

Progressive collapse in steel moment frame structures: multi-parameter study

Esmail Mohammadi Dehcheshmaeh¹, Mohammad Kamalizad², Vahid Broujerdian^{3*}, Gholamreza Ghodrati Amiri⁴

1- Ph.D. Candidate, School Civil Eng., Iran University of science and Technology, Tehran, Iran

2- Ph.D. Candidate, School Civil Eng., Yazd University, Yazd, Iran

3- Assistant Professor, School Civil Eng., Iran University of science and Technology, Tehran, Iran

4- Professor, School Civil Eng., Iran University of science and Technology, Tehran, Iran

ABSTRACT

Progressive collapse due to unexpected accidents usually begins with the collapse of one of the main members of the structures, such as a column or a load-bearing wall. The collapse expands the entire structure by creating additional loads on the members and connections attached to the collapsed member. In this research, various scenarios of single-column-removal (5 cases) and double-column-removal (6 cases) in 4, 8 and 12-story structures with steel moment frames were investigated in OpenSees software. The simulation was done in a 3D macro-modeling manner. The nonlinear behavior of materials and geometry were taken into account. Moreover, the vertical effects of the composite floors were considered as double-line springs at the beam to column joints. The results showed that the structures are vulnerable to progressive collapse. According to the results, as the number of stories of the structure decreases the damage caused to the structure is increases. In this regard, the displacements occurred in the corner single-column-removal (Scenario 1) were 70, 56 and 51 mm for 4, 8 and 12 story structures, respectively. The double-column-removal compared to single-column removal greatly increases the structural damage. So that in an 8-story structure, the ratio of maximum displacement of the corner double-column-removal (Scenario 11) compared to the corner single-column-removal (Scenario 1) is equal to 3.7. Furthermore, the impact of the composite floor in the single- and double-column-removal scenarios can reduce the vertical displacements by 40% and 60%, respectively. Finally, the joist beams direction in the composite floor can be effective in reducing the vertical displacements.

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

ARTICLE INFO

Receive Date: 31 March 2021

Revise Date: 05 October 2021

Accept Date: 14 November 2021

Keywords: Progressive collapse
Multi-column-removal
Steel moment frame
Nonlinear dynamic analysis
OpenSees software

doi: 10.22065/JSCE.2021.279072.2403

*Corresponding author: Vahid Broujerdian

Email address: broujerdian@iust.ac.ir

تخریب پیشرونده در سازه‌های قاب خمشی فولادی: مطالعه چندپارامتری

اسماعیل محمدی ده‌چشمه^۱، محمد کمالی‌زاد^۲، وحید بروجردیان^{۳*}، غلامرضا قدرتی امیری^۴

۱- دانشجوی دکتری، دانشگاه علم و صنعت ایران، تهران، ایران.

۲- دانشجوی دکتری، دانشگاه یزد، یزد، ایران.

۳- استادیار، دانشگاه علم و صنعت ایران، تهران، ایران.

۴- استاد، دانشگاه علم و صنعت ایران، تهران، ایران.

چکیده

عموماً تخریب پیشرونده در اثر حوادث پیش‌بینی نشده تصادفی، با تخریب یکی از اعضای اصلی ساختمان مانند ستون یا دیوار باربر، شروع می‌شود و با ایجاد بار افزون در اعضا و اتصالات متصل به عضو تخریب‌شده باعث گسترش تخریب در کل سازه می‌شود. در این تحقیق، سناریوهای مختلف حذف تک‌ستون (۵ مورد) و حذف جفت‌ستون (۶ مورد) در سازه‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه دارای قاب خمشی فولادی در نرم‌افزار OpenSees بررسی شد. مدل‌سازی‌ها به صورت ماکرو و سه‌بعدی انجام شده است. اثرات غیرخطی مصالح و هندسه در مدل‌ها در نظر گرفته شده است. هم‌چنین اثرات قائم سقف کامپوزیت به صورت فنرهای دوخطی در محل گره‌های اتصال تیر به ستون در نظر گرفته شده است. نتایج نشان داد، سازه‌ها در مقابل تخریب پیشرونده آسیب‌پذیر هستند. با کاهش تعداد طبقات سازه، آسیب ایجاد شده در سازه بیشتر است، به طوری که جابجایی‌های ایجاد شده در حذف تک‌ستون گوشه (سناریوی ۱) به ترتیب برای سازه‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه برابر با ۷۰ و ۵۶ و ۵۱ میلی‌متر است. حذف جفت‌ستون نسبت به حذف تک‌ستون به شدت آسیب‌های ایجاد شده در سازه را افزایش می‌دهد. به طوری که در سازه ۸ طبقه جابجایی‌های حداکثر حذف جفت‌ستون گوشه (سناریوی ۱۱) نسبت به حذف تک‌ستون گوشه (سناریوی ۱) برابر با ۳/۷ است. هم‌چنین لحاظ اثر سقف کامپوزیت در سناریوهای حذف تک‌ستون و جفت‌ستون، جابجایی‌های قائم را به ترتیب ۴۰ و ۶۰ درصد می‌تواند کاهش دهد. در پایان، جهت تیرچه‌ها در سقف کامپوزیت می‌تواند در کاهش جابجایی‌های قائم موثر باشد.

کلمات کلیدی: تخریب پیشرونده، حذف چند ستون، قاب خمشی فولادی، تحلیل دینامیکی غیرخطی، نرم‌افزار OpenSees.

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:			
doi:	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
https://doi.org/10.22065/JSCE.2021.279072.2403	۱۴۰۱/۵/۰۱	۱۴۰۰/۸/۲۳	۱۴۰۰/۸/۲۳	۱۴۰۰/۷/۱۳	۱۴۰۰/۰۱/۱۱
10.22065/JSCE.2021.279072.2403					
*نویسنده مسئول: وحید بروجردیان broujerdian@iust.ac.ir			پست الکترونیکی:		

۱- مقدمه

تخریب پیشرونده^۱ شامل گسترش خرابی در سازه در اثر یک خرابی موضعی اولیه است. در این پدیده، باز توزیع نیروها در هر مسیر باعث گسیختگی اعضای سازه‌ای آن مسیر می‌شود و سپس مسیر انتقال بار عوض می‌شود و این فرآیند تا فروریزش کل سازه یا فروریزش بخش عمده‌ای از سازه ادامه پیدا می‌کند. این مبحث اولین بار پس از واقعه تخریب ساختمان رونان پوینت^۲ در انگلیس مطرح شد و پس از آن زمان تاکنون محققین کشورهای مختلفی از جمله آمریکا، کانادا، انگلیس و دیگر کشورهای اروپایی به آن پرداخته‌اند. پس از حوادث فاجعه‌آمیز تخریب ساختمان‌های رونان پوینت، آلفرد پی مورا^۳ و مرکز تجارت جهانی^۴ و ساختمان پلاسکو تهران و با توجه به روند افزایشی حمله‌های تروریستی در سال‌های اخیر، لزوم در نظر گرفتن بارهای غیرعادی و خطاهای انسانی در طراحی ساختمان‌ها، به طوری که بتوان از تخریب پیشرونده جلوگیری نمود مشخص شده است [۱] و [۲].

از نظر آیین‌نامه GSA [۳] تخریب پیشرونده وضعیتی است که در آن شکست موضعی اجزای اصلی ساختمان به سمت تخریب اجزای مجاور هدایت می‌شود و به نوبت فروریزش به شکل زنجیری افزایش می‌یابد و در نهایت موجب آسیب نامتناسب به سازه می‌شود. آیین‌نامه 7 ASCE/SEI [۴] و ۵) MNIST [۵] تخریب پیشرونده را گسترش خرابی موضعی اولیه از عضوی به عضو دیگر معرفی می‌کنند که نهایتاً منجر به خرابی کل سازه و یا منجر به خرابی بخش بزرگی از کل سازه می‌شود که با تخریب اولیه نامتناسب است. از دیدگاه UFC [۶]، خرابی پیشرونده نوعی خرابی تکثیر شونده است که در آن کل آسیب نهایی نسبت به خرابی ناشی از علت اولیه بسیار وسیع‌تر است. کیم و کیم [۷] ظرفیت قاب‌های خمشی را در مقابل تخریب پیشرونده از روش مسیر جایگزین بار و با استفاده از تحلیل استاتیکی خطی و دینامیکی غیرخطی بررسی شده است. نتایج نشان داده شد که تحلیل استاتیکی خطی محافظه‌کارانه‌تر از دینامیکی غیرخطی است.

کیم و آن [۸]، شانگ و همکاران [۹] عملکرد زنجیره‌ای در تخریب پیشرونده را بررسی کردند و نشان دادند که عملکرد زنجیره‌ای در ستون‌های میانی نسبت به ستون‌های پیرامونی تأثیرگذارتر است و در ناحیه میانی نسبت به ناحیه پیرامونی سازه در مقابل تخریب پیشرونده مقاومت بیشتری دارد. با کاهش طول دهانه‌های قاب‌ها، سازه در مقابل تخریب پیشرونده مقاومت بیشتری از خود نشان می‌دهد [۱۰].

مهدی‌زاده و کرم‌الدین [۱۱] به بررسی ارزیابی امکان رخداد گسیختگی پیشرونده در قاب‌های خمشی فولادی (معمولی، متوسط و ویژه) بر اثر حذف ستون پرداختند. در این تحقیق یک سازه ۵ طبقه با شبیه‌سازی دوبعدی مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج نشان می‌دهد که امکان آسیب قاب‌های خمشی فولادی ویژه بیش از قاب‌های خمشی متوسط و معمولی است. همچنین برخلاف مقاوم‌سازی‌های لرزه‌ای که فراهم کردن شکل‌پذیری روشی مهم برای کاهش آسیب ساختمان‌ها است، در خرابی‌های ناشی از بارهای ثقلی، بیشتر بودن مقاومت و سختی اعضا می‌تواند گسترش خرابی را محدود نماید. سی و همکاران [۱۲] به بررسی تخریب پیشرونده سازه ۳ طبقه دوبعدی با مقاطع تیر و ستون قوطی پرداختند. آن‌ها نشان دادند معادلات مرکز دپارتمان دفاع آمریکا تا حدودی می‌توانند ضریب بار دینامیکی این سازه‌ها را پیش‌بینی کنند.

کیان و همکاران [۱۳] به بررسی حذف ستون تک و جفت‌ستون گوشه ساختمان بتنی یک طبقه به صورت آزمایشگاهی پرداختند. در پایان یک روش ساده برای تخمین رفتار آسیب‌پذیری برای ارزیابی تخریب پیشرونده به صورت حذف ستون ارائه شده است.

¹ Progressive Collapse

² Ronan Point

³ Alfred P. Murrah

⁴ World Trade Center

⁵ General Services Administration

⁶ American Society of Civil Engineers

⁷ National Institute of Standards and Technology

⁸ Kim and Kim

⁹ Kim and An

¹ Shang et al.

¹ Mehdizadeh and Karamodin

¹ Xie et al.

¹ Qian et al.

نصیر و همکاران [۱۹]۴ به بررسی حذف تکستون‌های گوشه و پیرامونی و مقایسه با حذف جفتستون گوشه در یک سازه ۸ طبقه بتنی دارای قاب خمشی پرداختند. تحلیل‌ها به صورت استاتیکی خطی بوده است. در این تحقیق نشان داده شد که سناریوهای حذف جفتستون نسبت به تکستون بحرانی تر از نظر ایجاد جابجایی‌های قائم در سازه و هم‌چنین DCR اعضا، می‌باشند. هم‌چنین حذف ستون تحقیق [۱۵] به دو صورت جفتستون در کنار هم و جفتستون بافاصله در دهانه‌های قاب در نظر گرفته شده است. در قاب‌های خمشی بتنی حذف جفتستون به صورت متوالی با توجه به تأخیر در زمان حذف ستون‌ها می‌تواند در نتایج ظرفیت باربری قاب‌ها تأثیر مثبت و منفی داشته باشد. زنگ و همکاران [۱۹]۵ به بررسی حذف چند ستونی در سیستم قاب‌های خمشی فولادی ۶ طبقه پرداختند. نتایج نشان داد، حذف ۴ ستون به صورت هم‌زمان در طراحی‌های کاربردی قابل‌اجتناب است ولی حذف جفت- و سه-ستون در طراحی‌ها به صورت ویژه می‌بایست لحاظ گردد. پتانسیل خرابی ستون‌های متوالی کمتر از ستون‌های قرارگرفته در چشمه مستطیلی شکل است. در بارگذاری ثقلی حداقل، ستون‌های گوشه و در بارگذاری ثقلی حداکثر، ستون‌های میانی مقاومت بیشتری در مقابل تخریب پیشرونده دارند.

لاریجانی و همکاران [۱۷]، به بررسی خرابی پیشرونده در ساختمان‌های مهاربندی‌شده همگرا و واگرا با استفاده از تحلیل غیرخطی پرداختند. نتایج نشان داد نه‌تنها نوع مهاربندها بر رفتار و پاسخ سازه‌ها در مقابل خرابی پیشرونده مؤثر بوده بلکه هندسه‌ی مهاربند نیز در این سناریو مؤثر است. نتایج تحقیق نشان می‌دهد وجود قید فشاری در هندسه ضربدری و هفتی باعث کاهش پاسخ این سازه‌ها به حذف ناگهانی ستون است. هم‌چنین نشان دادند سازه‌های سه‌بعدی پاسخ کمتری را نسبت به قاب دوبعدی از خود نشان می‌دهند.

اشرفی و حسن‌زاده [۱۸]۶ به معرفی یک روش بهینه برای مدل‌سازی ماکروی تحلیل دینامیکی غیرخطی در خرابی پیشرونده پرداختند. در این تحقیق یک سازه ۵ طبقه موردبررسی قرارگرفته است. الگوریتم توسعه داده‌شده در این مقاله با سایر روش‌های موجود مقایسه شده است و دقت بالای آن نمایش داده شده است. در روش توسعه داده‌شده می‌توان دو یا چند ستون را به صورت هم‌زمان و یا غیر هم‌زمان از مدل موردنظر حذف کرد و اثرات مربوط به زمان حذف‌های متوالی چند ستون را در آن مشاهده نمود. کاربرد روش گفته‌شده برای انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایش یافته استفاده شده است و کاربرد آن برای ظرفیت نهایی سازه نشان داده شده استفاده از روش ارائه‌شده در این مطالعه باعث بالا رفتن سرعت و دقت محاسبات در حذف چند ستون به صورت غیر هم‌زمان و هم‌چنین ظرفیت نهایی سازه با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایش می‌شود.

اثر سقف سازه‌ها نیز می‌تواند در پتانسیل خرابی پیشرونده تأثیرگذار باشد. فوو و همکاران [۱۹]۷، سقف‌های کامپوزیت با ابعاد مختلف چشمه را موردبررسی قرار دادند. آن‌ها نشان دادند که ظرفیت تحمل بار نمونه با ابعاد چشمه کوچک‌تر نسبت به بزرگ‌تر، بیشتر است و ظرفیت تغییر شکل نمونه با ابعاد چشمه بزرگ‌تر نسبت به کوچک‌تر، بیشتر بوده است. در سیستم سقف کامپوزیت با حذف ستون گوشه عملکرد کنسولی از تیرها و دال مشاهده می‌گردد و عملکرد زنجیره‌ای، عملکرد کششی اعضا و رفتار قوسی فشاری در بتن مشاهده نمی‌شود. هم‌چنین در حذف ستون گوشه نسبت به ستون میانی، شکل‌پذیری کمی قابل‌مشاهده است و ضرایب افزایش بار دینامیکی ستون‌های گوشه نسبت به سایر ستون‌ها بیشتر است. حذف ستون پیرامونی نسبت به میانی شرایط بحرانی تر برای سیستم سقف کامپوزیت ایجاد می‌کند [۲۰]. در طراحی سیستم سقف کامپوزیت متداول آیین‌نامه‌ای باید از شکل‌پذیری و مقاومت اتصال در مقابل تخریب پیشرونده اطمینان ایجاد کرد زیرا عدم شکل‌پذیری و مقاومت اتصال در صورت وقوع تغییرشکل‌های بزرگ، ممکن است منجر به خرابی سیستم سقف گردد [۲۱]. مدل‌سازی سقف سازه‌ها با توجه به حجم بالای فایل‌های محاسباتی، می‌تواند ناکارآمد باشد که برای لحاظ اثرات سقف‌ها در تحقیق [۲۲]، روش ساده‌سازی شده اثرات سقف به صورت فنرهای دوخطی پیشنهاد شده است. برای این هدف به انجام تحلیل پوش آور قائم سیستم سازه همراه با سقف کامپوزیت پرداخته شده است و اثرات سقف کامپوزیت در سناریوهای مختلف موردبررسی قرار گرفته است. در پایان نشان داده شده است که چیدمان تیرچه‌های فرعی در مقاومت سقف کامپوزیت نیز می‌تواند مؤثر واقع گردد.

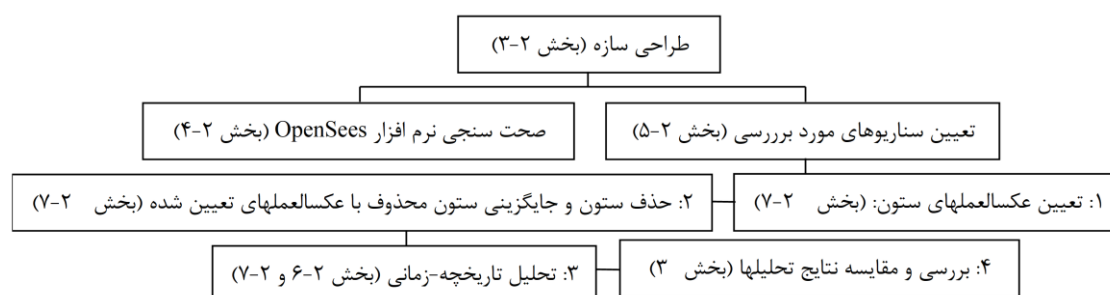
¹ Nassir et al.	4
¹ Zhang et al.	5
¹ Ashrafi And Hassanzadeh	6
¹ Fu et al.	7

صاحب‌الزمان و همکاران [۲۳] به اثرات مدل‌سازی مفاصل پلاستیک اتصالات صلب بر مقاومت خرابی پیشرونده قاب‌های خمشی فولادی پرداختند. مدل‌سازی مفاصل پلاستیک در دو حالت مختلف در دو مدل سازه ۳ و ۵ طبقه انجام شده است. در حالت اول مفاصل پلاستیک صرفاً برای اعضای تیر و ستون مدل‌سازی شدند و در حالت دوم مفاصل پلاستیک علاوه بر اعضای تیر و ستون برای اتصالات نیز در نظر گرفته شده‌اند. اتصالات بررسی شده شامل پنج نوع مختلف اتصال صلب شامل WFP، WBH، WCPinWUF، WUF-B و اتصال جوشی ماهیچه‌ای بالا و پایین بودند. نتایج این تحقیق نشان داد که با تعریف و اعمال هم‌زمان مفاصل پلاستیک در محل اتصالات و اعضای تیر و ستون، سازه مقاومت کمتری در برابر خرابی پیشرونده از خود نشان می‌دهد و مقاومت سازه به مقدار واقعی خود نزدیک‌تر می‌شود. لذا مدل‌سازی مفاصل پلاستیک اتصالات و اعضا به صورت هم‌زمان باید به عنوان یک اصل بسیار مهم در نظر گرفته شود. با توجه به نتایج مقایسه‌ای می‌توان گفت که اتصال WCPinWUF و WUF-B به ترتیب بهترین رفتار و ضعیف‌ترین عملکرد را نسبت به سایر اتصالات در برابر خرابی پیشرونده نشان می‌دهند.

در این تحقیق به بررسی تخریب پیشرونده سازه‌های قاب خمشی متوسط فولادی دارای طبقات ۴، ۸ و ۱۲ پرداخته شده است. ساختمان‌های موردنظر در نرم‌افزار ETABS 2016 [۲۴] برای شهر تهران با ضریب لرزه‌خیزی ۰/۳۵ طراحی شده است. روش طراحی سازه‌ها روش LFRD و روش تحلیل سازه به صورت طیفی انتخاب شده است. برای بررسی رفتار سازه‌ها در مقابل پدیده تخریب پیشرونده، ۵ سناریوی حذف تک‌ستون و ۶ سناریوی حذف جفت‌ستون با استفاده از تحلیل‌های تاریخچه-زمانی غیرخطی در نرم‌افزار OpenSees [۲۵] لحاظ شده است. تحلیل قاب‌های موردنظر به صورت سه‌بعدی و با در نظر گرفتن پارامترهای طول دهانه و ارتفاع انجام شده است. سازه‌ها به دو صورت با و بدون لحاظ اثر سقف کامپوزیت مورد ارزیابی قرار گرفته‌اند.

۲- روش پژوهش

در این تحقیق در ابتدا به طراحی سازه موردنظر دارای هندسه متداول با مقاطع مرسوم دارای طبقات ۴، ۸ و ۱۲ طبقه پرداخته شده است. سپس به تعیین سناریوهای موردنظر تحلیل پرداخته است. جهت اطمینان از توانایی نرم‌افزار اجزای محدود OpenSees [۲۵] به صحت‌سنجی این نرم‌افزار با نتایج آزمایشگاهی پژوهش‌ها معتبر پرداخته شده است. در مرحله اول شبیه‌سازی به تعیین عکس‌العمل‌های ستون‌های مورد تحلیل جهت آنالیز تحلیل تاریخچه-زمانی پرداخته شده است. در مرحله دوم تحلیل، ستون‌های مورد تحلیل با عکس‌العمل‌های تعیین شده در مرحله قبل جایگزین شده است. در مرحله سوم به تحلیل تاریخچه-زمانی ستون‌های موردنظر با عکس‌العمل‌های حذف ستون-زمان پرداخته شده است. در پایان با تعیین منحنی‌های جابجایی-زمان به مقایسه و بررسی سازه‌های موردنظر پرداخته شده است. فلوچارت روش تحقیق حاضر در شکل ۱ نشان داده شده است. در شکل ۱، بخش‌های مدنظر که به این مراحل تحقیق پرداخته شده است، ارجاع داده شده است.



شکل ۱: فلوچارت روش تحقیق حاضر

۱-۲- روش‌های طراحی سازه‌ها در مقابل تخریب پیشرونده

به‌طور کلی مطابق آیین‌نامه‌های مختلف دنیا روش‌های متفاوتی برای کاهش خطر احتمالی تخریب پیشرونده در ساختمان‌ها پیشنهاد شده است که مهم‌ترین و عمده‌ترین این روش‌ها عبارت‌اند از [۲۶]: (۱) روش کنترل حادثه (۲۱،۹) روش طراحی غیرمستقیم* و (۳) روش طراحی مستقیم. ۲۱.

در روش کنترل حادثه، برای تأمین این هدف می‌توان حادثه مورد نظر را پیش‌بینی کرده و آن را حذف و یا راه‌های محافظتی در مقابل آن اندیشیده شود. برای مثال، با اجرا نمودن موانع محافظتی در برابر ضربه‌ی وسایل نقلیه فاصله محافظتی برای مقابله با حملات تروریستی، یا ممنوع کردن استفاده از گاز آشپزی در ساختمان‌ها می‌تواند از ایجاد خطر جلوگیری کند.

دو روش دیگر که برای تأمین مقاومت در برابر خرابی پیشرونده مورد استفاده قرار می‌گیرند و در واقع به منظور آنالیز و طراحی هستند، روش‌های مستقیم و غیرمستقیم می‌باشند. در روش طراحی غیرمستقیم با مشخص کردن ترازهای حداقل مقاومت، آپوستگی* ۲۳ و شکل‌پذیری برای اتصالات، اعضا و مصالح می‌توان بر روی مقاومت سازه در مقابل تخریب پیشرونده تأکید کرد.

در روش طراحی مستقیم، به‌طور کلی بر روی مقاومت کلی سازه تأکید می‌شود. که این روش شامل دو روش مقاوم‌سازی محلی ویژه ۲۵ و روش مسیر بار جایگزین ۱۶ است. در روش مقاوم‌سازی محلی ویژه کافی است که المان‌های بحرانی در برابر حوادث را شناسایی و سپس آن‌ها را طوری طراحی نمود که در برابر حوادث غیرعادی مقاومت کنند. در روش مسیر جایگزین بار سازه به‌گونه‌ای طراحی می‌شود که بتواند خرابی موضعی از پیش‌آمده را جذب کرده و مسیر بار جدیدی برای انتقال بارها به وجود آورد. این روش برای جلوگیری از تخریب پیشرونده منطقی‌ترین و جامع‌ترین روش به نظر می‌رسد چون هم پایداری کلی سازه را مورد بررسی قرار می‌دهد و هم یک روش اقتصادی است.

۲-۲- روش‌های تحلیل

برای طراحی سازه‌ها در مقابل تخریب پیشرونده، دو رویکرد کلی مورد توجه آیین‌نامه‌ها قرار دارد که شامل: (۱) تأمین اتصال و یکپارچگی مناسب بین اجزای سازه‌ای برای کاهش شدت و ابعاد خرابی و (۲) کنترل مقاومت ساختمان در برابر تخریب پیشرونده با انجام تحلیل‌های خاص و اطمینان از توانایی سازه در تحمل آسیب‌های وارده، است. مهم‌ترین روشی که در رویکرد دوم برای مدل‌سازی تخریب پیشرونده مورد استفاده قرار می‌گیرد روش مسیر جایگزین انتقال بار است که معمولاً با حذف یک ستون از طبقه اول سازه انجام می‌شود. به‌طور کلی روش‌های تحلیل سازه برای بررسی تخریب پیشرونده عبارت‌اند از [۳]: (۱) تحلیل استاتیکی خطی که این روش اثرات دینامیکی از قبیل ضریب بزرگنمایی، استهلاک انرژی و نیروهای اینرسی را لحاظ نکرده و رفتار غیرخطی مصالح را در نظر نمی‌گیرد. (۲) تحلیل استاتیکی غیرخطی که این روش منجر به پاسخ‌های بسیار محافظه‌کارانه برای تخریب پیشرونده می‌شود. (۳) تحلیل دینامیکی خطی که این روش خصوصیات رفتار دینامیکی را لحاظ نموده ولی رفتار غیرخطی مصالح را در نظر نمی‌گیرد و (۴) تحلیل دینامیکی غیرخطی که این روش تحلیل برای بررسی تخریب پیشرونده دقیق‌ترین روش موجود است. در این روش به مصالح اجازه داده می‌شود که وارد ناحیه غیرخطی شوند و در آن‌ها تغییر شکل‌های بزرگ و اتلاف انرژی و ترک‌خوردگی و شکست رخ دهد.

¹ Event Control Method	9
² Indirect Design Method	0
² Direct Design Method	1
² Strength	2
² Continuity	3
² Ductility	4
² The Specific Local Resistance Method	5
² Alternate Path Method	6

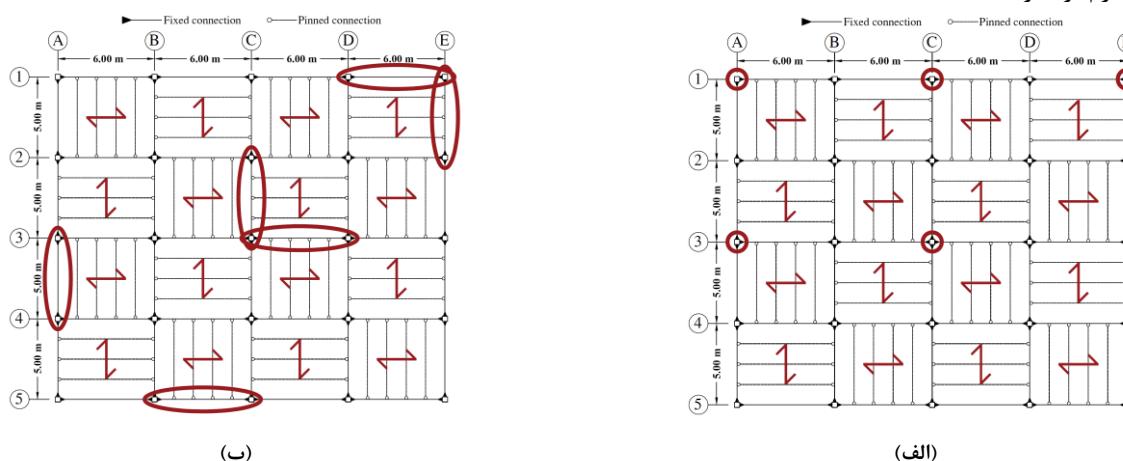
۲-۳- مشخصات مدل‌های عددی

قاب‌های خمشی فولادی سیستم‌های سازه‌ای رایجی هستند که معمولاً در مناطق با لرزه‌خیزی مختلف مورد استفاده قرار می‌گیرند. قاب‌های خمشی فولادی در سه سطح شکل‌پذیری معمولی، متوسط و ویژه طراحی می‌شوند. استفاده از ساختمان‌های قاب خمشی فولادی متوسط در مناطق مستعد زلزله بسیار رایج است. با این حال، مطالعات کمی در مورد این سیستم وجود دارد و بیشتر مطالعات در مورد ساختمان‌های فولادی قاب ویژه است [۷] و [۲۷]. سیستم ساختمانی مورد بررسی در این مطالعه قاب خمشی فولادی متوسط است.

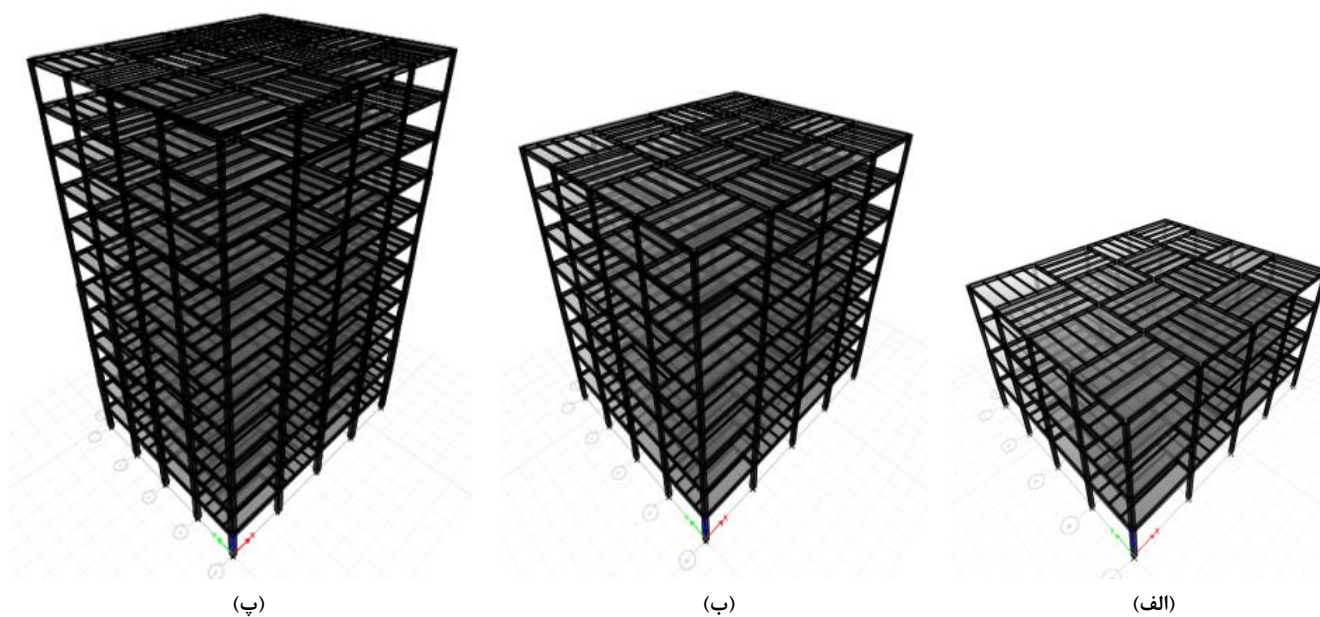
در این مطالعه با استفاده از نرم‌افزار ETABS 2016 [۲۴] و مقاطع مرسوم در ساختمان‌های فولادی، ساختمان‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه به روش مطابق آیین‌نامه AISC [۲۸] و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان [۲۹] از روش LFRD طراحی شدند. سطح اشغال بنا ۴۸۰ مترمربع (۲۰ متر در ۲۴ متر) دارای ۴ دهانه ۵ متری در جهت x و ۴ دهانه ۶ متری در جهت y است. ارتفاع طبقات ۳٫۲ متر در نظر گرفته شده است. بارگذاری ساختمان مطابق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان [۳۰] و آیین‌نامه ASCE/SEI 7 [۳۱] صورت گرفته است و همچنین ملاحظات لرزه‌ای ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ [۳۲] مدنظر قرار گرفته است. پلان و نمای سه‌بعدی ساختمان‌ها در شکل ۲ و ۳ نمایش داده شده است.

مشخصات مکانیکی اعضای فولادی سازه‌های مورد بررسی، شامل تنش تسلیم برابر با ۲۴۰ مگاپاسگال و مدول الاستیسیته برابر با ۲۰۰ گیگاپاسگال است. شیب ناحیه سخت‌شوندگی مصالح برابر با ۲ درصد سختی ناحیه خطی در نظر گرفته شد. معمولاً کرنش گسیختگی اعضای فولادی برابر با ۲۰ درصد طول عضو است. در این تحقیق با کالیبراسیون مدل عددی و مدل آزمایشگاهی، نشان داده شد که کمناش اعضا در کرنش ۱۰ درصد اتفاق می‌افتد. کرنش محدودکننده در این تحقیق مطابق کالیبره شدن با مدل آزمایشگاهی برابر با ۱۰ درصد در نظر گرفته شده است. مشخصات مقاطع فولادی به کاررفته در این ساختمان‌ها مطابق جدول ۱ است. در توضیح مشخصات مقاطع مذکور، به‌عنوان نمونه، برای تیرها $PG\ 300 \times 400 \times 10$ یعنی مقطع تیرورق I شکل با ارتفاع ۳۰۰، ضخامت جان ۸، عرض بال ۲۰۰ و ضخامت بال ۱۰ میلی‌متر و برای ستون‌ها $BOX\ 300 \times 300 \times 12$ یعنی مقطع باکس شکل دارای عرض و ارتفاع ۳۰۰ و ضخامت ۱۲ میلی‌متر، استفاده شده است. مشخصات مکانیکی فولاد اعضای مدل آزمایشگاهی شامل تنش تسلیم برابر با ۲۴۰ مگاپاسگال و مدول الاستیسیته برابر با ۲۰۰ گیگاپاسگال در نظر گرفته شده است.

بارگذاری ثقلی سازه عبارت است از: بار مرده طبقات ۵۸۵ کیلوگرم بر مترمربع، بار زنده طبقات ۲۰۰ کیلوگرم بر مترمربع، بار مرده تیرهای پیرامونی طبقات ۵۰۰ کیلوگرم بر متر، بار مرده بام ۵۵۰ کیلوگرم بر متر، بار زنده بام ۱۵۰ کیلوگرم بر مترمربع، بار مرده تیرهای پیرامونی بام ۱۹۰ کیلوگرم بر متر.



شکل ۲: پلان ساختمان‌های مورد نظر؛ (الف) موقعیت حذف تک‌ستون‌ها و (ب) موقعیت حذف جفت‌ستون‌ها



شکل ۳: نمای سه بعدی ساختمان‌های مورد نظر؛ (الف) ساختمان ۴ طبقه، (ب) ساختمان ۸ طبقه و (پ) ساختمان ۱۲ طبقه

جدول ۱: مشخصات اعضای سازه‌ای ساختمان‌های مورد نظر

ساختمان	طبقات	ستون	تیر	
			جهت Y	جهت X
طبقه ۴	۲و۱	BOX ۳۰۰×۳۰۰×۱۲	PG ۳۰۰×۱۰۴۲۰۰×۱۲	PG ۳۰۰×۸۴۲۰۰×۱۲
	۴و۳	BOX ۲۵۰×۲۵۰×۱۰	PG ۳۰۰×۱۰۴۱۵۰×۱۲	PG ۳۰۰×۸۴۱۵۰×۱۲
طبقه ۸	۲و۱	BOX ۳۵۰×۳۵۰×۱۶	PG ۳۰۰×۱۰۴۲۰۰×۱۵	PG ۳۰۰×۸۴۲۰۰×۱۵
	۵-۳	BOX ۳۰۰×۳۰۰×۱۶	PG ۳۰۰×۱۰۴۲۰۰×۱۵	PG ۳۰۰×۸۴۲۰۰×۱۵
	۸-۶	BOX ۲۵۰×۲۵۰×۱۰	PG ۳۰۰×۱۰۴۲۰۰×۱۰	PG ۳۰۰×۸۴۲۰۰×۱۰
	۳-۱	BOX ۴۵۰×۴۵۰×۱۶	PG ۳۰۰×۱۰۴۲۵۰×۱۵	PG ۳۰۰×۸۴۲۵۰×۱۵
طبقه ۱۲	۶-۴	BOX ۴۰۰×۴۰۰×۱۶	PG ۳۰۰×۱۰۴۲۵۰×۱۵	PG ۳۰۰×۸۴۲۵۰×۱۵
	۹-۷	BOX ۳۰۰×۳۰۰×۱۶	PG ۳۰۰×۱۰۴۲۰۰×۱۵	PG ۳۰۰×۸۴۲۰۰×۱۵
	۱۲-۱۰	BOX ۲۵۰×۲۵۰×۱۰	PG ۳۰۰×۱۰۴۲۰۰×۱۰	PG ۳۰۰×۸۴۲۰۰×۱۰

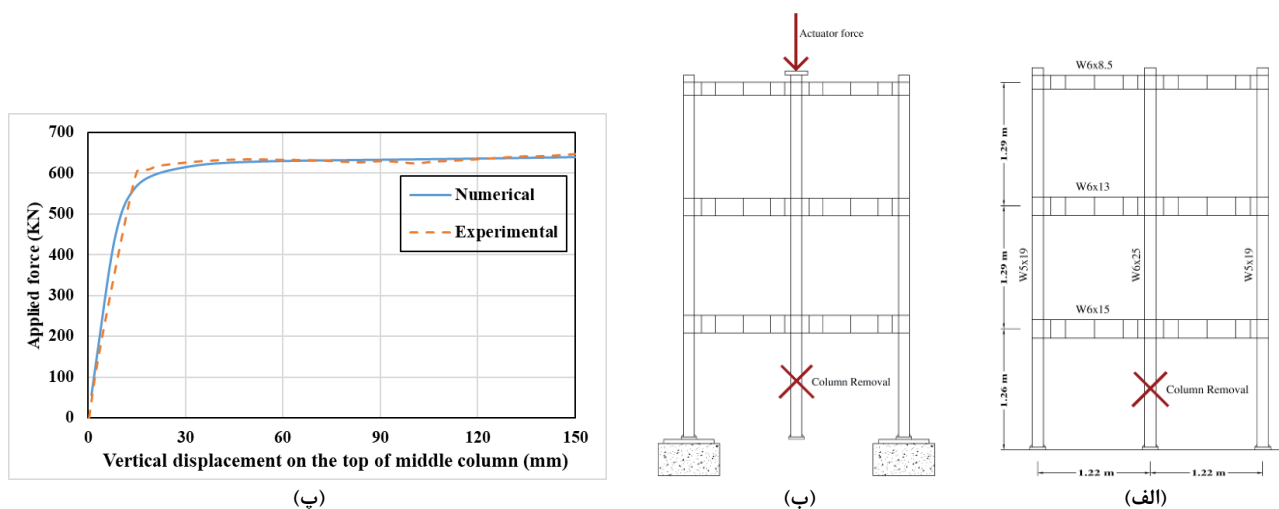
گام‌های طراحی سازه‌های فوق‌الذکر شامل: (۱) انتخاب هندسه ابعادی سازه، (۲) مدل‌سازی در نرم‌افزار ETABS 2016 [۲۴] و تعیین مصالح و تعیین مقاطع اولیه برای المان‌های سازه، (۳) بارگذاری ثقیلی و لرزه‌ای مطابق فرضیات اولیه، (۴) تحلیل اولیه با مقاطع فرضی و هم‌پایه‌سازی روش تحلیل طیفی و استاتیکی، (۵) کنترل‌های سازه‌ای و طراحی سازه و (۶) انجام مراحل ۴ تا ۵ تا رسیدن به همگرایی مقاطع مناسب سازه، است. کنترل سازه‌های طراحی شده مطابق آیین‌های معرفی شده انجام شده است که شامل: کنترل‌های مقاومت اعضا، سختی سازه (کنترل دررفت)، واژگونی، زمان تناوب تجربی و تحلیلی، لزوم و یا عدم لزوم تشدید برون از مرکزیت اتفاقی، صلبیت دیافراگم، ضریب نامعینی و برش پایه و ضریب هم‌پایه روش طیفی و استاتیکی، درصد مشارکت موده‌های سازه و سایر موارد، است.

۴-۲- صحت سنجی روند مدل‌سازی عددی

در این پژوهش جهت اطمینان از صحت نتایج مدل‌سازی نرم‌افزاری به مقایسه نتایج مدل عددی به دست آمده از نرم‌افزار و نمونه آزمایشگاهی پرداخته شده است. نمونه آزمایشگاهی مطابق تحقیق [۳۳] دارای یک قاب دوبعدی با تعداد ۲ دهانه و ارتفاع ۳ طبقه است. مشخصات هندسی این سازه در شکل ۴-الف) نشان داده شده است. مطابق این شکل ستون میانی حذف شده و بار تدریجاً به بالای ستون

حذف شده در طبقه سوم مطابق شکل ۴- (ب) اعمال می‌گردد. نهایتاً مقدار نیروی اعمالی همراه با جابجایی ستون حذف شده مطابق شکل ۴- (پ) به دست آمده است. مطابق این شکل ابتدای بارگذاری، سازه دارای سختی اولیه است که دارای شیب خطی است و سپس بعد از تسلیم اعضا سختی سیستم کم می‌شود و نهایتاً با کماتش اعضای تیر، خرابی در اتصالات تیر به ستون و گسیختگی تیرها زوال سیستم اتفاق می‌افتد.

مدل سازی این قاب مورد نظر در نرم افزار OpenSees [۲۵]، مطابق هندسه و اعضای نشان داده شده در شکل ۴- (الف) صورت گرفته و بارگذاری به صورت پوش قائم انجام شده است. مشخصات مکانیکی فولاد اعضای مدل آزمایشگاهی شامل تنش تسلیم برابر با ۲۵۵ مگاپاسگال و مدول الاستیسیته برابر با ۱۷۰ گیگاپاسگال مطابق تحقیق [۳۳] در نظر گرفته شده است. اعضای سازه به صورت تیر-ستون Force-Based با مصالح غیرخطی Steel02 مدل سازی شده است. محدوده گسیختگی فشاری و کششی در نمودار تنش- کرنش مصالح Steel02 موجود در کتابخانه نرم افزار OpenSees [۲۵] تعریف نشده است. کرنش در اعضا با مصالح MinMax محدود شده است. مصالح MinMax کرنش گسیختگی فشاری و کششی در مصالح غیرخطی (همانند Steel02) را مشخص می‌کند. تحلیل مورد نظر از نوع استاتیکی غیرخطی و به صورت دوبعدی انجام شده است. نهایتاً خروجی مدل سازی عددی در شکل ۴- (پ) در مقایسه با نمودار آزمایشگاهی نشان داده شده است. همان طور که مشخص است، در محدوده ناحیه خطی و غیرخطی، مدل عددی با دقت بسیار بالایی نمودار نیرو-جابجایی تحقیق آزمایشگاهی را تخمین زده است. حداکثر خطای تعیین نیرو صحت سنجی با مقایسه نمودار آزمایشگاهی و نمودار عددی برابر با ۵ درصد است.



شکل ۴: صحت سنجی نرم افزاری؛ (الف) مشخصات هندسی و مقاطع اعضای قاب، (ب) نحوه مدل سازی آزمایشگاهی و اعمال بار و (پ) مقایسه نمودار نیرو-جابجایی مدل آزمایشگاهی تحقیق [۳۳] و مدل عددی تحقیق حاضر

۲-۵- سناریوهای تخریب پیشرونده مورد بررسی

مطابق شکل ۱، ستون‌های مورد بررسی در پلان ساختمان‌های مورد بحث به سه گروه گوشه، پیرامونی و مرکزی برای حالت حذف جفت ستون (در مجموع ۳ گروه مختلف، حذف تک و جفت ستون) تقسیم شده‌اند (جدول ۲). آیین‌نامه‌ها معمولاً پیشنهاد می‌کنند که سازه تحت حذف تک ستون برای شبیه سازی تخریب پیشرونده مورد بررسی قرار گیرد، ولی در این تحقیق، از مدل‌های حذف جفت ستون به دلیل بهتر نشان دادن رفتار غیرخطی سازه استفاده شده است. دقت شود که تعدادی از حالت‌های حذف جفت ستون در مدل سازی سقف داخل جهت X و Y مشابه هستند و برای بررسی سناریوهای حذف ستون تخریب پیشرونده حالت بحرانی تر سقف از نظر چشمه اتصال در نظر گرفته می‌شود. لازم به ذکر است که در این تحقیق حذف جفت ستون به صورت هم‌زمان صورت گرفته است.

جدول ۲: سناریوهای حذف تک و جفت‌ستون تحقیق حاضر

سناریو	۱	۲	۳	۴	۵	۶	۷	۸	۹	۱۰	۱۱
ستون محذوف	A1	A3	C1	C3	E1	D1, E1	C3, D3	B5, C5	A3, A4	C2, C3	E1, E2

۲-۶- نحوه مدل‌سازی در نرم‌افزار OpenSees

در این تحقیق از نرم‌افزار OpenSees [۲۵] جهت شبیه‌سازی سازه‌ها استفاده شده است. رفتار غیرخطی هندسه و مصالح در شبیه‌سازی‌ها در نظر گرفته شده است. تحلیل‌ها به صورت دینامیکی غیرخطی و از نوع Transiant در نظر گرفته شده است. اعضای سازه به صورت تیر-ستون Force-Based با مصالح غیرخطی Steel02 مدل‌سازی شده است. مصالح Steel02 جزء مصالح پایدار در کتابخانه OpenSees است. با این مصالح، رفتار خطی و غیرخطی فولادهای رایج ساختمانی (ST37 و ST52) به صورت دقیق قابل شبیه‌سازی است. در تحلیل‌های غیرخطی، با توجه به اینکه رفتار انحنادار در بخش انتقال از ناحیه خطی به ناحیه غیرخطی این مصالح قابل مشاهده است، همگرایی به صورت سریع صورت می‌گیرد. در صورتی که در بعضی از مصالح با توجه به عدم انحنا در ناحیه انتقال (همانند Steel01) عدم همگرایی‌های زیادی قابل مشاهده است. کرنش در اعضا با مصالح MinMax با توجه به تنش تسلیم اعضا، محدود شده است. بارگذاری بر روی سازه شامل بار مرده و زنده مطابق مقادیر در نظر گرفته شده در طراحی لحاظ شده است. جهت مدل‌سازی فنرهای معادل سقف کامپوزیت از عضو ZeroLength با مصالح تک‌محوری غیرخطی ElasticPP استفاده شده است. نیرو در فنرهای معادل سقف با توجه به گسیختگی و کمانش اعضای سقف با استفاده از مصالح MinMax محدود شده است.

برای مدل‌سازی اعضای فولادی از مقاطع فایبر استفاده شده است. مقاطع فایبر پلاستیسیته گسترده را در طول المان در نظر می‌گیرد. در صورتی که استفاده از مفاصل پلاستیک متمرکز، رفتار غیرخطی به نقاط انتهایی سازه اختصاص داده می‌شود. رفتار واقعی المان‌های سازه به صورت پلاستیسیته گسترده است ولی در بعضی از تحقیقات برای افزایش سرعت تحلیل‌گیری از مفاصل پلاستیک متمرکز استفاده می‌شود.

اثرات $P-\Delta$ با مدل‌سازی سه‌بعدی و بارگذاری بر روی گره‌ها و تعریف تبدیل مختصات محلی به کلی (geomTransef) به صورت corotational در نظر گرفته می‌شود. اثرات $P-\delta$ با تقسیم اعضای سازه به چند قسمت در مدل اعمال شده است. به منظور مدل‌سازی سه‌بعدی در نرم‌افزار OpenSees [۲۵] از دستور حلقه for به منظور ایجاد گره‌ها و اعضای استفاده شده است. به عنوان مثال برای تعریف گره‌ها به صورت زیر از سه حلقه for استفاده شده است:

```
for {set iz 0} {$iz<=nz} {incr iz} {
  for {set iy 0} {$iy<=ny} {incr iy} {
    for {set ix 0} {$ix<=nx} {incr ix} {
      node $nodeTag $X $Y $Z
    }
  }
}
```

پارامترهای ix و iy به ترتیب تعداد گره‌های پلان موردنظر در جهت محور X و متغیر شمارنده نظیر را نشان می‌دهد. به همین ترتیب در جهت محور Y ، پارامترهای iy و ny و در جهت محور Z ، پارامترهای iz و nz تعریف شده است. در تعریف دستور node، پارامترهای $$X$ ، $$Y$ ، $$Z$ و $$nodeTag$ به ترتیب شماره گره، مختصات گره در جهت‌های x ، y و z هستند. دقت شود که این پارامترها باید به صورت متغیر بر حسب ix ، iy و iz تعریف شوند.

هم‌چنین به منظور اطمینان و مشاهده مدل‌سازی سه‌بعدی، سه راهکار مد نظر قرار گرفته است. این راهکارها شامل: (۱) مقایسه موده‌های الاستیک نوسان سازه‌ها در دو نرم‌افزار OpenSees و ETABS که در این حالت موده‌های الاستیک نوسان سازه‌ها در نرم‌افزار OpenSees نسبت به ETABS با دقت خوبی تخمین زده شد، (۲) استفاده از دستور رکورد display که این دستور در کتابخانه نرم‌افزار OpenSees موجود است و به صورت ضعیف نمای سه‌بعدی سازه را نشان می‌دهد و (۳) تبدیل المان‌های غیرخطی تعریف شده به المان تیر-ستون

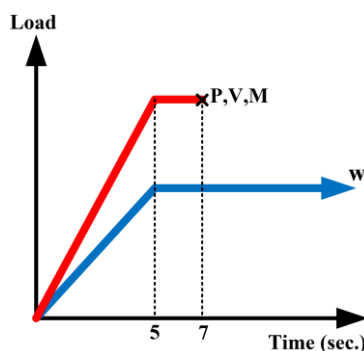
الاستیک و نیز خروجی گرفتن از حلقه‌های for تعریف شده برای گره‌ها و المان‌ها در یک فایل متنی جدا با استفاده از دستوره‌های puts و eval به منظور مشاهده در نرم‌افزار پیش پردازنده^۲؛ OSP هستند. نرم‌افزار OSP، گره‌ها و المان‌های تعریف شده در حلقه for را نمی‌تواند نمایش دهد. بدین منظور المان‌های مورد نظر با دستوره‌های بیان شده در فایل متنی جدا تولید می‌شوند.

۷-۲- بارگذاری تخریب پیش‌رونده و حذف دینامیکی ستون

ترکیب بارگذاری مورد استفاده در تحلیل دینامیکی غیرخطی برای تمامی قاب‌های تحلیل شده بر اساس آیین‌نامه‌های UFC [۶] و GSA [۳] مطابق رابطه زیر است:

$$G = 1.2D + (0.5L \text{ or } 0.2S) \quad (1)$$

برای انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی سازه از نرم‌افزار OpenSees استفاده شده است. سازه مورد نظر را با ترکیب فوق بارگذاری نموده و سپس نیروهای داخلی (برش V، لنگر M و نیروی محوری P) ستون مورد نظر قبل از حذف شدن برداشت می‌شود. سپس این نیروهای داخلی را در مدل دیگری، که ستون در آن حذف شده، جایگزین ستون محذوف شده می‌کنیم. برای شبیه‌سازی حذف ناگهانی ستون، مطابق شکل (۲)، نیروهای داخلی اعمال شده بجای ستون محذوف (V-M-P) پس از یک مدت‌زمان کوتاه حذف می‌شوند که در این شکل w بار ثقلی اعمالی به سازه مطابق رابطه (۱) است [۷].



شکل ۵- نحوه حذف دینامیکی ستون در تخریب پیش‌رونده [۷]

در برخی از استانداردها مانند ASCE/SEI 7-16 [۴] پیشنهاد می‌کنند، برای اطمینان از پایداری سازه، به رابطه (۱) ترم $0.2W$ اضافه شود، که در آن W بار باد است. در برخی از استانداردهای اخیر الزام شده است که پایداری سازه با تحمیل یک‌بار جانبی کوچک فرضی معادل $0.002\sum P$ در هر طبقه بررسی شود که در آن $\sum P$ نیروهای ثقلی تجمعی ناشی از بارهای مرده و زنده اعمال شده به طبقه بالای هر طبقه است. اگر چنین کنترلی برای پایداری سازه انجام شود، ترم $0.2W$ در رابطه (۱) در نظر گرفته نمی‌شود.

۸-۲- فنر معادل سقف کامپوزیت در جهت قائم

۸-۲-۱- تئوری مورد استفاده برای به دست آوردن منحنی نیرو- تغییر مکان سقف کامپوزیت

عملکرد سازه در تخریب پیش‌رونده و در مقابل تغییر مکان‌های جهت قائم شامل عملکرد اعضای اصلی سازه (تیر و ستون‌ها و غیره)، سقف، میان قاب و غیره است. در سازه‌های با قاب خمشی فولادی این عملکرد به صورت موازی با سختی اعضا و سقف تأمین می‌شود و بری لحاظ نمودن عملکرد سقف می‌توان عملکرد آن را به صورت جداگانه به دست آورد و در تخریب پیش‌رونده سازه‌ها و در مدل اصلی (اعضای تیر و ستون) در نظر گرفت. برای این کار ابتدا حالات مورد نظر سقف را با اعضای اصلی مدل کرده و تخریب پیش‌رونده را با حذف ستون در این حالات و اعمال بار ثقلی در محل ستون حذف شده، تحلیل کرده و در نهایت مطابق منحنی شماره ۱ شکل ۶- (الف) منحنی نیرو و جابجایی برای محل حذف ستون به دست آورده شد. برای به دست آوردن عملکرد اعضای اصلی سازه، این اعضا به تنهایی مدل شده و

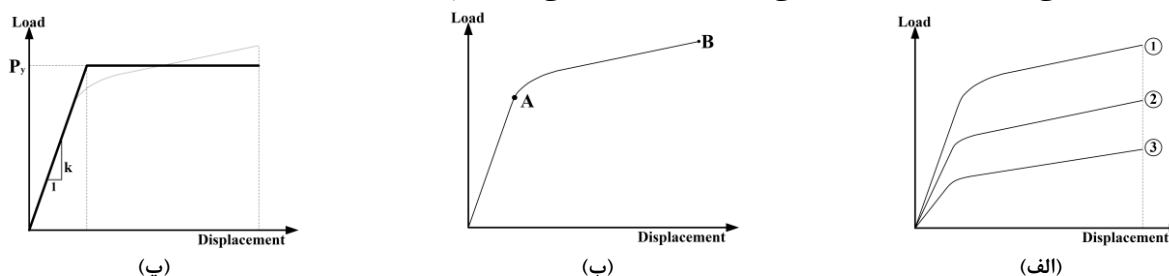
² OpenSees Post Processor

مطابق مراحل قبلی منحنی شماره ۲ شکل برای این اعضا به دست آمد. در نهایت برای به دست آوردن عملکرد سقف (تیرهای فرعی و دال بتنی) بدون تیرهای اصلی منحنی ۳ از اختلاف منحنی ۱ و ۲ به دست آمد [۲۲].

در قسمت فوق منحنی نیرو و جابجایی که شامل عملکرد سقف است به دست آمده این منحنی شامل یک ناحیه خطی و یک ناحیه غیرخطی است که در شکل ۶-ب) نشان داده شده است که نقطه A نقطه تسلیم سقف محسوب می‌شود و نقطه B نقطه‌ی حداکثر تغییر مکان محل ستون حذف شده است. نقطه B در تحلیل‌ها، نقطه‌ای است که اعضای سازه کمانش می‌کنند یا به مقاومت نهایی خود رسیده و یا عملکرد زنجیره‌ای اعضا شروع می‌شود. در صورتی که اعضا کمانش کنند به نظر می‌رسد که توانایی باربری لازم را از دست می‌دهند. هم‌چنین در صورت رسیدن اعضا به مقاومت نهایی خود توانایی باربری آن‌ها تقریباً صفر می‌شود. نیز در صورت وقوع عملکرد زنجیره‌ای، دیگر نمی‌توان روی مقاومت و ظرفیت اتصالات و اعضا درکشان حساب کرد. با توجه به مطالب ذکر شده، می‌توان نقطه B را به‌عنوان نقطه نهایی (گسیختگی) محسوب نمود.

۲-۸-۲- خصوصیات فنر معادل

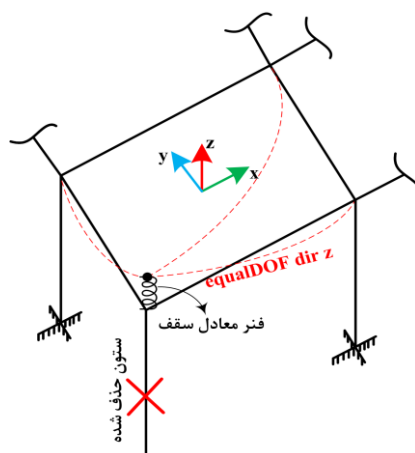
با توجه به قسمت قبل نتایج عملکرد سقف برای حذف هر ستون شامل یک منحنی نیرو-جابجایی است که برای در نظر گرفتن این اثر در نرم‌افزار، با استفاده از نشریه بهسازی ایران [۳۴] و دستورالعمل آیین‌نامه مدیریت بحران فدرال آمریکا [۳۵] آن را مطابق شکل ۶-پ) می‌توان آن را دوخطی در نظر گرفت. در نهایت می‌توان این نمودار دوخطی را در نرم‌افزار برای المان‌ها در نظر گرفت.



شکل ۶: منحنی نیرو-جابجایی معادل [۲۲]؛ (الف) اعضای مختلف سازه و سقف کامپوزیت، (ب) سقف کامپوزیت و (پ) ساده‌شده دوخطی

۲-۸-۳- نحوه مدل‌سازی فنر در سازه

برای تعیین موقعیت و نحوه‌ی اتصال فنرهای معادل سقف کامپوزیت در به‌کارگیری آن‌ها در سازه، این فنرها در جهت قائم در محل ستون محذوف تعریف شده است و با توجه به مسیر انتقال بار این فنرها که به ستون‌های پیرامونی (گره‌های پیرامونی ستون محذوف) است، در نرم‌افزار OpenSees [۲۵] از قیود equalDOF در جهت قائم برای همسان‌سازی قیود انتهایی فنر در جهت قائم با گره‌های پیرامونی استفاده شده است (شکل ۱۰).

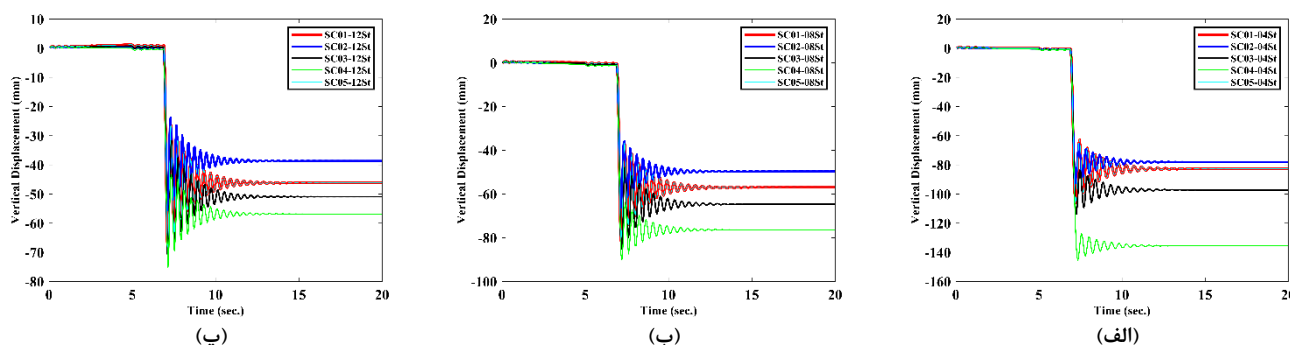


شکل ۷: نحوه تعریف فنر در سازه اصلی برای لحاظ اثر سقف کامپوزیت

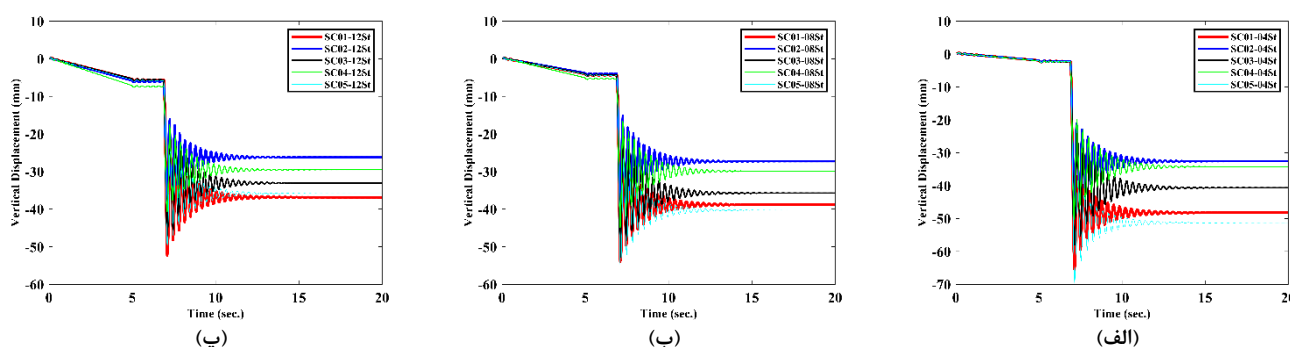
۳- نتایج و بحث

۳-۱- نمودار جابجایی-زمان سناریوهای تخریب پیشرونده

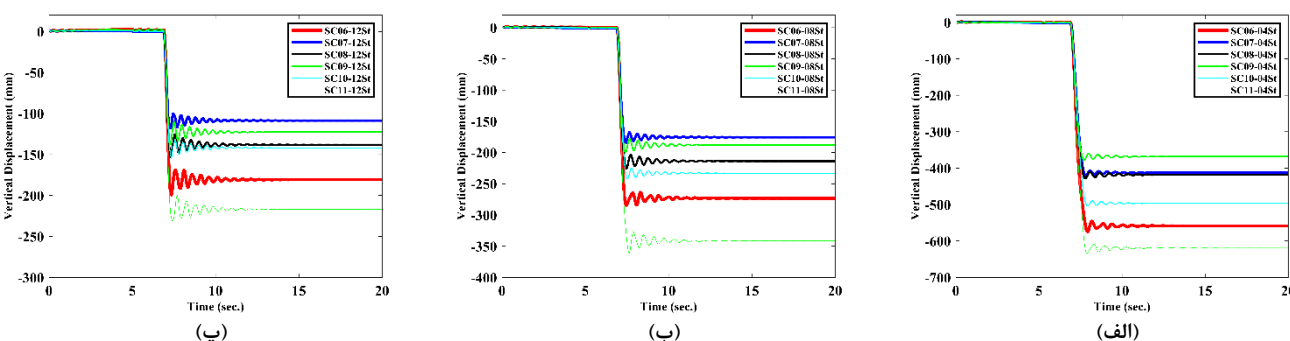
تحلیل خرابی پیشرونده برای سناریوهای مختلف حذف تک و جفت ستون مطابق نمودار بارگذاری شکل ۶ انجام شده است. این نمودارها مطابق شکل ۸ الی ۱۱ برای سازه‌های مختلف برای دو حالت حذف تک و جفت ستون بدون و با لحاظ اثر سقف کامپوزیت نشان داده شده است. دامنه ارتعاش جابجایی محل ستون محذوف در حالت حذف تک ستون نسبت به مقدار جابجایی انتهایی تحلیل در مقایسه با حذف جفت ستون بزرگتر است.



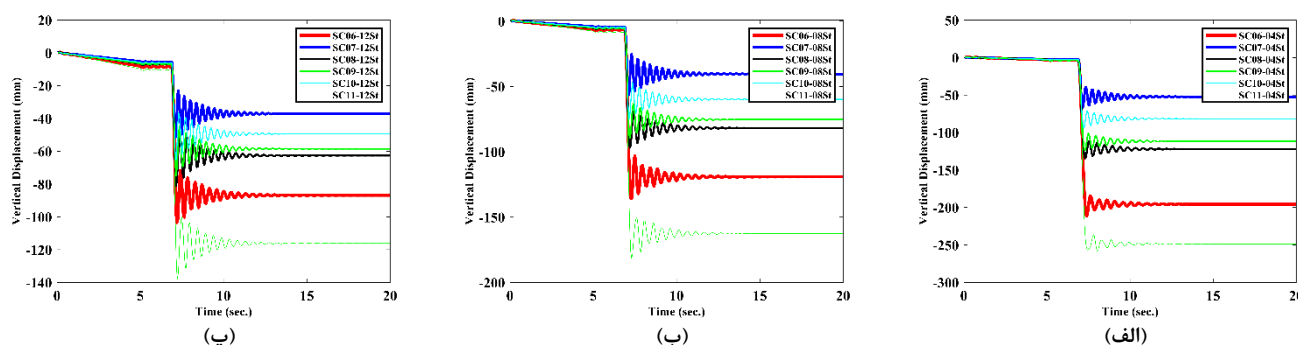
شکل ۸: جابجایی‌های قائم برحسب زمان ایجادشده در سناریوهای حذف تک ستون مختلف با عدم لحاظ اثر سقف کامپوزیت؛ الف) ۴ طبقه، ب) ۸ طبقه و پ) ۱۲ طبقه



شکل ۹: جابجایی‌های قائم برحسب زمان ایجادشده در سناریوهای حذف تک ستون مختلف با لحاظ اثر سقف کامپوزیت؛ الف) ۴ طبقه، ب) ۸ طبقه و پ) ۱۲ طبقه



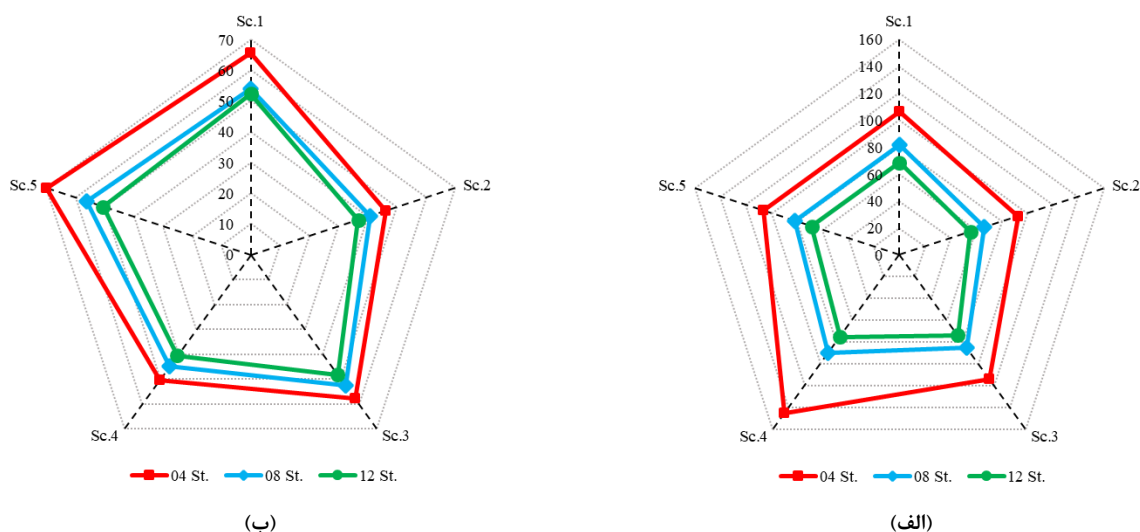
شکل ۱۰: جابجایی‌های قائم برحسب زمان ایجادشده در سناریوهای حذف جفت ستون مختلف با عدم لحاظ اثر سقف کامپوزیت؛ الف) ۴ طبقه، ب) ۸ طبقه و پ) ۱۲ طبقه



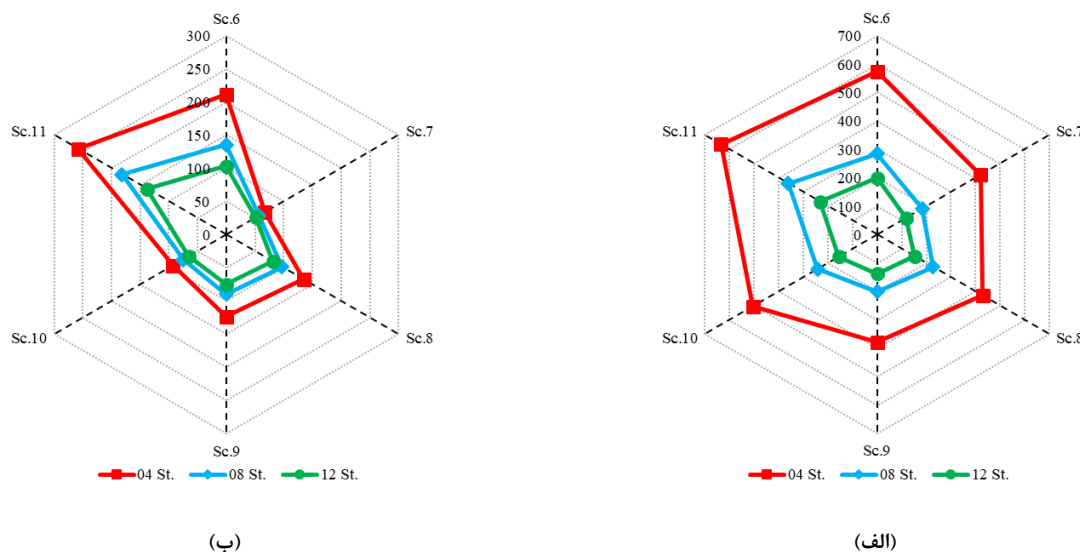
شکل ۱۱: جابجایی‌های قائم برحسب زمان ایجادشده در سناریوهای حذف جفت‌ستون مختلف با لحاظ اثر سقف کامپوزیت؛ الف) ۴ طبقه، ب) ۸ طبقه و پ) ۱۲ طبقه

۳-۲- حداکثر جابجایی محل حذف ستون

جهت مقایسه بهتر سناریوهای مورد بررسی در این قسمت به ارائه حداکثر جابجایی‌های ایجادشده در محل حذف تک و جفت‌ستون پرداخته شده است. شکل ۱۲-الف) و ب) به ترتیب جابجایی‌های حداکثر حذف تک‌ستون در سازه‌های دارای طبقات مختلف در حالت بدون و با لحاظ اثر سقف کامپوزیت را نشان می‌دهد. شکل ۱۳-الف) و ب) به ترتیب جابجایی‌های حداکثر حذف جفت‌ستون در سازه‌های دارای طبقات مختلف در حالت بدون و با لحاظ اثر سقف کامپوزیت را نشان می‌دهد. در شکل‌های ۱۲ و ۱۳، رادارهای قرمز، آبی و سبز رنگ به ترتیب مربوط به سازه‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه است.



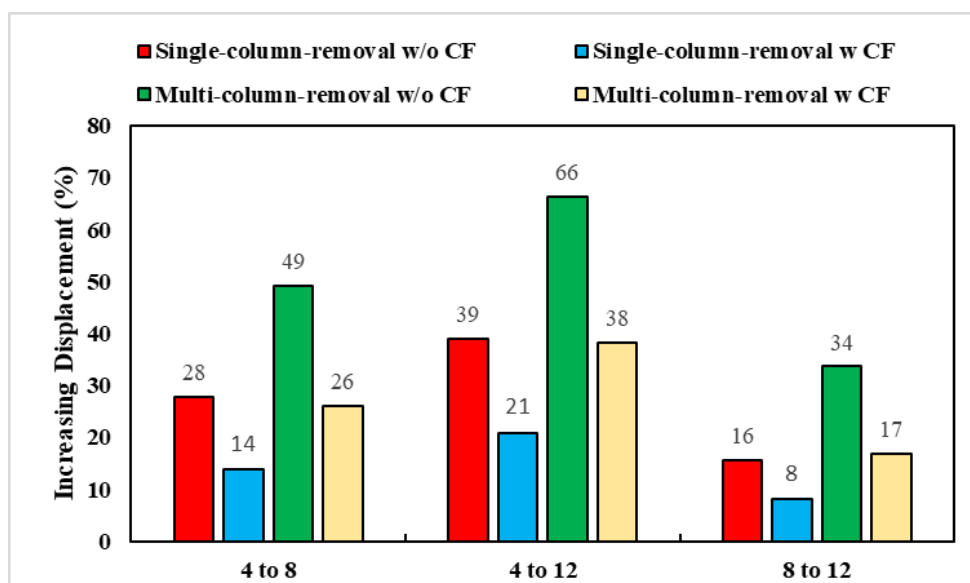
شکل ۱۲: حداکثر جابجایی قائم ایجادشده در سناریوهای حذف تک‌ستون مختلف برحسب میلی‌متر؛ الف) بدون لحاظ اثر سقف کامپوزیت و ب) با لحاظ اثر سقف کامپوزیت



شکل ۱۳: حداکثر جابجایی قائم ایجاد شده در سناریوهای حذف جفت ستون مختلف بر حسب میلی متر: (الف) بدون لحاظ اثر سقف کامپوزیت و (ب) با لحاظ اثر سقف کامپوزیت

۳-۳- بررسی ارتفاع سازه در خرابی پیشرونده

با توجه به شکل های ۱۲ و ۱۳، مقادیر جابجایی در محل ستون محذوف با افزایش ارتفاع، کاهش می یابد. پس با افزایش ارتفاع پتانسیل خرابی پیشرونده سازه ها به مراتب کاهش پیدا کرده است. شکل ۱۴، درصد افزایش جابجایی سازه های کوتاه تر نسبت به سازه های بلندتر را نشان می دهد. مطابق این شکل با لحاظ اثر سقف کامپوزیت درصد افزایش جابجایی سازه کوتاه تر نسبت به سازه های بلندتر کاهش پیدا می کند به طوری که درصد افزایش جابجایی ها در سازه ۴ طبقه نسبت به سازه ۸ طبقه با لحاظ و بدون لحاظ اثر سقف کامپوزیت به ترتیب برابر با ۱۴ و ۲۸ درصد در حالت حذف تک ستون است. هم چنین در حذف جفت ستون نسبت به حذف تک ستون افزایش چشم گیر درصد افزایش جابجایی سازه کوتاه تر نسبت به سازه بلندتر مشاهده می شود. به طوری که درصد افزایش جابجایی ها در سازه ۴ طبقه نسبت به سازه ۱۲ طبقه حالت حذف جفت ستون نسبت به حذف تک ستون به ترتیب برابر با ۶۶ و ۳۹ درصد در حالت عدم لحاظ اثر سقف کامپوزیت است. سایر نتایج مطابق شکل ۱۴ قابل مقایسه است. در سازه های فولادی مشابه سازه های بتنی [۳۶] با افزایش ارتفاع پتانسیل تخریب پیشرونده کاهش می یابد.



شکل ۱۴: درصد افزایش جابجایی سازه های کوتاه تر نسبت به سازه های بلندتر

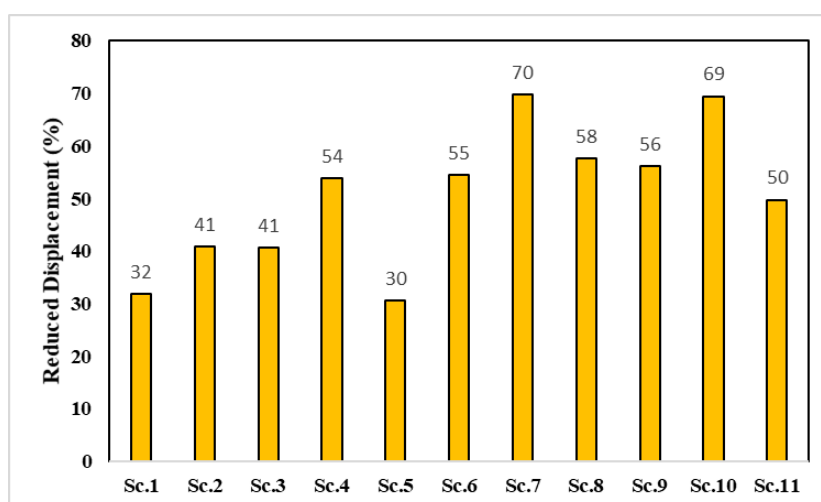
۳-۴- بررسی موقعیت قرارگیری ستون محذوف در خرابی پیشرونده

در این تحقیق به بررسی قرارگیری حذف ستون‌های سازه در سه موقعیت گوشه، پیرامونی و میانی پرداخته شده است. در حالت حذف تک‌ستون و با عدم لحاظ اثر سقف کامپوزیت در سیستم به هنگام تخریب پیشرونده، ستون میانی سناریوی ۴ به علت زیاد بودن نیروی محوری محذوف از سایر سناریوها بحرانی‌تر است. در این حالت ماکزیمم جابجایی در سازه ۴ طبقه و سناریوی ۴ برابر با ۱۴۶ میلی‌متر است. با لحاظ اثر سقف کامپوزیت در حذف تک‌ستون، سناریوی حذف ستون گوشه ۱ و ۵ از سایر سناریوها بحرانی‌تر است. در این حالت جابجایی‌های ایجاد شده در سازه ۴ طبقه و سناریوی ۱ برابر با ۶۶ و سناریوی ۵ برابر با ۷۰ میلی‌متر است. در بررسی حذف جفت‌ستون مشاهده می‌گردد که سناریوهای حذف ستون گوشه در دو حالت با و بدون لحاظ اثر سقف کامپوزیت بحرانی‌تر است. در حالت حذف جفت ستون در سازه ۵ طبقه و سناریو گوشه ۱۱، با در نظر گرفتن سقف مقدار جابجایی حداکثر برابر با ۲۵۸ و با عدم لحاظ اثر سقف برابر با ۶۳۵ است.

۳-۵- بررسی اثر سقف کامپوزیت

شکل ۱۵، درصد کاهش جابجایی‌های ناشی از لحاظ سقف کامپوزیت در تحلیل‌های تخریب پیشرونده را نشان می‌دهد. اثر سقف کامپوزیت در حذف جفت‌ستون مؤثرتر از تک‌ستون بوده است. در حذف تک‌ستون، سقف کامپوزیت در سناریوی میانی ۴ مؤثرترین اثر را در کاهش جابجایی‌های داشته است که مقدار آن برابر با ۵۴ درصد است. در حذف جفت‌ستون، سقف کامپوزیت در سناریوی میانی ۷ مؤثرترین اثر را در کاهش جابجایی‌های داشته است که مقدار آن برابر با ۷۰ درصد است. به صورت میانگین در سناریوهای حذف تک‌ستون، ۴۰ درصد و در سناریوهای حذف جفت‌ستون، ۶۰ درصد کاهش جابجایی ناشی از اثر سقف کامپوزیت مشاهده می‌گردد. همان‌طور که از نتایج این تحقیق مشاهده شد، در سایر تحقیقات [۱۹] و [۲۰] نیز می‌توان اثر سقف را در کاهش جابجایی‌های قائم ناشی از تخریب پیشرونده مشاهده کرد.

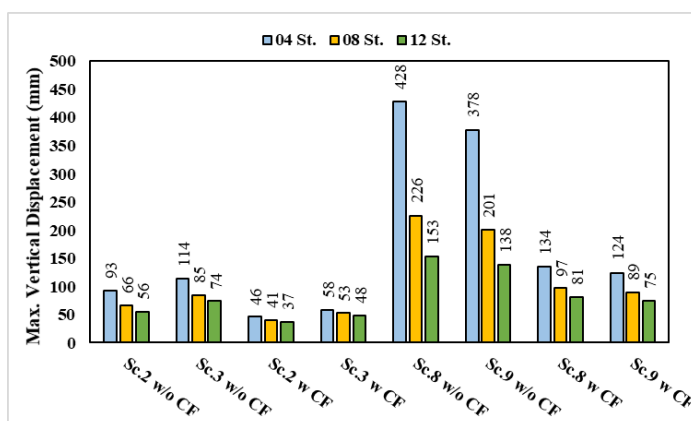
چیدمان تیرهای فرعی و قرارگیری این تیرها در چشمه‌های دال نیز می‌تواند در کاهش جابجایی‌ها مؤثر باشد. با مقایسه سناریوی ۱ و ۵ که هر دو مربوط به حذف تک‌ستون گوشه می‌باشند مشاهده می‌شود که چیدمان تیرهای فرعی در سناریوی ۱ مؤثرتر از سناریوی ۵ است. هم‌چنین با مقایسه سناریوهای حذف جفت‌ستون گوشه ۶ و ۱۱ مشاهده می‌گردد که اثر سقف کامپوزیت در سناریوی ۶ مؤثرتر از سناریوی ۱۱ است.



شکل ۱۵: درصد کاهش جابجایی ناشی از لحاظ اثر سقف کامپوزیت

۳-۶- بررسی طول دهانه در خرابی پیشرونده

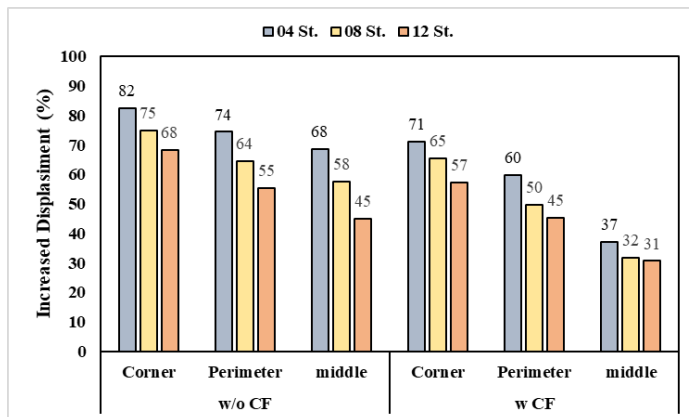
جهت بررسی طول دهانه در تخریب پیشرونده، به مقایسه حذف تکستون پیرامونی سناریوی ۲ و ۳ و حذف جفتستون پیرامونی سناریوی ۸ و ۹ پرداخته می‌شود. سناریوی ۳ و ۸ در دهانه بزرگتر (دهانه ۶ متری) و سناریوی ۲ و ۹ در دهانه کوچکتری (دهانه ۵ متری) قرار گرفته است. با بررسی شکل ۱۶ مشاهده می‌گردد که سناریوهای مربوط به دهانه‌های بزرگتر پتانسیل تخریب پیشرونده بیشتری داشته است و این موضوع در حالت با لحاظ و بدون لحاظ سقف کامپوزیت و در تمامی سازه‌ها قابل مشاهده است. به‌عنوان مثال، با مقایسه سناریوی ۸ و ۹ بدون لحاظ اثر سقف کامپوزیت و در سازه ۴ طبقه به ترتیب جابجایی قائم حداکثر برابر با ۴۲۸ و ۳۷۸ میلی‌متر است. همان‌طور که در این بخش ذکر شد با کاهش طول دهانه پتانسیل تخریب پیشرونده کاهش می‌یابد و این موضوع را می‌توان در پژوهش [۱۰] مشاهده کرد.



شکل ۱۶: مقادیر جابجایی سناریوهای پیرامونی جهت مقایسه طول دهانه

۳-۷- بررسی تعداد ستون محذوف در خرابی پیشرونده

شکل ۱۷، میانگین درصد افزایش جابجایی حذف جفتستون نسبت به حذف تکستون برای سناریوهای گوشه، پیرامونی و میانی را نشان می‌دهد. همان‌طور که نشان داده شده است درصد افزایش جابجایی در حالت حذف جفتستون در ستون‌های گوشه بیشتر از پیرامونی و در ستون پیرامونی بیشتر از ستون میانی است. به‌طوری‌که در حالت بدون لحاظ اثر سقف کامپوزیت در سازه ۸ طبقه درصد افزایش جابجایی حذف جفتستون نسبت به تکستون برای سناریوهای گوشه، پیرامونی و میانی به ترتیب برابر با ۷۵، ۶۴ و ۵۸ درصد است. همچنین می‌توان گفت که با لحاظ اثر سقف کامپوزیت در سیستم درصد افزایش جابجایی‌ها در حالت حذف جفتستون نسبت به حذف تکستون کمتر است به‌طوری‌که در سازه ۱۲ طبقه در حذف ستون میانی عدم لحاظ سقف کامپوزیت ۴۵ و لحاظ اثر سقف کامپوزیت ۳۱ درصد مقادیر جابجایی‌ها افزایش یافته است. در سازه‌های مختلف در حالت با لحاظ و عدم لحاظ سقف کامپوزیت به‌طور میانگین ۶۶ و ۵۰ درصد افزایش جابجایی در حالت حذف جفتستون نسبت به تکستون مشاهده می‌گردد.



شکل ۱۷: درصد افزایش جابجایی حذف جفتستون نسبت به حذف تکستون برای سناریوهای گوشه، پیرامونی و میانی

۴- نتیجه‌گیری

- در این تحقیق به بررسی تخریب پیشرونده با در نظر گرفتن سه نوع حذف ستون گوشه، پیرامونی و میانی به صورت حذف تک و جفت‌ستون پرداخته شده است. در مجموع ۱۱ سناریوی حذف ستون در نظر گرفته شده که ۵ سناریوی آن حذف تک‌ستون است. سه سازه ۴، ۸ و ۱۲ طبقه با سیستم قاب خمشی فولادی با شکل‌پذیری متوسط برای انجام اهداف موردنظر در نظر گرفته شد. نتایج این تحقیق به صورت زیر قابل‌ارائه است:
- با افزایش ارتفاع ساختمان، پتانسیل خرابی پیشرونده سازه کاهش پیدا می‌کند. به طوری که در حالت لحاظ اثر سقف کامپوزیت در سازه، جابجایی‌ها در سازه ۸ طبقه نسبت به سازه ۱۲ طبقه، ۱۶ درصد در حالت حذف تک‌ستون افزایش یافته است.
 - با لحاظ اثر سقف کامپوزیت، درصد افزایش جابجایی سازه کوتاه‌تر نسبت به سازه‌های بلندتر کاهش پیدا می‌کند به طوری که درصد افزایش جابجایی‌ها در حذف تک‌ستون سازه ۴ طبقه نسبت به سازه ۱۲ طبقه با لحاظ و بدون لحاظ اثر سقف کامپوزیت به ترتیب برابر با ۲۱ و ۳۹ درصد است.
 - به صورت میانگین در سناریوهای حذف تک‌ستون، ۴۰ درصد و در سناریوهای حذف جفت‌ستون، ۶۰ درصد کاهش جابجایی ناشی از لحاظ اثر سقف کامپوزیت مشاهده می‌گردد.
 - سناریوهای مربوط به دهانه‌های بزرگ‌تر پتانسیل تخریب پیشرونده بیشتری داشته است و این موضوع در حالت با لحاظ و بدون لحاظ سقف کامپوزیت و در تمامی سازه‌ها ۴، ۸ و ۱۲ طبقه قابل‌مشاهده است.
 - با افزایش تعداد ستون محذوف جابجایی و آسیب در سیستم افزایش می‌یابد. در سازه‌های مختلف در حالت با لحاظ و عدم لحاظ سقف کامپوزیت به طور میانگین ۵۰ و ۶۶ درصد افزایش جابجایی در حالت حذف جفت‌ستون نسبت به تک‌ستون مشاهده می‌گردد.

مراجع

- [1] U. Starossek, "Typology of progressive collapse," *Eng. Struct.*, vol. 29, no. 9, pp. 2302–2307, 2007.
- [2] H. Shakib, M. Zakersalehi, V. Jahangiri, and R. Zamanian, "Evaluation of Plasco Building fire-induced progressive collapse," in *Structures*, 2020, vol. 28, pp. 205–224.
- [3] GSA, "Progressive collapse analysis and design guidelines for new federal office buildings and major modernization projects," *Washington, DC*, 2016.
- [4] *ASCE/SEI 7-16, Minimum Design Loads and Buildings and Other Structures*. 2016.
- [5] B. R. Ellingwood, R. Smilowitz, D. O. Dusenberry, D. Duthinh, H. S. Lew, and N. J. Carino, "Best practices for reducing the potential for progressive collapse in buildings," 2007.
- [6] UFC, *Design of Buildings to Resist Progressive Collapse*. Department of Defence, 2009.
- [7] J. Kim and T. Kim, "Assessment of progressive collapse-resisting capacity of steel moment frames," *J. Constr. Steel Res.*, vol. 65, no. 1, pp. 169–179, 2009.
- [8] J. Kim and D. An, "Evaluation of progressive collapse potential of steel moment frames considering catenary action," *Struct. Des. tall Spec. Build.*, vol. 18, no. 4, pp. 455–465, 2009.
- [9] T. Li, Z. Shang, Y. Ji, and C. Liu, "Research on Catenary Action of Frame Structure in Progressive Collapse with Fiber Model," in *3rd International Conference on Mechatronics, Robotics and Automation*, 2015.
- [10] F. H. Rezvani, A. M. Yousefi, and H. R. Ronagh, "Effect of span length on progressive collapse behaviour of steel moment resisting frames," in *Structures*, 2015, vol. 3, pp. 81–89.
- [11] K. Mehdizadeh and A. Karamodin, "Evaluation of the possibility of the occurrence of progressive collapse in steel moment frames (ordinary, intermediate and special) due to sudden column removal," *J. Struct. Constr. Eng.*, vol. 5, no. 3, pp. 85–105, 2018, doi: 10.22065/jsce.2017.89028.1231.
- [12] F. Xie, B. Gu, and H. Qian, "Experimental study on the dynamic behavior of steel frames during progressive collapse," *J. Constr. Steel Res.*, vol. 177, p. 106459, 2021.
- [13] K. Qian, B. Li, and Z. Zhang, "Influence of multicolumn removal on the behavior of RC floors," *J. Struct. Eng.*, vol. 142, no. 5, p. 4016006, 2016.
- [14] M. Nassir, J. Yang, S. Nyunn, I. Azim, and F. L. Wang, "Progressive Collapse Analysis of multi-story building under the scenario of multi-column removal," in *E3S Web of Conferences*, 2019, vol. 136, p. 4050.

- [15] F. Parisi and M. Scalvenzi, "Progressive collapse assessment of gravity-load designed European RC buildings under multi-column loss scenarios," *Eng. Struct.*, vol. 209, p. 110001, 2020.
- [16] J.-Z. Zhang, B.-H. Jiang, R. Feng, and R. Chen, "Robustness of steel moment frames in multi-column-removal scenarios," *J. Constr. Steel Res.*, vol. 175, p. 106325, 2020.
- [17] R. Jalali Larijani, H. Dashti Nasserabadi, and I. Aghayan, "Progressive collapse investigation of buildings with concentric and eccentric braced frames using nonlinear procedure," *J. Struct. Constr. Eng.*, 2020, doi: 10.22065/jsce.2020.203435.1964.
- [18] H. R. Ashrafi and S. A. Hassanzadeh, "Introducing an optimal method for macro modeling of nonlinear dynamic analysis in progressive collapse (A case study : OpenSees program)," *J. Struct. Constr. Eng.*, vol. 7, no. 1, pp. 5–25, 2020, doi: 10.22065/jsce.2018.113761.1425.
- [19] Q. N. Fu, K. H. Tan, X. H. Zhou, and B. Yang, "Three-dimensional composite floor systems under column-removal scenarios," *J. Struct. Eng.*, vol. 144, no. 10, p. 4018196, 2018.
- [20] Q. Fu and K.-H. Tan, "Numerical study on steel-concrete composite floor systems under corner column removal scenario," in *Structures*, 2019, vol. 21, pp. 33–44.
- [21] Q. N. Fu and K. H. Tan, "Parametric effects on composite floor systems under column removal scenario," *Eng. Struct.*, vol. 187, pp. 161–176, 2019.
- [22] V. Broujerdian, E. Mohammadi Dehcheshmeh, and G. Ghodrati Amiri, "Effect of composite slab on the progressive collapse control of steel moment frame structures," *J. Civ. Environ. Eng.*, 2020, doi: 10.22034/jcee.2020.21013.1514.
- [23] M. Saghiaie Sahebalzaman, M. R. Sheidaii, and A. Salmasi, "Effects of plastic hinges modelling of fully restrained connections in the progressive collapse resistance of steel moment frames," *J. Struct. Constr. Eng.*, vol. 8, no. 1, pp. 327–342, 2021, doi: 10.22065/jsce.2019.184813.1855.
- [24] A. Habibullah, "ETABS users manual," *Comput. Struct. Inc., Berkeley, California, USA*, 2016.
- [25] S. Mazzoni, F. McKenna, M. H. Scott, and G. L. Fenves, "OpenSees command language manual," *Pacific Earthq. Eng. Res. Cent.*, vol. 264, 2006.
- [26] U. Starossek, *Progressive collapse of structures*, vol. 153. thomas telford London, 2018.
- [27] K. Khandelwal and S. El-Tawil, "Collapse behavior of steel special moment resisting frame connections," *J. Struct. Eng.*, vol. 133, no. 5, pp. 646–655, 2007.
- [28] A. I. of S. Construction, "Specification for Structural Steel Buildings," pp. 1–612, 2010.
- [29] INBC Part 10th, "Iranian National Building Code, Part 10th, Design and Construction of steel buildings." 2013.
- [30] INBC Part 6th, "Iranian National Building Code, Part 6th , Design Loads for Buildings." 2013.
- [31] ASCE/SEI 7, "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (ASCE/SEI 7-16).," 2016.
- [32] IBC Standard, "Iranian Building Codes And Standards, Iranian Code Of Practice For Seismic Resistant Design Of Buildings, Standard No.2800, 4th Edition." 2013.
- [33] A. Tsitos, "Experimental investigation of the progressive collapse of steel frames." PhD dissertation, Department of Civil, Structural & Environmental ..., 2009.
- [34] NO. 360, *Instruction for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, Office of Deputy for Strategic Supervision Department of Technical Affairs, NO. 360 ,First Revision.* 2014.
- [35] Fema 356, "Fema 356 : Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings in Rehabilitation Requirements," American Society of Civil Engineers Washington, DC, USA, 2000.
- [36] E. Kalilzadeh Vahidi and pouria chavoshani, "The effect of increasing span length and storey height on the progressive failure of reinforced concrete frames with different percentages of openings in the masonry infilled wall," *J. Struct. Constr. Eng.*, 2020, doi: 10.22065/jsce.2020.210392.2010.