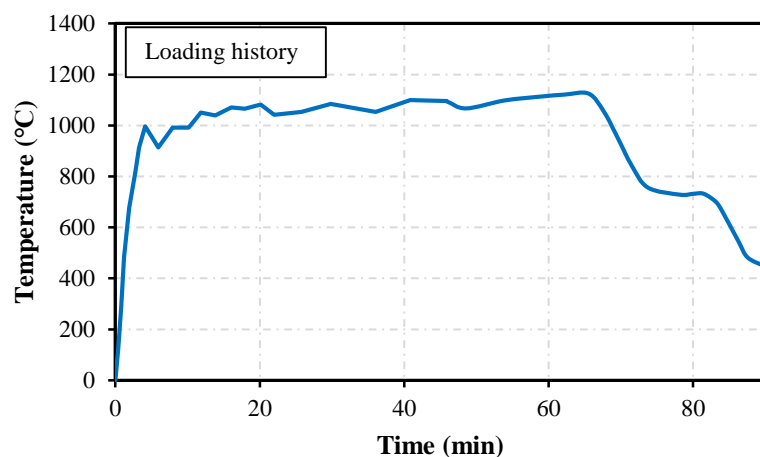
شکل ۹ مشخصات هندسی و شرایط بارگذاری (الف) ابعاد هندسی قاب بتنی از نمای بالا و (ب) بارگذاری‌های اعمال شده [۲۸]

جدول ۴ خصوصیات مکانیکی آرمانورهای فولادی قاب بتنی [۲۸]

میلگردها	کاربرد میلگردها	تنش تسلیم	تنش نهایی	مدول الاستیسیته
mm	-	MPa	MPa	MPa
۸	دال و خاموت تیر	۵۵۰/۶۹	۶۴۲/۹۷	۲/۱۴
۱۰	خاموت ستون	۴۴۶/۵۷	۵۳۸/۲۱	۲/۱۳
۱۶	میلگرد اصلی تیر	۴۲۰/۰۵	۵۴۱/۱۸	۲/۰۳
۲۰	میلگرد اصلی ستون	۴۴۸/۵۵	۵۶۷/۵۰	۲/۱۰



(الف)

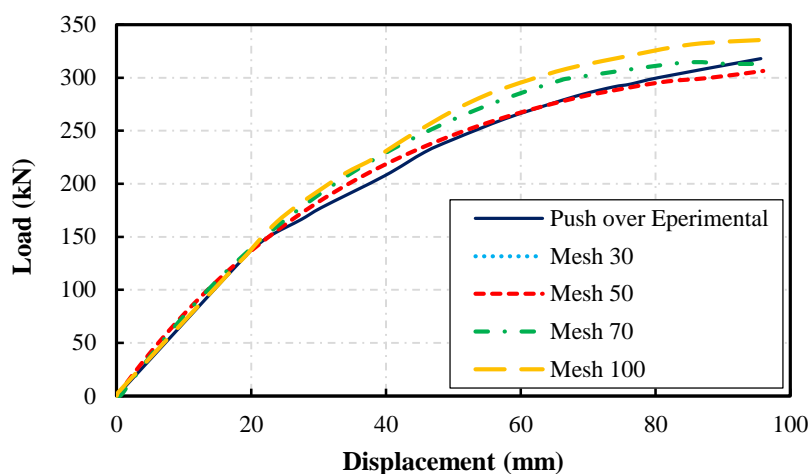


(ب)

شکل ۱۰ بارگذاری جانبی و آتش اعمال شده به قاب الف) تاریخچه بارگذاری لرزه‌ای بر اساس FEMA356 و ب) منحنی دما-زمان در نظر گرفته شده برای اعمال بار آتش [۲۸]

به منظور تعیین بهترین ابعاد شبکه‌بندی و همچنین اطمینان از نتایج بدست آمده، یک آنالیز حساسیت برای اندازه شبکه‌بندی (مش) انجام شده است. بنابراین چهار اتصال بتنی با اندازه شبکه‌های ۳۰mm، ۵۰mm، ۷۰mm و ۱۰۰mm مدل شده و نمودارهای بار-تغییر مکان آنها با نتایج آزمایشگاهی در شکل ۱۱ مقایسه شد. بر اساس نتایج شکل ۱۱ نمونه‌هایی با اندازه شبکه ۳۰mm و ۵۰mm انطباق خوبی با نتایج آزمایشگاهی دارد. بنابراین اندازه شبکه ۵۰mm برای مدل غیرخطی اجزا محدود در نظر گرفته می‌شود، همچنین از این اندازه شبکه، برای شبیه‌سازی تمام مدل‌های مطالعه پارامتری استفاده شده است.



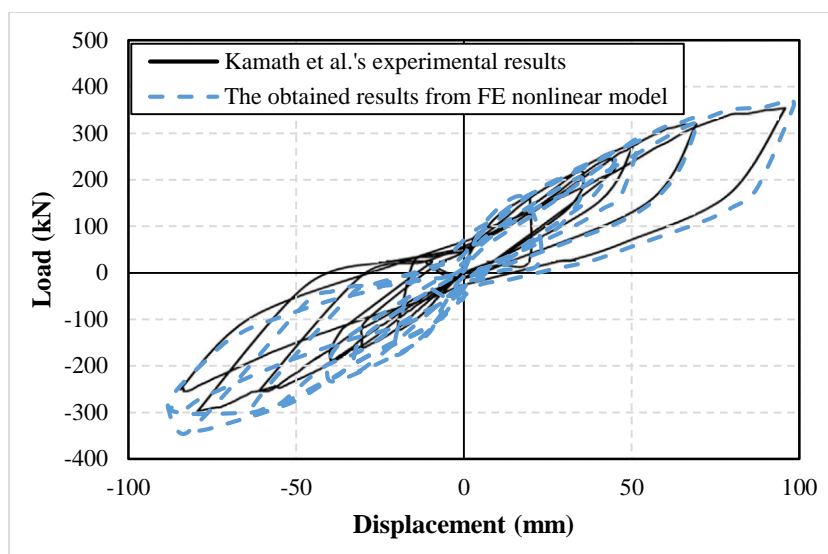


شکل ۱۱ مقایسه منحنی‌های بار - تغییر مکان نمونه‌ها با اندازه شبکه‌های مختلف با نتایج آزمایشگاهی جهت حساسیت سنجی شبکه [۲۸]

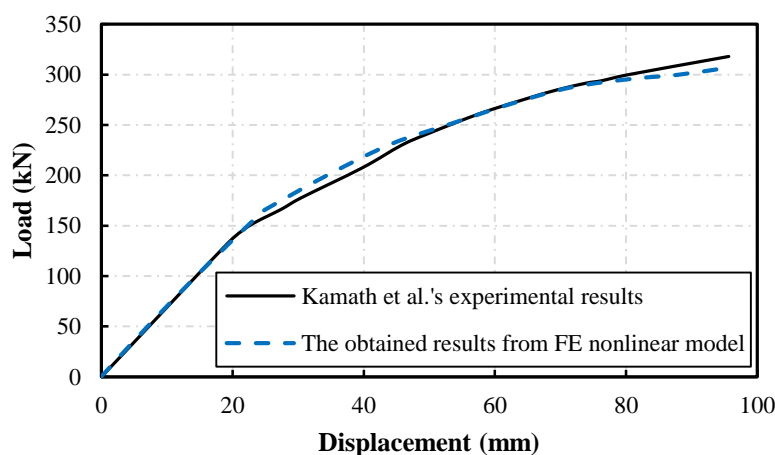
بررسی نتایج آزمایشگاهی و مقایسه‌ی آن با نتایج مدل‌سازی اجزا محدود، جهت اطمینان از عملکرد مدل‌های این مطالعه و دقت تحلیل آن حائز مهم بوده و در حصول نتایج قابل اطمینان موثر می‌باشد. به همین منظور در شکل ۱۲-الف نتایج آزمایشگاهی و عددی اجزا محدود مربوط به منحنی هیستریزس قاب بتن مسلح تحت بارگذاری لرزه‌ای آورده شده است. همان‌طور که قابل مشاهده است، مدل اجزا محدود به خوبی رفتار قاب بتن مسلح تحت بارگذاری لرزه‌ای را شبیه‌سازی کرده و انطباق مناسبی با نتایج آزمایشگاهی فراهم کرده است. بر اساس نتایج اجزا محدود، حداکثر جابجایی در چرخه فشاری برابر ۹۹mm و در چرخه کششی برابر ۸۹mm می‌باشد که به ترتیب بیان‌گر ۴/۲۱٪ و ۴/۷۰٪ خطا نسبت به نتایج آزمایشگاهی است. نتایج آزمایشگاهی و عددی اجزا محدود مربوط به تغییرات برش پایه در مقابل تغییر مکان جانبی اعمال شده در تراز طبقه در شکل ۱۲-ب نشان داده شده است. بر اساس شکل ۱۲، کاهش در مقاومت جانبی نتایج اجزا محدود دیده نمی‌شود و انطباق بسیار مناسبی با نتایج آزمایشگاهی دارد.

برای اطمینان از نتایج بارگذاری آتش، تغییرات دما در ارتفاع تیر در دقیقه‌های ۲۰، ۴۰ و ۶۰ در دو حالت آزمایشگاهی و اجزا محدود در شکل ۱۳-الف نشان داده شده است. همان‌طور که قابل مشاهده است، نتایج اجزا محدود در تطابق مناسبی با نتایج آزمایشگاهی است، اگرچه خطای مدل اجزا محدود از دقیقه ۴۰ به بعد افزایش یافته است. هیچ ضرایب کاهش برای خصوصیات مکانیکی و حرارتی فولاد و بتن در دماهای بالا بر اساس مقاله مرجع [۲۴] ارائه نشده است، بنابراین در مطالعه حاضر، از ضرایب کاهش بر اساس یوروکد ۲ و یوروکد ۳ استفاده شده است. طبق نتایج ارائه شده، اختلاف کمی بین نتایج شبیه‌سازی اجزا محدود و نتایج آزمایشگاهی در دماهای بالا وجود دارد، بنابراین ضرایب کاهش پیشنهاد شده‌ی یوروکد برای شبیه‌سازی رفتار بتن و فولاد در دماهای بالا قابل قبول است.

شکل ۱۳-ب بیان‌گر ظرفیت باقی مانده قاب مربوط به نتایج اجزا محدود و نتایج آزمایشگاهی است. مطابق این شکل، نتایج آزمایشگاهی نشان می‌دهد که ظرفیت مقاوم قاب خمشی در مقابل بارگذاری جانبی، در تغییر مکان ۳۰mm به میزان ۴۴٪ کاهش یافته و در تغییر مکان ۹۶mm به میزان ۱۰٪ کاهش یافته است. بر اساس نتایج اجزا محدود، ظرفیت مقاوم قاب خمشی در مقابل بارگذاری جانبی به ترتیب ۴۶٪ و ۱۳٪ در تغییر مکان‌های ۳۰mm و ۹۶mm کاهش پیدا کرده است که نشان‌دهنده دقت مناسب شبیه‌سازی اجزا محدود است.



(الف)



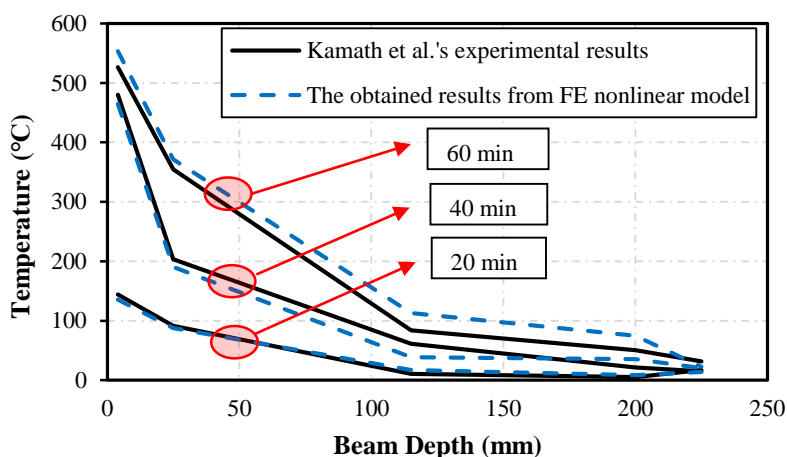
(ب)

شکل ۱۲ مقایسه نتایج بار- تغییر مکان (الف) منحنی هیستریزس (ب) منحنی پوش [۲۸]

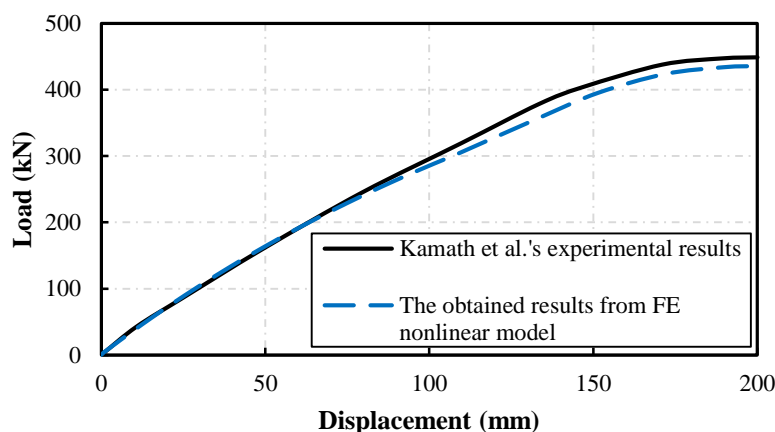
شکل ۱۴، ترک‌های قاب بتن مسلح تحت بارگذاری لرزه‌ای را در دو حالت اجزا محدود و آزمایشگاهی نشان می‌دهد. قابل مشاهده است که الگو ترک‌های بدست آمده از تحلیل غیرخطی اجزا محدود به نتایج آزمایشگاهی [۲۸] بسیار نزدیک است.

#### ۴- بررسی اثر پارامتریک مقاومت فشاری و آرمانتور طولی ستون بر رفتار اتصال

پس از اطمینان از صحت مدل‌سازی در نرم‌افزار و تسلط بر نکات مهم در روند حل و مدل‌سازی یک اتصال بتن مسلح، لازم است برای تحقق اهداف این پروژه نمونه‌هایی تعریف و با نرم‌افزار تحلیل گردند. در این تحقیق اثر سه پارامتر مقاومت فشاری بتن، درصد آرمانتور طولی ستون و درصد آرمانتور برشی اتصال بر رفتار اتصال تیر-ستون مورد بررسی قرار گرفته است. پس از انجام تحلیل بر روی نمونه‌ها منحنی‌های رفتاری مربوطه ارائه شده و پارامترهایی نظیر حداکثر مقاومت برشی، نمودار هیستریزس و بار تغییر مکان استخراج می‌گردند. سپس نتایج بدست آمده تفسیر می‌شوند و تعبیر فیزیکی آن‌ها مورد بحث و بررسی قرار می‌گیرند.



(الف)

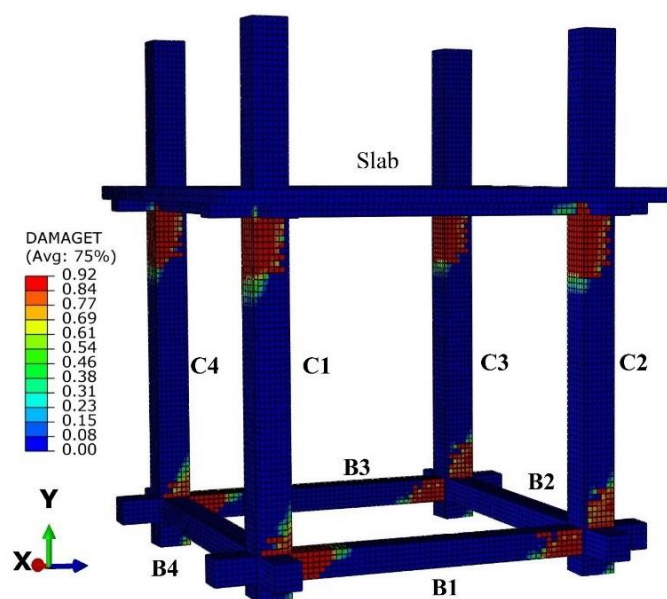


(ب)

شکل ۱۳ مقایسه نتایج اجزا محدود با نتایج آزمایشگاهی [۲۸] (الف) تغییرات دما در ارتفاع تیر در زمان‌های ۲۰ دقیقه، ۴۰ دقیقه و ۶۰ دقیقه (ب) ظرفیت باقی‌مانده قاب

بر اساس آیین‌نامه ACI-318-14 تحت عنوان ضوابط خاص طراحی اتصالات بتن‌آرمه در مناطق زلزله خیز، نکاتی در زمینه آرماتورگذاری تیر، ستون و اتصالات بتن‌آرمه در طراحی سازه‌های بتن‌آرمه در برابر زلزله ارائه شده است. با توجه به اینکه عوامل مختلفی از جمله جزئیات آرماتورگذاری عرضی اتصال و جزئیات آرماتورگذاری ستون بر رفتار اتصالات تاثیر گذارند. لذا نمونه‌ها (اتصالات) به گونه‌ای انتخاب شده‌اند که محدوده قابل توجهی از مهمترین این عوامل را تحت پوشش قرار می‌دهند.

برای مدل‌سازی شرایط تکیه‌گاهی با توجه به قرارگیری نقطه عطف در وسط تیر و ستون (در برابر بار جانبی)، برای هر اتصال نصف تیر و ستون‌های اطراف آن مدل‌سازی می‌گردد. با توجه به اینکه ارتفاع طبقات در عرف ساخت و ساز ساختمان‌ها بین ۳m الی ۴m می‌باشد ارتفاع کلی اتصال‌های مورد تحلیل ۳/۲m و طول تیرها ۵m در نظر گرفته می‌شوند. مشخصات هندسی اتصال بتنی در شکل ۲ و جزئیات آرماتورگذاری طولی و عرضی و ابعاد و جزئیات مقطع تیر و ستون در شکل ۱۵ نشان داده شده است.

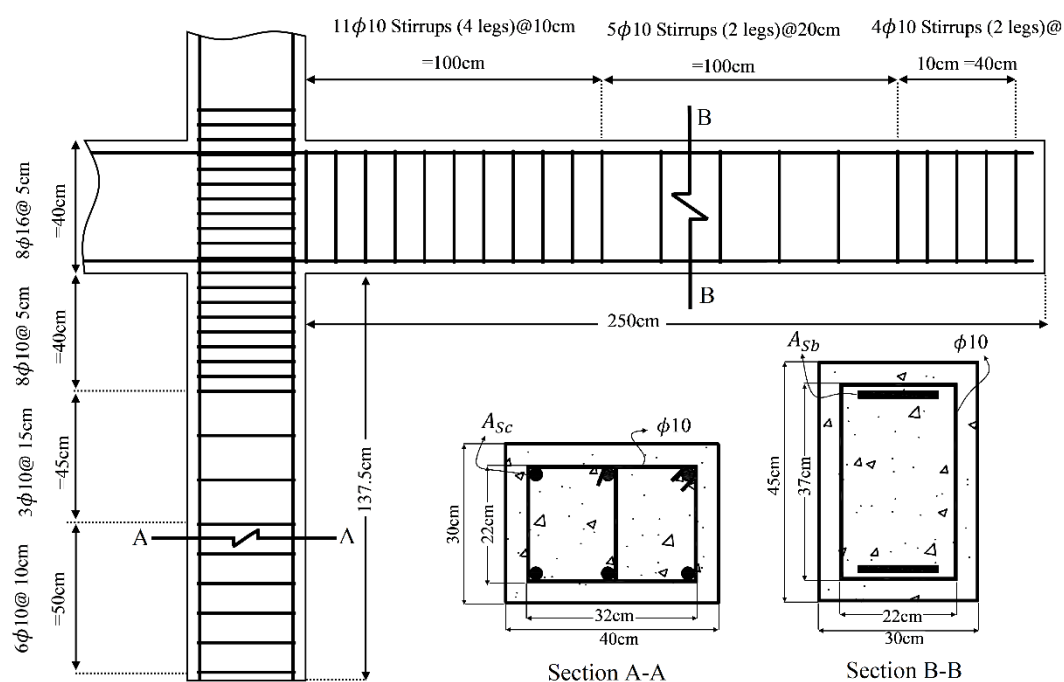


(ب)



(الف)

شکل ۱۴ الگوهای ترک ایجاد شده تحت بارگذاری لرزه‌ای (الف) نتایج آزمایشگاهی [۲۸] و (ب) نتایج حاصل از تحلیل اجزا محدود مدل



شکل ۱۵ مشخصات کلی آرماتورگذاری اتصال بتنی

نمونه‌های مورد نظر برای انجام آنالیز (پوش‌آور، چرخه‌ای، حرارت و ظرفیت باقی مانده) در جدول ۵ و جدول ۶ آورده شده است. در این نمونه‌ها با توجه به توصیه‌های آیین‌نامه‌های مقادیر پارامترهای مربوط  $f_c$  (مقاومت فشاری بتن)،  $\rho_c$  (درصد آرماتورهای طولی ستون) و  $\rho_z$  (درصد آرماتورهای برشی اتصال) به گونه‌ای انتخاب شده‌اند تا درک درستی از تاثیر این پارامترها بر رفتار غیرخطی اتصال بدست آید.

در نام‌گذاری نمونه‌ها به ترتیب Fc برای مقاومت فشاری، Rc برای درصد آرماتورهای طولی ستون، Rj برای درصد آرماتورهای برشی اتصال و Rb برای درصد آرماتورهای طولی تیر استفاده شده است.

جدول ۵ مشخصات نمونه‌های مورد بررسی در حالت مقاومت فشاری متغیر

شماره نمونه	نمونه	Fc	Rc	Rb
۱	Fc1	۲۵	۲/۲۶	۲/۷۹
۲	Fc2	۳۰	۲/۲۶	۲/۷۹
۳	Fc3	۳۵	۲/۲۶	۲/۷۹
۴	Fc4	۴۰	۲/۲۶	۲/۷۹
۵	Fc5	۴۵	۲/۲۶	۲/۷۹

جدول ۶ مشخصات نمونه‌های مورد بررسی در حالت درصد آرماتور طولی ستون متغیر

شماره نمونه	نمونه	Fc	Rc	Rb
۱	Rc1	۴۰	۱	۲/۷۹
۲	Rc2	۴۰	۲	۲/۷۹
۳	Rc3	۴۰	۳	۲/۷۹
۴	Rc4	۴۰	۶	۲/۷۹
۵	Rc5	۴۰	۸	۲/۷۹

جدول ۷ مشخصات نمونه‌های مورد بررسی در حالت درصد آرماتور عرضی چشمه‌ی اتصال متغیر

شماره نمونه	نمونه	Fc	Rc	Rb	Rj
۱	Rj1	۴۰	۲/۲۶	۲/۷۹	۲/۲۹
۲	Rj2	۴۰	۲/۲۶	۲/۷۹	۱/۷۲
۳	Rj3	۴۰	۲/۲۶	۲/۷۹	۱/۱۴
۴	Rj4	۴۰	۲/۲۶	۲/۷۹	۰

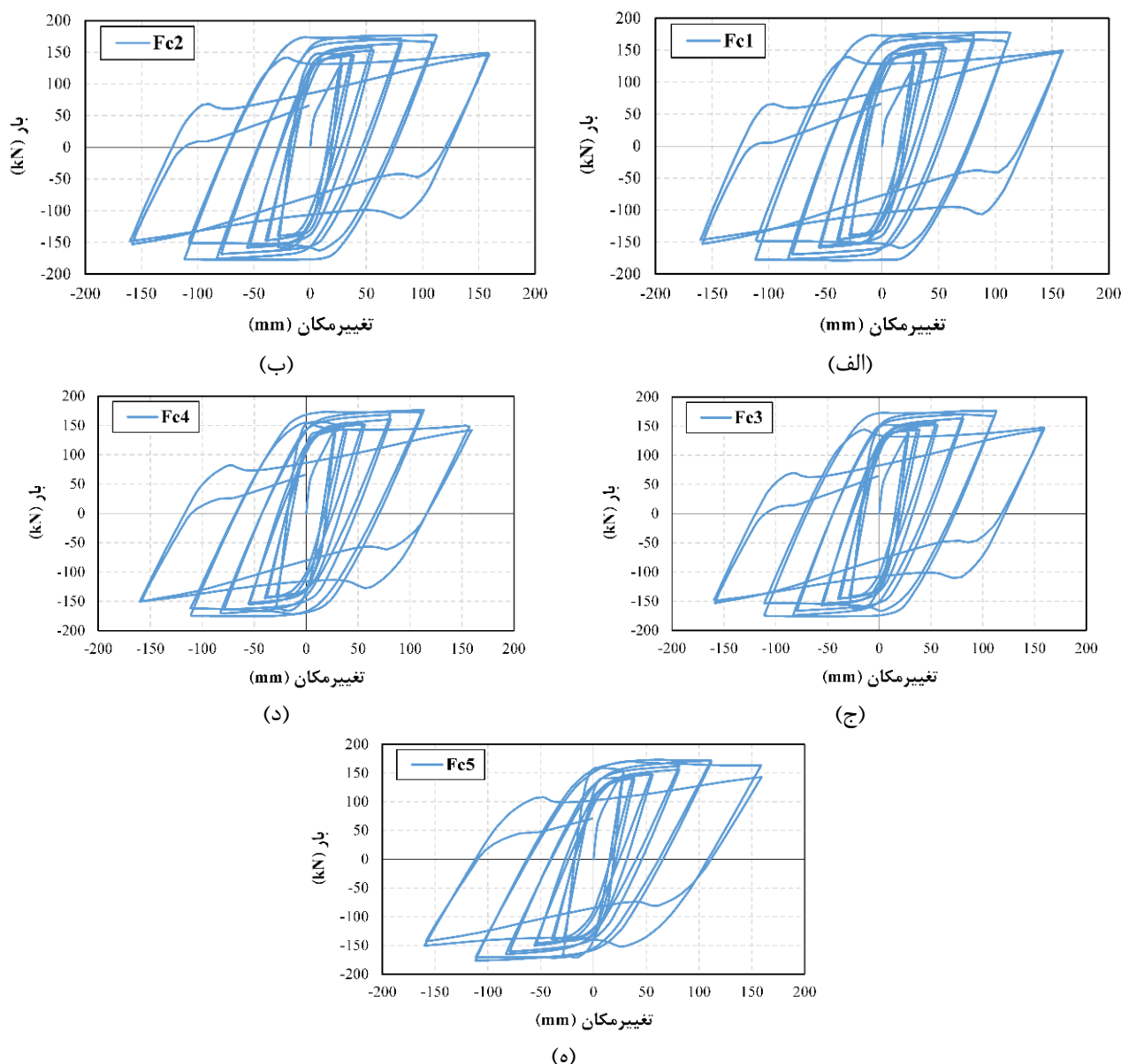
#### ۴-۱- بررسی تاثیر مقاومت فشاری بتن بر رفتار غیرخطی اتصال ( $f_c$ )

برای بررسی تاثیر مقاومت فشاری بتن بر رفتار غیرخطی اتصال، آنالیز چرخه‌ای بر روی ۵ نمونه با مقاومت فشاری متفاوت مورد آنالیز قرار گرفته‌اند. مقاومت فشاری مورد بررسی در محدوده‌ی مقاومت‌های متداول برای سازه‌ها هستند که به ترتیب ۵ مقاومت فشاری ۲۵ MPa، ۳۰ MPa، ۳۵ MPa، ۴۰ MPa و ۴۵ MPa مورد بررسی قرار گرفته است. حلقه‌ی هیستریزس نیرو-تغییرمکان مدل‌های مختلف در شکل ۱۶ نشان داده شده است. همان‌طور که قابل مشاهده است با افزایش مقاومت فشاری بتن از میزان باریک شدگی حلقه‌های هیستریزس کاهش یافته و میزان انرژی تلف شده توسط اتصال افزایش یافته است. هم‌چنین پارامترهای سختی، شکل‌پذیری و انرژی تلف شده در ادامه قاب خمشی تحت بارگذاری یکنواخت پوش‌آور قرار می‌گیرد. هدف از این کار تعیین ظرفیت باقی‌مانده و تعیین میزان کاهش مقاومت و سختی قاب در طول بارگذاری لرزه‌ای و آتش است. قابل ذکر است که قاب خمشی تحت بارگذاری جانبی ۲۰۰mm قرار گرفته است. با توجه به نتایج نشان داده شده در شکل ۱۷ می‌توان گفت که با افزایش دمای آتش‌سوزی تا ۱۰۰۰ °C، ظرفیت باربری اتصال تحت بار یکنواخت پوش‌آور به میزان قابل توجهی (۹۰٪) کاهش یافته است. تغییرات ظرفیت باربری اتصال تا دمای ۲۰۰ °C تغییر زیادی نداشته اما تا دمای ۶۰۰ °C حدود ۴۰٪ از ظرفیت باربری خود را از دست داده است.

جدول ۸ نشان داده شده است. مطابق با نتایج با افزایش مقاومت فشاری بتن، سختی، شکل‌پذیری اتصال و میزان جذب انرژی نمونه‌ها افزایش می‌یابد.

از الزامات طراحی اتصالات تیر-ستون در قاب‌های بتن‌آرمه تسلیم نشدن اجزای متصل به اتصال پیش از رسیدن به بیشترین ظرفیت است. هنگامی که اجزای متصل به اتصال به بیشترین مقدار ظرفیت خمشی خود می‌رسند، اتصال در معرض نیروهای برشی بسیار بزرگی قرار می‌گیرد. به همین دلیل برای تحمل این تنش‌های برشی لازم است تا اتصال از مقاومت برشی کافی برخوردار باشد. یکی از عوامل موثر در افزایش مقاومت برشی بتن، مقاومت فشاری بتن است. با توجه به نتایج پژوهش‌های انجام شده در این زمینه، با افزایش مقاومت فشاری بتن، مقاومت برشی اتصال به صورت صعودی افزایش می‌یابد.

همانطور که قبلاً نیز گفته شد، بعد از اعمال نیروی جانبی، اتصال بتنی تحت بارگذاری حرارتی مطابق با آیین‌نامه‌ی ISO834 قرار می‌گیرد. نمونه‌ها به مدت ۹۰ دقیقه تحت بارگذاری حرارتی قرار گرفته‌اند. نتایج در شکل ۱۷ و جدول ۹ آورده شده است. افزایش حرارت آتش‌سوزی و طولانی شدن زمان آن، منجر به کاهش سختی و شکل‌پذیری اعضا می‌شود.



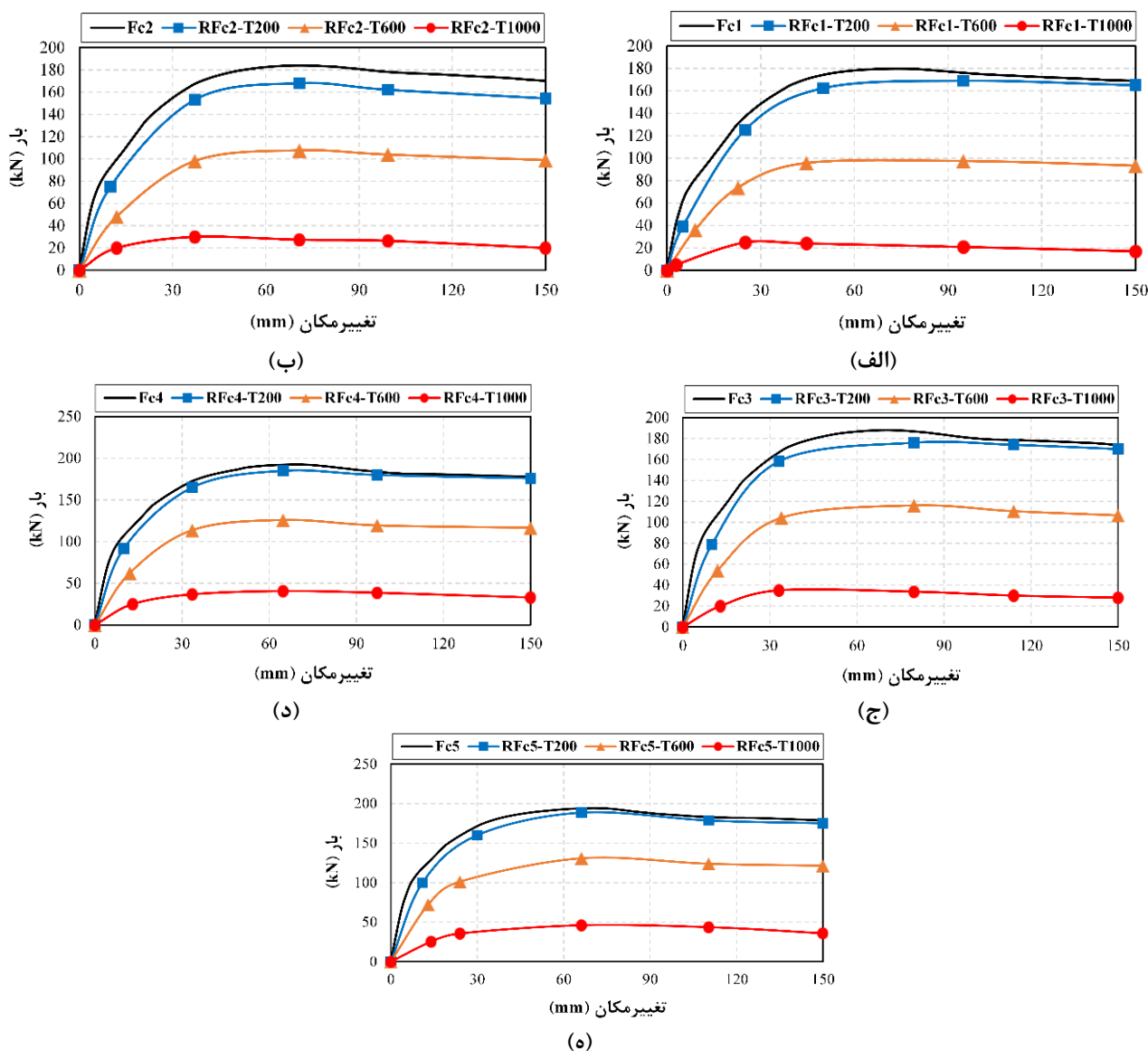
شکل ۱۶ تاثیر مقاومت فشاری بتن بر رفتار غیرخطی اتصال

در ادامه قاب خمشی تحت بارگذاری یکنواخت پوش‌آور قرار می‌گیرد. هدف از این کار تعیین ظرفیت باقی‌مانده و تعیین میزان کاهش مقاومت و سختی قاب در طول بارگذاری لرزه‌ای و آتش است. قابل ذکر است که قاب خمشی تحت بارگذاری جانبی ۲۰۰ mm قرار

گرفته است. با توجه به نتایج نشان داده شده در شکل ۱۷ می توان گفت که با افزایش دمای آتش سوزی تا  $1000^{\circ}\text{C}$ ، ظرفیت باربری اتصال تحت بار یکنواخت پوش آور به میزان قابل توجهی (۹۰٪) کاهش یافته است. تغییرات ظرفیت باربری اتصال تا دمای  $200^{\circ}\text{C}$  تغییر زیادی نداشته اما تا دمای  $600^{\circ}\text{C}$  حدود ۴۰٪ از ظرفیت باربری خود را از دست داده است.

جدول ۸ اثر مقاومت فشاری بتن بر رفتار غیرخطی اتصال

نمونه ها	E (N.m)	K ( $\frac{kN}{mm}$ )	$\mu$
Fc1	۲۳۷۱۵/۴۶۶	۱۰/۸۱۱	۵/۵۷۰
Fc2	۲۴۳۴/۴۳۶	۱۱/۲۶۶	۴/۴۳۱
Fc3	۲۴۹۸۷/۰۲۷	۱۲/۸۷۵	۵/۲۲۴
Fc4	۲۵۵۴۵/۲۲۰	۱۳/۷۹۷	۵/۱۵۸
Fc5	۲۶۰۷۵/۴۱۰	۱۴/۵۲۴	۵/۱۵۱

شکل ۱۷ ظرفیت نهایی نمونه ها در حالت مقاومت فشاری متغیر تحت ۳ درجه حرارت  $200^{\circ}\text{C}$ ،  $600^{\circ}\text{C}$  و  $1000^{\circ}\text{C}$

همان طور که گفته شد در گام آخر تحلیل، یک بارگذاری یکنواخت پوش آور در قسمت بالای ستون وارد شده تا ظرفیت باقی مانده اتصال تعیین گردد. نمودارهایی که ابتدای نام آن‌ها حرف R قرار دارد بیانگر ظرفیت باقیمانده‌ی اتصالات هستند. هم‌چنین نسبت سه پارامتر شکل‌پذیری، سختی و انرژی تلف شده نسبت به نتایج قبل از بارگذاری حرارتی در جدول ۹ آورده شده است.  $\mu_T$ ،  $K_T$  و  $E_T$  به ترتیب بیان‌گر شکل‌پذیری، سختی و انرژی تلف شده نمونه‌های در دمای T هستند و  $\mu_0$ ،  $K_0$  و  $E_0$  به ترتیب بیان‌گر پارامترهای مذکور قبل از آتش‌سوزی است. نتایج نشان می‌دهد که شکل‌پذیری، سختی و انرژی تلف شده تمام نمونه‌ها در درجه حرارت‌های  $200^\circ\text{C}$ ،  $600^\circ\text{C}$  و  $1000^\circ\text{C}$  نسبت به قبل از حرارت کاهش یافته است. با افزایش دمای آتش‌سوزی تا  $1000^\circ\text{C}$  انرژی تلف شده و سختی نمونه‌ها به میزان تقریبی ۸۰٪ و شکل‌پذیری نیز به میزان ۵۰٪ کاهش یافته است.

جدول ۹ نسبت شکل‌پذیری، سختی و انرژی تلف شده نمونه‌ها در دمای T به نتایج قبل از بارگذاری حرارتی (حالت مقاومت فشاری متغیر)

RFc	T200			T600			T1000		
	$\mu_T/\mu_0$	$K_T/K_0$	$E_T/E_0$	$\mu_T/\mu_0$	$K_T/K_0$	$E_T/E_0$	$\mu_T/\mu_0$	$K_T/K_0$	$E_T/E_0$
۱	۰/۹۵۸	۰/۴۴۳۳۴۴	۰/۹۲۷	۰/۸۲۱	۰/۲۸۸۴۳۴	۰/۵۴۴	۰/۵۲۱	۰/۰۸۸۷۵۶۲۱	۰/۱۲۶
۲	۰/۹۴۸	۰/۶۹۴۹۰۹	۰/۸۸۸	۰/۸۱۴	۰/۳۷۱۳۷۳	۰/۵۶۵	۰/۵۱۴	۰/۱۳۱۰۳۳۶۷	۰/۱۴۸
۳	۰/۹۴	۰/۶۱۱۸۲۵	۰/۹۲۵	۰/۸۱۱	۰/۳۴۹۴۹۵	۰/۵۹۷	۰/۵۰۸	۰/۱۱۹۴۸۵۶۴	۰/۱۷۷
۴	۰/۹۳۳	۰/۶۶۶۶۵۵	۰/۹۴۵	۰/۸۰۵	۰/۳۷۶۱۵۱	۰/۶۳۵	۰/۴۹۸	۰/۱۳۹۳۷۷۷۲	۰/۲۰۳
۵	۰/۹۳۵	۰/۶۲۵۹۰۳	۰/۹۳۸	۰/۷۹۵	۰/۳۸۲۸۴۲	۰/۶۴۵	۰/۴۹	۰/۱۴۲۶۱۶۵۱	۰/۲۲۳

#### ۴-۲- بررسی تاثیر آرماتورهای طولی بر رفتار غیرخطی اتصال (Rc)

در این بخش تاثیر آرماتورهای طولی ستون بر روی رفتار غیرخطی اتصال مورد بررسی قرار گرفته است. ۵ نمونه با آرماتورهای طولی متفاوت تحلیل شده است که مساحت آرماتورهای طولی به ترتیب برابر با ۱٪، ۲٪، ۳٪، ۶٪ و ۸٪ مساحت مقطع ستون می‌باشد. نمودار هیستریزس اتصال‌های بتنی در شکل ۱۸ آورده شده و هم‌چنین انرژی تلف شده، شکل‌پذیری و سختی اتصال‌های بتنی در جدول ۱۰ نشان داده شده است. مشاهده می‌شود که با افزایش درصد آرماتورهای طولی ستون، شکل‌پذیری اتصال‌ها ۲۹۰٪ کاهش پیدا کرده اما انرژی تلف شده و سختی و نمونه‌ها به ترتیب ۱۹۰٪ و ۵۰٪ افزایش پیدا کرده است.

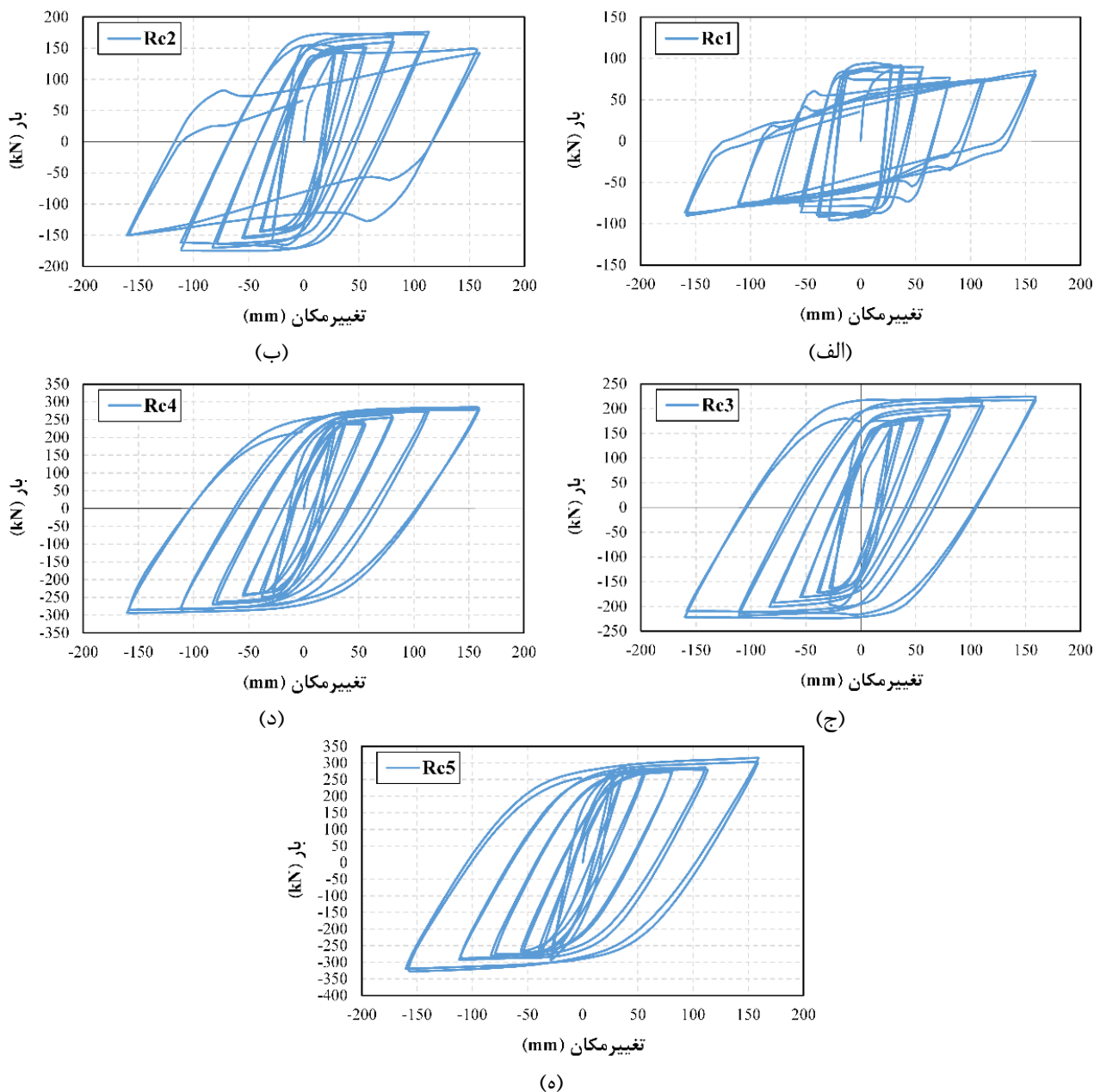
مطابق با شکل ۱۸، با بررسی نتایج مشاهده شده است که افزایش آرماتورهای طولی باعث افزایش باربری نمونه‌ها می‌شود. هم‌چنین مطابق با نتایج به دست آمده، مقدار تغییرشکل در حد تسلیم و حد نهایی در نمونه‌ها با افزایش آرماتورهای طولی ستون به میزان اندکی کم‌تر شده است. شکل‌پذیری نمونه‌ها نیز تا حدودی کاهش را نشان می‌دهد.

همان طور که گفته شد بعد از اعمال نیروی جانبی، اتصال بتنی تحت بارگذاری حرارتی مطابق با آیین‌نامه‌ی ISO834 قرار می‌گیرد. نمونه‌ها به مدت ۹۰ دقیقه تحت بارگذاری حرارتی قرار گرفته اند. نتایج به صورت نمودار نیرو-تغییرمکان در شکل ۱۹ آورده شده است. در زمان آتش‌سوزی واکنش‌های شیمیایی و فیزیکی مانند کاهش رطوبت، تجزیه خمیر سیمان و سنگ‌دانه در دمای بالا رخ می‌دهد. افزایش حرارت آتش‌سوزی و طولانی شدن زمان آن، باعث کاهش سختی و شکل‌پذیری اعضا می‌شود.

مطابق با نتایج به دست آمده، اثر حرارت بر رفتار قاب بتن مسلح قابل توجه است و میزان آسیب‌دیدگی اعضا و به‌ویژه ستون‌ها بیشتر شده و نیروی محوری در اتصالات تیر به ستون تشدید شده است. هم‌چنین کاهش سختی منجر به جابه‌جایی جانبی شده که تاثیر زیادی در تخریب سازه دارد، این تغییرشکل‌های غیرخطی به واسطه‌ی انرژی انتقال یافته از حرکات زمین باعث بالا رفتن شاخص خسارت با افزایش دمای آتش‌سوزی و در نتیجه‌ی آن افزایش آسیب‌دیدگی می‌شود.



مرحله نهایی قرار دادن قاب خمشی تحت بارگذاری یکنواخت پوش آور است. هدف از این کار تعیین ظرفیت باقی مانده و تعیین میزان کاهش مقاومت و سختی قاب در طول بارگذاری لرزه‌ای و آتش است. در این مرحله مانند نمونه‌ای که در صحت‌سنجی بررسی شد، قاب خمشی تحت بارگذاری جانبی ۲۰۰ mm قرار گرفته است.

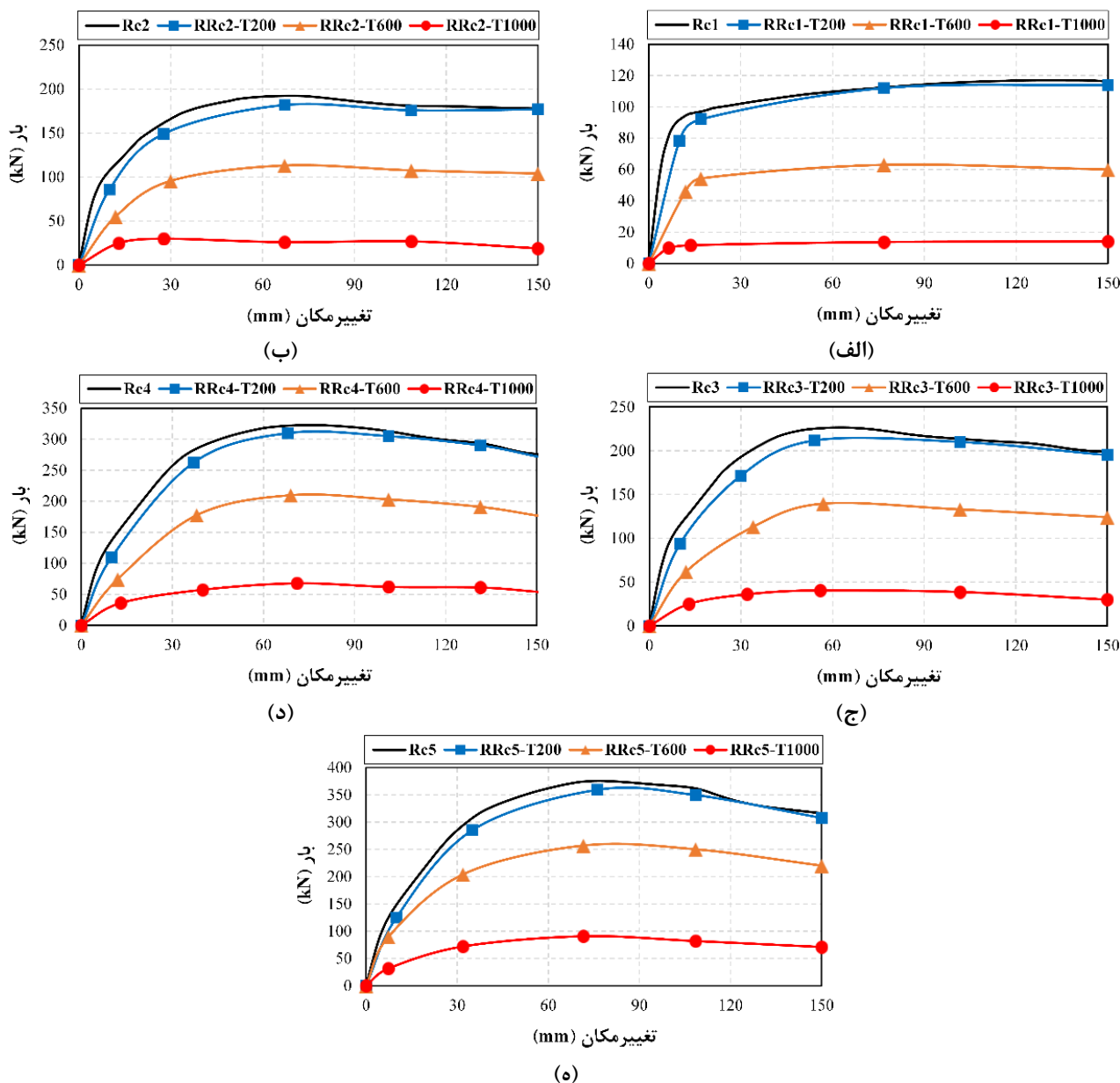


شکل ۱۸ تاثیر درصد آرماتورهای طولی ستون بر رفتار غیرخطی اتصال

جدول ۱۰ اثر درصد آرماتورهای طولی ستون بر رفتار غیرخطی اتصال

نمونه‌ها	E (N.m)	K ( $\frac{kN}{mm}$ )	$\mu$
Rc1	۱۶۱۱۴/۷۸۲	۱۱/۷۹۵	۱۴/۹۰۸
Rc2	۲۵۵۴۵/۲۲۰	۱۳/۷۹۷	۵/۳۵۴
Rc3	۲۹۷۲۵/۷۸۰	۱۵/۲۵۰	۴/۳۹۷
Rc4	۴۱۲۷۵/۳۴۲	۱۶/۵۹۵	۴/۰۳۱
Rc5	۴۷۰۶۶/۹۷۲	۱۷/۷۹۳	۳/۷۹۵

نمودارهای بار- تغییرمکان نمونه‌ها در دماهای مختلف در شکل ۱۹ آورده شده است. ظرفیت باربری نمونه‌ها در دمای  $200^{\circ}\text{C}$  تغییر آنچنانی نمی‌کند اما با افزایش بیشتر دما از میزان به شدت کاهش می‌یابد به طوری که در دمای  $600^{\circ}\text{C}$  به میزان  $50\%$  و در دمای  $1000^{\circ}\text{C}$  به میزان  $80\%$  از مقدار آن کاهش می‌یابد.



شکل ۱۹ ظرفیت نهایی نمونه‌ها در حالت آرماتورهای طولی متغیر تحت ۳ درجه حرارت  $200^{\circ}\text{C}$ ،  $600^{\circ}\text{C}$  و  $1000^{\circ}\text{C}$

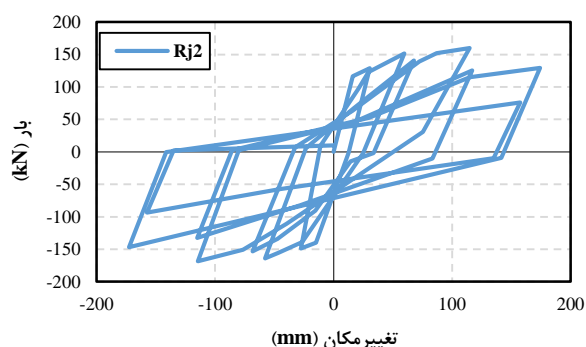
نسبت شکل‌پذیری، سختی و انرژی تلف شده برای سه درجه حرارت  $200^{\circ}\text{C}$ ،  $600^{\circ}\text{C}$  و  $1000^{\circ}\text{C}$  به نتایج قبل از بارگذاری حرارتی در جدول ۱۱ آورده شده است. قابل مشاهده است که شکل‌پذیری، سختی و انرژی تلف شده نمونه‌ها در دمای  $200^{\circ}\text{C}$  نسبت به قبل از بارگذاری حرارتی تغییر آنچنانی نداشته اما با افزایش دما تا  $600^{\circ}\text{C}$  پارامترهای مذکور به ترتیب  $20\%$ ،  $60\%$  و  $50\%$  کاهش یافته است و در دمای  $1000^{\circ}\text{C}$  به ترتیب  $50\%$ ،  $90\%$  و  $80\%$  کاهش یافته است.

جدول ۱۱ نسبت شکل پذیری، سختی و انرژی تلف شده نمونه‌ها در دمای T به نتایج قبل از بارگذاری حرارتی (حالت آرمان‌های طولی متغیر)

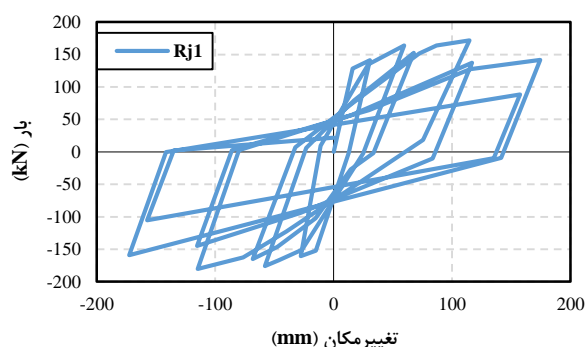
RRc	T200			T600			T1000		
	$\mu_T/\mu_0$	$K_T/K_0$	$E_T/E_0$	$\mu_T/\mu_0$	$K_T/K_0$	$E_T/E_0$	$\mu_T/\mu_0$	$K_T/K_0$	$E_T/E_0$
۱	۰/۹۴۷	۰/۶۶۲۸۳۹	۰/۹۵۳	۰/۸۱۵	۰/۳۲۵۶۰۵	۰/۵۳۰	۰/۵۱۴	۰/۱۲۹۲۹	۰/۱۱۹
۲	۰/۹۳۹	۰/۶۲۴۱۲۲	۰/۹۳۱	۰/۸۰۷	۰/۳۳۳۵۴۳	۰/۵۶۹	۰/۵۰۱	۰/۱۳۹۳۷۸	۰/۱۴۶
۳	۰/۹۳۳	۰/۶۱۳۴۶	۰/۹۲۷	۰/۸۰۱	۰/۳۳۷۱۸۵	۰/۵۸۹	۰/۴۹۳	۰/۱۳۱۱۴۵	۰/۱۷۳
۴	۰/۹۲۸	۰/۶۶۱۶۳	۰/۹۴۴	۰/۷۹۴	۰/۳۷۳۳۱۶	۰/۶۲۵	۰/۴۴۸۸	۰/۱۶۶۸۶۳	۰/۲۰۲
۵	۰/۹۲۴	۰/۷۰۳۲۰۹	۰/۹۳۷	۰/۷۸۶	۰/۴۱۹۴۵۸	۰/۶۳۵	۰/۴۸۱	۰/۱۶۸۶۰۴	۰/۲۲۰

#### ۳-۴- بررسی تاثیر آرمان‌های برشی بر رفتار غیرخطی اتصال (RJ)

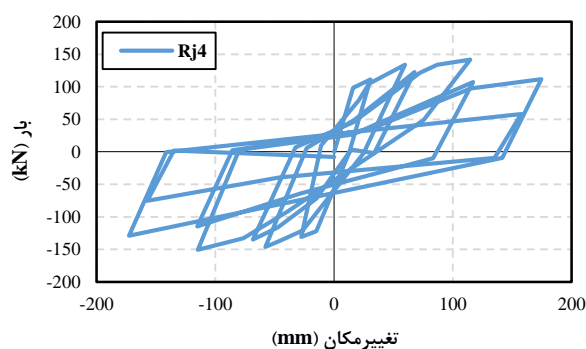
برای بررسی اثر آرمان‌های برشی چشمه‌ی اتصال در رفتار غیرخطی اتصال، مطابق با جدول ۷، ۴ نمونه اتصال با وضعیت‌های متفاوت درصد آرمان‌های برشی انتخاب شده است. با توجه به آنالیزهای انجام شده نمودار بار-تغییر مکان مربوط به اتصال در شکل ۲۰ آورده شده است. مطابق با جدول ۱۲ با تغییر وضعیت ناسازگاری آرمان‌های عرضی چشمه‌ی اتصال، انرژی تلف شده، سختی اولیه و شکل پذیری به ترتیب به میزان ۰/۲۹/۵٪، ۰/۵۳/۱٪ و ۰/۷۴/۳٪ کاهش پیدا کرده است.



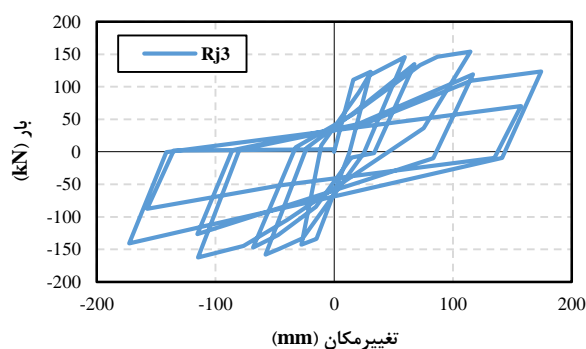
(ب)



(الف)



(د)



(ج)

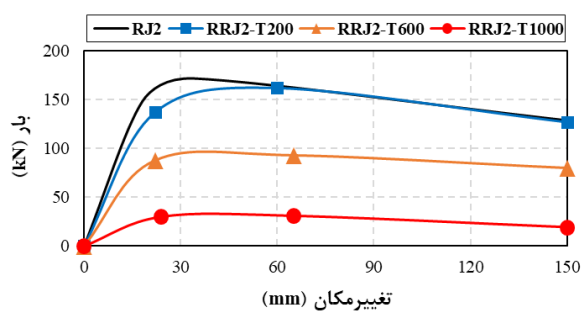
شکل ۲۰ تاثیر آرمان‌های برشی چشمه اتصال بر رفتار غیرخطی اتصال

جدول ۱۲ اثر آرماتورهای عرضی ستون بر انرژی تلف شده، سختی اولیه، شکل پذیری

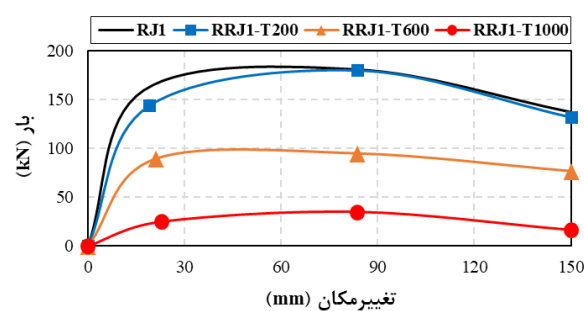
نمونه‌ها	E (N.m)	K ( $\frac{kN}{mm}$ )	$\mu$
RJ1	۱۸۴۷۱/۴۲	۱۱/۵۸۵	۳/۸۱
RJ2	۱۷۳۹۲/۶۴	۱۰/۲۹	۱/۸۹
RJ3	۱۵۹۶۴/۸۵	۸/۴۳۵	۱/۵۵
RJ4	۱۴۳۹۶/۹۲	۸/۰۱۵	۱/۰۶

زمانی که اتصال تحت نیروهای برشی جانبی در زمان زلزله قرار می‌گیرد، لازم است تا از آرماتورهای برشی برای ایجاد محصورشدگی بتن چشمه‌ی اتصال و تاخیر در شروع ترک خوردگی استفاده شود و در نتیجه به افزایش مقاومت اتصال کمک می‌کند. واضح است که اگر آرماتور عرضی کافی در چشمه‌ی اتصال تامین نگردد، ترک خوردگی بتن زودتر رخ می‌دهد و اثر باریک‌شدگی در حلقه‌های هیستریسیس به شهود دیده می‌شود. با توجه به نتایج به دست آمده این‌طور برداشت می‌شود که نمونه‌های با شرایط آرماتور عرضی ناسازگار نیز مانند مطالب بیان شده در بالا، استفاده از میزان آرماتور عرضی کم‌تر ایجاد اثر باریک‌شدگی در حلقه‌های هیستریسیس، کاهش مقاومت برشی اتصال و افت شکل‌پذیری را در پی خواهند داشت.

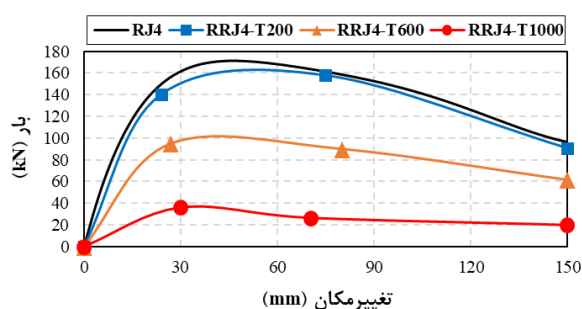
نمودارهای بار- تغییرمکان نمونه‌ها در دماهای مختلف در شکل ۲۱ آورده شده است. مانند حالت قبل نسبت شکل‌پذیری، سختی و انرژی تلف شده برای سه درجه حرارت  $200^{\circ}C$ ،  $600^{\circ}C$  و  $1000^{\circ}C$  به نتایج قبل از بارگذاری حرارتی در جدول ۱۳ آورده شده است. همان‌طور که در حالت قبل نیز گفته شد حرف R در ابتدای نام بعضی از نمودارها نشان‌گر ظرفیت نهایی نمونه است.



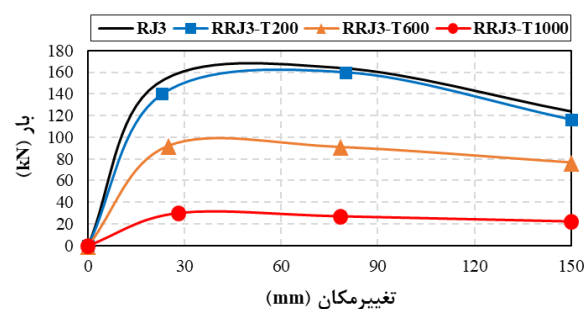
(ب)



(الف)



(د)



(ج)

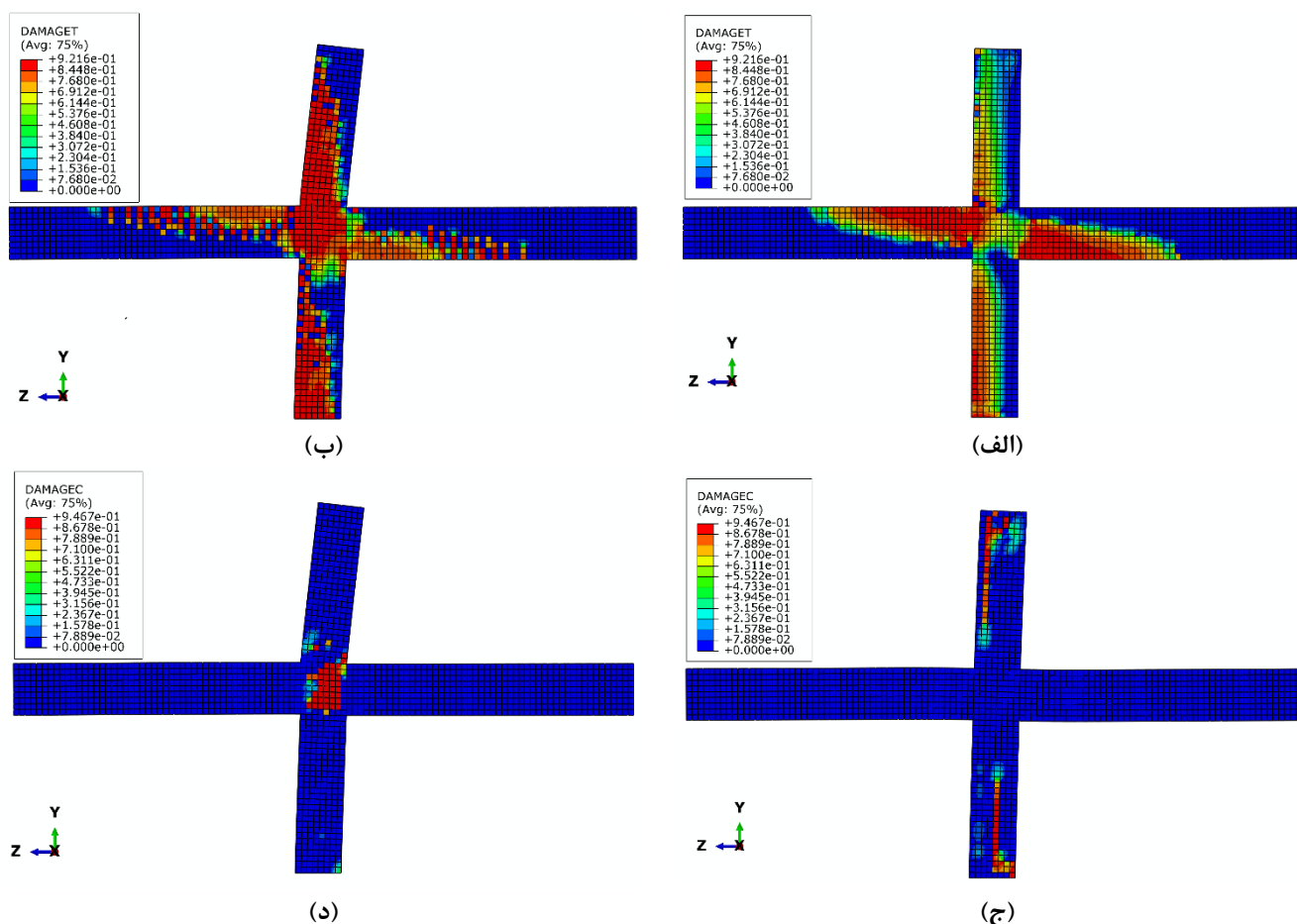
شکل ۲۱ ظرفیت نهایی نمونه‌ها در حالت آرماتورهای عرضی متغیر تحت ۳ درجه حرارت  $200^{\circ}C$ ،  $600^{\circ}C$  و  $1000^{\circ}C$

جدول ۱۳ ظرفیت نهایی نمونه‌ها در حالت آرماتورهای عرضی متغیر تحت ۳ درجه حرارت °C ۲۰۰، °C ۶۰۰ و °C ۱۰۰۰

RRJ	T200			T600			T1000		
	$\mu$	Ke	E	$\mu$	Ke	E	$\mu$	Ke	E
۱	۰/۹۶۵	۰/۹۵۰	۰/۹۲۴	۰/۸۴۵	۰/۴۱۰	۰/۶۷۳	۰/۵۶۳	۰/۱۲۹	۰/۱۶۱
۲	۰/۹۵۶	۱/۱۰۵	۰/۹۳۲	۰/۸۳۲	۰/۴۸۹	۰/۷۰۹	۰/۵۵۴	۰/۱۵۵	۰/۲۰۱
۳	۰/۹۴۷	۱/۴۲۹	۰/۹۴۷	۰/۸۲۲	۰/۷۲۹	۰/۷۷۱	۰/۵۴۳	۰/۲۳۹	۰/۲۵۷
۴	۰/۹۳۸	۱/۵۸۲	۰/۹۵۰	۰/۸۰۲	۰/۸۰۹	۰/۸۴۱	۰/۵۳۹	۰/۲۸۲	۰/۲۸۵

#### ۴-۴- مکانیسم‌های شکست

در تحلیل اتصال‌های بتنی تحقیق حاضر، سه حالت شکست قابل مشاهده است که شامل شکست خمشی، شکست خمشی و برشی و شکست برشی می‌باشند. نتایج نشان می‌دهند که بیشتر نمونه‌ها به دلیل ترک‌های خمشی دچار خرابی شده‌اند. نمونه‌هایی که در دمای °C ۱۰۰۰ مورد تحلیل قرار گرفته‌اند، دچار خرابی‌های خمشی و برشی شدند. همچنین طبق نتایج تعداد کمی از اتصال‌ها به صورت برشی دچار خرابی شدند. شکل ۲۲-الف و ج نشان‌دهنده آسیب‌های کششی و فشاری در حالت شکست خمشی است، همچنین شکل ۲۲-ب و د بیان‌گر آسیب‌های کششی و فشاری در حالت شکست برشی و خمشی است.



شکل ۲۲ آسیب‌های کششی و فشاری اتصال بتنی الف) آسیب کششی در حالت شکست خمشی، ب) آسیب کششی در حالت شکست برشی، ج) آسیب فشاری در حالت شکست خمشی و د) آسیب فشاری در حالت شکست برشی

## ۵- جمع بندی و نتیجه گیری

به منظور مطالعه رفتار اتصال های بتنی تحت بارگذاری لرزه ای و آتش و تاثیر عوامل مختلف، مطالعه ای پارامتریک توسط نرم افزار اجزا محدود آباکوس صورت گرفت. در این مطالعه تاثیر دو پارامتر مقاومت فشاری و درصد آرماتورهای طولی ستون برای اتصال، مورد بررسی قرار گرفته است. اتصال های بتنی در ابتدا تحت بارگذاری لرزه ای و سپس آتش قرار گرفته و در نهایت جهت تعیین ظرفیت باقی مانده اتصال های بتنی در دماهای  $200^{\circ}\text{C}$ ،  $600^{\circ}\text{C}$  و  $1000^{\circ}\text{C}$  آنالیز پوس آور انجام شده است.

جهت بررسی تاثیری که مقاومت فشاری بر ظرفیت باربری اتصال های بتنی دارد، ۵ نمونه اتصال بتنی با مقاومت فشاری MPa ۲۵، ۳۰، ۳۵، ۴۰ MPa و ۴۵ MPa تحت بارگذاری چرخه ای و آتش قرار گرفت. در گام اول نمونه های مذکور تحت بارگذاری لرزه ای قرار گرفتند و مشاهده شد که با افزایش مقاومت فشاری از ۲۵MPa تا ۴۵MPa انرژی تلف شده توسط اتصال بتنی ۱۰٪ افزایش پیدا کرده است. همچنین طی این افزایش مقاومت فشاری، سختی اتصال ۳۵٪ افزایش پیدا کرده و شکل پذیری آن ۸٪ کاهش پیدا کرده است.

به منظور بررسی تاثیری آرماتورهای طولی ستون بر روی رفتار اتصال های بتنی دارد، ۵ نمونه اتصال بتنی با آرماتورهای طولی متفاوت تحت بارگذاری لرزه و آتش تحلیل شده است که مساحت آرماتورهای طولی به ترتیب برابر با ۱٪، ۲٪، ۳٪، ۶٪ و ۸٪ مساحت مقطع ستون می باشد. مشابه حالت قبل نمونه ها در ابتدا تحت بارگذاری لرزه ای قرار گرفتند و مشاهده شد که با افزایش درصد آرماتورهای طولی ستون، انرژی تلف شده توسط اتصال های بتنی و سختی آن ها به ترتیب ۱۹۰٪ و ۵۰٪ افزایش پیدا کرده و شکل پذیری آن ۲۹۰٪ کاهش پیدا کرده است.

اتصال های بتنی مورد مطالعه پس از وقوع آتش سوزی تا دمای  $200^{\circ}\text{C}$  به صورت تقریبی می تواند مقاومت جانبی خود را حفظ کند. مقاومت جانبی نمونه ها تا دمای  $600^{\circ}\text{C}$  حدود ۵۵٪ مقاومت خود را از دست داده و تا دمای  $1000^{\circ}\text{C}$  حدود ۸۰٪ مقاومت خود را از دست داده است. با افزایش دما از  $200^{\circ}\text{C}$  تا  $1000^{\circ}\text{C}$  شکل پذیری تمامی نمونه ها حدود ۸۰٪ درصد کاهش پیدا کرده است، همچنین سختی آنها تا دمای  $600^{\circ}\text{C}$  حدود ۶۰٪ و تا دمای  $1000^{\circ}\text{C}$  حدود ۳۴۰٪ کاهش پیدا کرده است.

با کاهش درصد آرماتورهای برشی چشمه اتصال مقاومت برشی و شکل پذیری اتصال کاهش یافته و همچنین اثر باریک شدگی در حلقه های هیستریسیس نیز قابل مشاهده است.

## مراجع

- [1] Scawthorn, C., Eidinger, J. M., & Schiff, A. (2005). *Fire following earthquake*, Volume (26), 14-28.
- [2] Romero, S., & Lacey, M. (2010). Fierce quake devastates Haitian capital. *New York Times*, Volume (12).
- [3] Matanle, P. (2011). The Great East Japan Earthquake, tsunami, and nuclear meltdown: towards the (re) construction of a safe, sustainable, and compassionate society in Japan's shrinking regions. *Local Environment*, 16(9), 823-847.
- [4] Wen, B., Wu, B., & Niu, D. (2016). Post-earthquake fire performance of reinforced concrete columns. *Structure and Infrastructure Engineering*, 12(9), 1106-1126.
- [5] Meacham, B. J. (2016). Post-earthquake fire performance of buildings: summary of a large-scale experiment and conceptual framework for integrated performance-based seismic and fire design. *Fire Technology*, 52(4), 1133-1157.
- [6] Guo, Z. (2014). *Principles of reinforced concrete*. Butterworth-Heinemann.
- [7] Kent, D. C., & Park, R. (1971). Flexural members with confined concrete. *Journal of the Structural Division*.
- [8] Kim, J., & LaFave, J. M. (2007). Key influence parameters for the joint shear behaviour of reinforced concrete (RC) beam-column connections. *Engineering structures*, 29(10), 2523-2539.
- [9] Birss, B. R. (2013). *The elastic behaviour of earthquake resistant reinforced concrete interior beam-column joints*. University of Canterbury.
- [10] Pampanin, S., Calvi, G. M., & Moratti, M. (2002). Seismic behaviour of RC beam-column joints designed for gravity loads. In *12th European Conference on earthquake engineering*. City: University of Pavia, (Vol. 726).
- [11] Hakuto, S., Park, R., & Tanaka, H. (2000). Seismic load tests on interior and exterior beam-column joints with substandard reinforcing details. *Structural Journal*, 97(1), 11-25.
- [12] Scott, R. H. (1996). Intrinsic mechanisms in reinforced concrete beam-column connection behavior. *Structural Journal*, 93(3), 336-346.
- [13] Vitorino, H., Rodrigues, H., & Couto, C. (2020). Evaluation of post-earthquake fire capacity of reinforced concrete elements. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 128, 105900.
- [14] du Béton, F. I. (2000). Bond of reinforcement in concrete: state-of-art report. *Bulletin*, 10, 160-7.
- [15] Naik, T. R. (2008). Sustainability of concrete construction. *Practice Periodical on Structural Design and Construction*, 13(2), 98-103.
- [16] Malhotra, H. L. (1956). The effect of temperature on the compressive strength of concrete. *Magazine of concrete research*, 8(23), 85-94.
- [17] Shah, A. H., Sharma, U. K., & Bhargava, P. (2017). Outcomes of a major research on full scale testing of RC frames in post earthquake fire. *Construction and Building Materials*, 155, 1224-1241.
- [18] Talebi, E., Korzen, M., & Hothan, S. (2018). The performance of concrete filled steel tube columns under post-earthquake fires. *Journal of Constructional Steel Research*, 150, 115-128.
- [19] Vitorino, H., Rodrigues, H., & Couto, C. (2020, February). Evaluation of post-earthquake fire capacity of a reinforced concrete one bay plane frame under ISO fire exposure. In *Structures* (Vol. 23, pp. 602-611). Elsevier.
- [20] Vitorino, H., Rodrigues, H., & Couto, C. (2020). Evaluation of post-earthquake fire capacity of reinforced concrete elements. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 128, 105900.
- [21] Mazza, F., & Alesina, F. (2019). Fragility analysis of RC seismically-isolated structures with residual mechanical properties after fire exposure. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 121, 383-398.
- [22] Federal Emergency Management Agency (FEMA). (2007). Interim Testing Protocols for Determining the Seismic Performance Characteristics of Structural and Nonstructural Components, Report No. FEMA-461.
- [23] ISO, I. (1999). 834: Fire resistance tests-elements of building construction. *International Organization for Standardization, Geneva, Switzerland*.
- [24] EN 1993-1-2. (2005). *Eurocode 3: Design of Steel Structures-Part 1-2: General Rules-Structural Fire Design*. British Standards Institution.
- [25] EN 1992-1-2. (2004). *Eurocode 2: Design of concrete structures-Part 1-1: General rules and rules for buildings*. British Standards Institution.
- [26] Lubliner, Jacob, et al. (1989). A plastic-damage model for concrete. *International Journal of solids and structures*, Volume (25.3), 299-326.
- [27] Manual, A. U. (2010). Dassault Systems Simulia Corporation. *Providence USA*.
- [28] Kamath, Praveen, et al. (2015). Full-scale fire test on an earthquake-damaged reinforced concrete frame. *Fire Safety Journal*, Volume (73), 1-19.
- [29] Council, B. S. S. (2000). Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. *Report FEMA-356, Washington, DC*.