



Probabilistic Progressive Collapse Analysis of 3D Steel Moment Frame Using Fragility Curves and Double-column-damage Approach

E. Mohammadi Dehcheshmaeh¹, V. Broujerdian^{1*}, G. R. Ghodrati Amiri²

¹School of Civil Engineering, Iran University of Science and Technology

²Natural Disasters Prevention Research Center, School of Civil Engineering, Iran University of Science and Technology

ABSTRACT: In this research, a method of probabilistic analysis of progressive collapse has been introduced based on the concept of fragility curves. In order to develop the fragility curves, the stiffness of two columns is considered as the random variable and the displacement at the top of the removed columns is considered as the Damage Index (DI). Based on these measures, the fragility curves of a 4-story steel structure with Intermediate Moment Frame (IMF) system were developed. Six scenarios of progressive collapse were investigated, including the removal of the corner, perimeter, and middle double-columns. The simulations were performed using OpenSees software. The structural analyses were performed using nonlinear time history approach in a three-dimensional framework. The results showed that the IDA capacity curve of the lower stories is weaker than the upper stories. According to the results, at each considered DI and assumed performance level, damage to the removed double-columns occurs at more stiffness in the upper stories compared to the lower ones. The results showed that considering the floor slab can reduce the probability of fragility of structures. The effect of the floor on the lower stories of the structure is more than on the upper stories. The increasing effect of the floor on the structural fragility corresponding to the first to fourth stories are 13, 9, 6, and 2%, respectively. The probability of exceedance of the performance levels of IO, LS and CP is almost zero until the reduction of the double-column stiffness is 50, 70 and 75%, respectively

Review History:

Received: Apr. 17, 2021

Revised: Jul. 08, 2021

Accepted: Aug. 22, 2021

Available Online: Sep. 01, 2021

Keywords:

Progressive collapse

Probabilistic analysis

Incremental dynamic analysis

Double-column-damage

Intermediate moment frame

1- Introduction

Progressive Collapse refers to the spread of damage to a structure due to an initial localized failure. In this phenomenon, the redistribution of forces in each path causes the structural members of that path to fracture. Then the load transfer path is changed. This process continues until the collapse of the whole structure or the collapse of a major part of the structure [1].

Qian et al. [2] have surveyed the removal of single-column and double-column columns in the corner of an experimental of the one-story concrete structure. Finally, a simple method for estimating the vulnerability behavior of structures under progressive collapse by column removal is presented. Nassir et al. [3] have evaluated the removal of single-column corner and perimeter and compared with the removal of a double-column removal in an 8-story moment concrete structure. Furthermore, it was shown that the double-column removal scenarios are more critical than the single-column removal in terms of creating vertical displacements as well as DCR members in the structure. In the study [4], the progressive collapse has been considered in two forms including: sequential, and non-sequential double-column removal. In

concrete moment frames, sequential double-column removal due to the delay in the removal of columns can have a positive and negative effect on the moment capacity of the frames. Zhang et al. [5] have investigated the removal of several columns in a system of 6-story steel moment frames.

The effect of structural floors can also affect the potential for progressive collapse. Fu et al. [6] investigated composite floors with different dimensions of slab span. Then they showed that the load-bearing capacity of the floor with smaller span dimensions was higher, but the ductility capacity of the roof with larger span dimensions was higher. Exact finite element modeling of floors is often time-consuming and volume of computational files. In terms of the effects of floors in the study [7], a simplified method of roof effects in the form of bilinear springs has been proposed.

2- Methodology

The use of intermediate steel moment frame (IMF) structures is very common in earthquake prone zones. However, there are few studies on this system and there are most of the studies on special steel moment frames [8, 9]. In this study, a 4-story IMF structure is investigated. Using

*Corresponding author's email: Broujerdian@iust.ac.ir



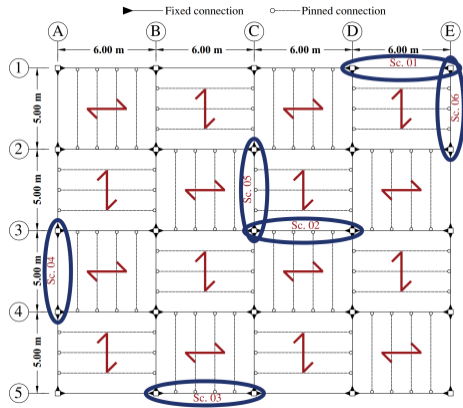


Fig. 1. Plan of the studied structure

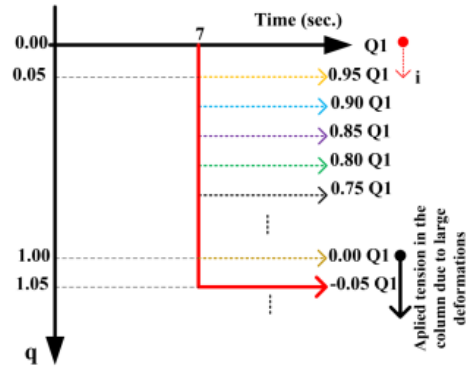


Fig. 3. Column stiffness reduction method for IDA analysis

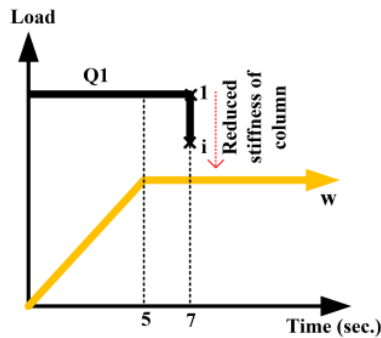


Fig. 2. Applied gravity load [11] and change in stiffness of the column analyzed by IDAm

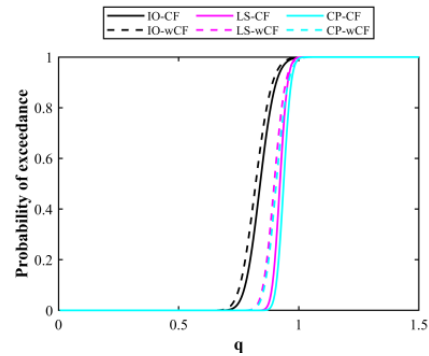


Fig. 4. Fragility curves for the entire structure with and without CF composite floor

ETABS 2016 software and conventional sections in steel structures, buildings were designed by the LRFD method [10]. The plan view of the studied structure is shown in Figure 1. In this research, six scenarios of double-column damage were considered according to Figure 1.

The gravitational load in this study gradually increases from zero, according to Figure 2 (curve w). Then, at the moment of the 5th second, it is completely applied to the structure [11]. In this research, changes in column stiffness have been considered as an intensity measure (IM). In Figures 2 and 3, the column stiffness is reduced at 7 seconds. In this research, column removal has not been done directly. Stiffness reduction in structural columns is done dynamically. This reduction in stiffness, according to GSA is done in a time equal to 10% of the mode 1 time of the structure. In these figures, the column stiffness is shown with Q and the initial stiffness of the column with Q1 is shown. IDA analysis continues until the final stage of structural beam collapse.

When applying lateral load to the column, first bending deformations occur in the column and then due to the increase in the length of the column. Therefore, a tensile force is

created in the column. The loading coefficients of the IDA in this section in Figure 3 are therefore considered negative (i.e., inverse and tensile loading). The axis of the vertical Figure 3 is denoted by q. the q value is equal to the difference between Q1 and iQ1 (i.e., $q = (1-i) Q1$).

3- Results and Discussion

Figure 4 shows the fragility curves of the entire structure in the case of double-column damage. According to this figure, the probability of collapse in wCF is less than CF case. The effect of the composite floor can reduce the probability of structure collapse.

Figure 5 shows the percentage reduction stiffness of the mean scenarios of different floors and the entire structure to achieve performance levels with a 50% probability of collapse. According to this figure, with less reduction in stiffness at the lower floors than the upper floors of the structure, it reaches performance levels sooner. The floor effect on increasing the failure resistance is different in different classes. The effect of the floor on the lower stories of the structure is more effective than on the upper stories.

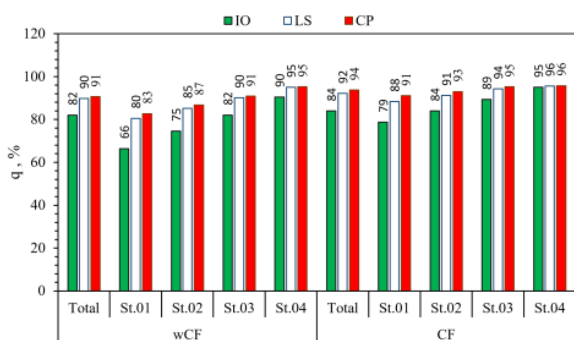


Fig. 5. Reduction of stiffness of entire and stories structures to reach different performance levels

4- Conclusions

The conclusions of this research include the following:

The lower stories are more probability of fragility than the upper stories. With reducing stiffness in the column members, the probability of collapse in the lower stories is higher than in the upper stories.

IDA capacity curves for the structure with the composite floor are greater than the case of without it.

The effect of the roof on the lower stories of the structure is more effective than on the upper stories under double-column vulnerability.

In a constant double-column stiffness reduction, the middle column scenarios (scenarios 2 and 5) are critical compared to the other scenarios.

The maximum effectiveness of the floor in increasing the failure resistance of structures has been in scenarios 2 and 5.

References

[1] U. Starossek, Typology of progressive collapse, *Engineering Structures*, 29(9) (2007) 2302-2307.

- [2] K. Qian, B. Li, Z. Zhang, Influence of multicolumn removal on the behavior of RC floors, *Journal of Structural Engineering*, 142(5) (2016) 04016006.
- [3] M. Nassir, J. Yang, S. Nyunn, I. Azim, F. Wang, Progressive Collapse Analysis of multi-story building under the scenario of multi-column removal, in: *E3S Web of Conferences*, EDP Sciences, 2019, pp. 04050.
- [4] F. Parisi, M. Scalvenzi, Progressive collapse assessment of gravity-load designed European RC buildings under multi-column loss scenarios, *Engineering Structures*, 209 (2020) 110001.
- [5] J.-Z. Zhang, B.-H. Jiang, R. Feng, R. Chen, Robustness of steel moment frames in multi-column-removal scenarios, *Journal of Constructional Steel Research*, 175 (2020) 106325.
- [6] Q.N. Fu, K.H. Tan, X.H. Zhou, B. Yang, Three-dimensional composite floor systems under column-removal scenarios, *Journal of Structural Engineering*, 144(10) (2018) 04018196.
- [7] V. Broujerdian, E. Mohammadi Dehcheshmeh, G. Ghodrati Amiri, Effect of composite slab on the progressive collapse control of steel moment frame structures, *Journal of Civil and Environmental Engineering*, (2020) -.
- [8] J. Kim, T. Kim, Assessment of progressive collapse-resisting capacity of steel moment frames, *Journal of Constructional Steel Research*, 65(1) (2009) 169-179.
- [9] K. Khandelwal, S. El-Tawil, Collapse behavior of steel special moment resisting frame connections, *Journal of Structural Engineering*, 133(5) (2007) 646-655.
- [10] A.S. 7, Minimum design loads for buildings and other structures, in, *American Society of Civil Engineers*, 2016.
- [11] T. Kim, J. Kim, J. Park, Investigation of progressive collapse-resisting capability of steel moment frames using push-down analysis, *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 23(5) (2009) 327-335.

HOW TO CITE THIS ARTICLE

E. Mohammadi Dehcheshmaeh, V. Broujerdian, G. R. Ghodrati Amiri, Probabilistic Progressive Collapse Analysis of 3D Steel Moment Frame Using Fragility Curves and Double-column-damage Approach, *Amirkabir J. Civil Eng.*, 54(5) (2022) 359-362.

DOI: 10.22060/ceej.2021.19872.7281





تحلیل احتمالاتی تخریب پیش‌رونده قاب خمشی فولادی سه بعدی با استفاده از منحنی‌های شکنندگی با رویکرد آسیب جفت-ستون

اسماعیل محمدی ده‌چشمه، وحید بروجردیان^{*}، غلامرضا قدرتی امیری

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران، تهران، ایران.

تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۴۰۰/۰۱/۲۸
بازنگری: ۱۴۰۰/۰۴/۱۷
پذیرش: ۱۴۰۰/۰۵/۳۱
ارائه آنلاین: ۱۴۰۰/۰۶/۱۱

کلمات کلیدی:

تخریب پیش‌رونده
تحلیل احتمالاتی
تحلیل دینامیکی غیرخطی
آسیب جفت-ستون
قاب خمشی متوسط فولادی

خلاصه: در این تحقیق به تحلیل احتمالاتی تخریب پیش‌رونده با استفاده از رویکرد منحنی شکنندگی پرداخته شده است. سازه مورد نظر، یک ساختمان ۴ طبقه فولادی با سیستم باربر جانبی قاب خمشی متوسط است. شش سناریوی مختلف آسیب جفت-ستون، شامل ستون‌های گوشه، پیرامونی و میانی، بررسی شده است. تحلیل‌ها به صورت دینامیکی غیرخطی در نرم‌افزار OpenSees و به صورت سه بعدی انجام شده است. در این تحقیق اثر قائم سقف کامپوزیت در تحلیل‌ها، مورد بررسی قرار گرفته است. منحنی‌های IDA برای حالتی که اثر سقف لحاظ شده است، دارای ظرفیت بالاتر نسبت به حالتی که اثر سقف در نظر نگرفته شده، دارد. نتایج تحلیل‌ها نشان داد، احتمال خرابی طبقات فوقانی سازه نسبت به طبقات پایین سازه در سطوح عملکردی مختلف به دلیل کاهش سختی ستون‌ها، کمتر است. لحاظ اثر سقف در تحلیل‌ها می‌تواند احتمال خرابی سازه‌ها را کاهش دهد. اثر سقف در طبقات پایین‌تر سازه نسبت به طبقات فوقانی مؤثرتر است. به نحوی که سقف‌ها در طبقات اول تا چهارم به ترتیب ۱۳، ۹، ۶ و ۲ درصد در افزایش مقاومت در مقابل خرابی سازه مؤثر می‌باشند. بر اساس نتایج به دست آمده، احتمال عبور از سطوح عملکردی LS، IO، CP و به ازاء کاهش سختی جفت-ستون به ترتیب تا ۵۰، ۷۰ و ۷۵ درصد تقریباً صفر است. با کاهش ۹۴ درصد سختی جفت-ستون تصادفی در حالت با لحاظ اثر سقف، سازه به احتمال ۵۰ درصد از سطح عملکرد CP عبور می‌کند. در حالتی که اثر سقف سازه در نظر گرفته نشود، احتمال خرابی مزبور با کاهش ۹۱ درصد سختی جفت-ستون تصادفی رخ می‌دهد.

۱- مقدمه

و خطاهای انسانی در طراحی ساختمان‌ها، به طوری که بتوان از تخریب پیش‌رونده جلوگیری نمود، مشخص شده است [۱].
از نظر آیین‌نامه GSA [۲] تخریب پیش‌رونده وضعیتی است که در آن شکست موضعی اجزای اصلی ساختمان به سمت تخریب اجزای مجاور هدایت می‌شود. به نوبت فروریزش به شکل زنجیری افزایش می‌یابد و در نهایت موجب آسیب نامتناسب به سازه می‌شود. آیین‌نامه ASCE/SEI 7 [۳] و NIST [۴] 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 سازه می‌شود. این خرابی با تخریب اولیه نامتناسب است. از دیدگاه UFC [۵]، خرابی پیش‌رونده نوعی خرابی تکثیر شونده است که در آن کل آسیب نهایی نسبت به خرابی ناشی از علت اولیه بسیار وسیع‌تر است.

تخریب پیش‌رونده به گسترش خرابی در سازه در اثر یک خرابی موضعی اولیه اطلاق می‌شود. در این پدیده، باز توزیع نیروها در هر مسیر باعث گسیختگی اعضای سازه‌ای آن مسیر می‌شود. 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^۱ 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^۲ و مرکز تجارت جهانی^۳ و با توجه به روند افزایشی حمله‌های تروریستی در سال‌های اخیر، لزوم در نظر گرفتن بارهای غیرعادی

- 1 Ronan Point
- 2 Alfred P. Murrah
- 3 World Trade Center

کیم و کیم^۴ [۶] ظرفیت قاب‌های خمشی را در مقابل تخریب پیش‌رونده



طبقه مورد بررسی قرار گرفته است. آن‌ها نشان دادند که روش PDEM مؤثرتر نسبت به روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو (MCS)^۹ در تعیین لنگرهای خمشی به دست آمده و اطلاعات احتمالی است. هم‌چنین نتایج نشان داد که سازه‌های بلندتر مقاومت بیشتری در مقابل خرابی پیش‌رونده دارند. در این سازه‌ها، مسیر انتقال بار جایگزین بیشتری در سازه‌های بلندتر ایجاد می‌شود. با توجه به این که سازه‌های بتنی در مقابل تخریب پیش‌رونده آسیب‌پذیر محسوب می‌شوند، ییئو و همکاران^{۱۰} [۱۵] با به کارگیری مهاربندهای فولادی پیشنهادی در بالاترین طبقه این سازه‌ها، به صورت مؤثرتر احتمال خرابی پیش‌رونده را کاهش داده‌اند.

صادقی و همکاران^{۱۱} [۱۶] به تحلیل قابلیت اطمینان سازه‌ی قاب خمشی فولادی تحت اثر برخورد وسیله‌ی نقلیه‌ی سبک به صورت دو بعدی با لحاظ اثرات سرعت مختلف پرداخته شده است. متغیرهای تصادفی جرم و سرعت وسیله‌ی نقلیه و مقاومت تسلیم مصالح، تأثیرگذارترین متغیرها در احتمال خرابی بوده است. روش شبیه‌سازی زیرمجموعه‌ای بر مبنای تکنیک متغیر کنترل نسبت به روش مونت‌کارلو، با تعداد نمونه‌ی کمتر و زمان اجرای کوتاه‌تر، احتمال خرابی را با خطای قابل قبولی تخمین زده است. در تحقیق دیگر صادقی و همکاران [۱۷] به بررسی تحلیل احتمالاتی عملکرد سازه‌های قاب خمشی فولادی تحت ضربه‌ی وسایل نقلیه پرداختند. در این تحقیق قاب‌ها به صورت دو بعدی مورد بررسی قرار گرفته است. در این تحقیق به تعیین سرعت ناپایداری سیستم قاب‌های مورد بررسی پرداخته است. نتایج نشان می‌دهد که سازه‌های کوتاه مرتبه نسبت به سازه‌های بلند مرتبه در مقابل ضربه، مقاومت کمتری از خود نشان می‌دهند.

کیان و همکاران^{۱۲} [۱۸] به بررسی حذف ستون تک- و جفت-ستون گوشه ساختمان بتنی یک طبقه به صورت آزمایشگاهی پرداختند. در پایان یک روش ساده برای تخمین رفتار آسیب‌پذیری سازه تحت تخریب پیش‌رونده به صورت حذف ستون ارائه شده است. نصیر و همکاران^{۱۳} [۱۹] به بررسی حذف تک-ستون‌های گوشه و پیرامونی و مقایسه با حذف جفت ستون 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 جفت-ستون نسبت به تک-ستون بحرانی‌تر از نظر ایجاد جابجایی‌های قائم در سازه و هم‌چنین DCR اعضا، می‌باشند. هم‌چنین

از روش مسیر بار جایگزین و با استفاده از تحلیل استاتیکی خطی و دینامیکی غیرخطی بررسی شده است. آن‌ها نشان داده شد که تحلیل استاتیکی خطی محافظه‌کارانه‌تر از دینامیکی غیرخطی است. کیم و آن^۱ [۷] و لی و همکاران [۸]، عملکرد زنجیره‌ای در تخریب پیش‌رونده را بررسی کردند و نشان دادند که عملکرد زنجیره‌ای در ستون‌های میانی نسبت به ستون‌های پیرامونی تأثیرگذارتر است. هم‌چنین 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 [۹]. پیرموز و لیئو^۳ [۱۰] به مدل‌سازی اجزای محدود و تحلیل ظرفیت قاب‌های فولادی پس‌تنیده در مقابل تخریب پیش‌رونده پرداختند. آن‌ها نشان داده شد که علاوه بر انرژی مستهلک شده توسط المان‌های سازه، عملکرد قوسی و زنجیره‌ای تیرها منبع اصلی ظرفیت سازه در قاب‌های فولادی پس‌تنیده در برابر تخریب پیش‌رونده است.

چن و همکاران^۴ [۱۱] با استفاده از ارزیابی روش‌های احتمالاتی به بحث حذف ستون در قاب خمشی فولادی ۹ طبقه در هنگام وقوع تخریب پیش‌رونده پرداختند. عدم قطعیت‌هایی در شبیه‌سازی احتمالاتی سازه در نظر گرفته شده است. بر اساس تغییرات مؤلفه‌های انرژی داخلی، حساسیت تخریب پیش‌رونده در حذف ناگهانی یک ستون لحاظ شده است. آن‌ها یک روش قابلیت اعتماد پیشرفته (AFORM)^۵ ارائه شده دادند که یک شاخص مقاومتی برای ارزیابی عملکرد سازه بر اساس یک احتمال گسیختگی کلی سازه و خرابی احتمالاتی پیشنهاد می‌دهد.

برانسی و پاریسی^۶ [۱۲] و لی و همکاران [۱۳] به ارزیابی احتمالاتی خرابی ساختمان‌های بتنی پرداختند. منحنی‌های شکنندگی برای سیستم قاب خمشی بتنی جهت ارزیابی و کنترل ریسک به دست آمده است. جهت تحلیل IDA در سیستم‌های سازه‌ای افزایش بار ثقلی به عنوان شاخص شدت در نظر گرفت. در تحقیق‌های فوق‌الذکر، حذف ستون در طبقه‌ی اول ساختمان مدنظر بوده است. فنگ و همکاران^۷ [۱۴] به بررسی و کمی‌سازی سازه‌های بتن‌آرمه تحت خرابی پیش‌رونده با استفاده از روش تکامل چگالی احتمال (PDEM)^۸ پرداختند. در این تحقیق سازه بتنی قاب خمشی ۵ و ۱۰

- 1 Kim and An
- 2 Li et al.
- 3 Pirmoz and Liu
- 4 Chen et al.
- 5 Advanced First Order Reliability Method
- 6 Brunesi and Parisi
- 7 Feng et al.
- 8 Probability Density Evolution Method

9 Monte Carlo Simulation

10 Yu et al.

11 Sadeghi et al.

12 Qian et al.

13 Nassir et al.

مؤثر واقع گردد.

تعیین رفتار احتمالاتی سازه‌ها جزء روش‌های نوین بررسی سازه‌ها در مقابل پدیده‌های طبیعی و غیرطبیعی است. پدیده تخریب پیش‌رونده جزء پدیده‌هایی است که در چند سال اخیر در سازه مورد توجه محققین بوده است. در این تحقیق به بررسی تخریب پیش‌رونده با رویکرد حذف جفت-ستون در سازه قاب خمشی متوسط فولادی ۴ طبقه به روش احتمالاتی پرداخته شده است. مطابق تحقیقات گذشته سازه‌های کوتاه مرتبه در مقابل خرابی پیش‌رونده آسیب‌پذیرتر بوده است. در این تحقیق به این منظور یک ساختمان کوتاه مرتبه (۴ طبقه) انتخاب شده است. ساختمان مورد نظر بر اساس نرم‌افزار ETABS برای شهر تهران با ضریب لرزه‌خیزی ۰/۳۵ طراحی شده است. برای بررسی رفتار سازه در مقابل پدیده تخریب پیش‌رونده، ابتدا تحلیل IDA با تغییر سختی محوری ستون به عنوان پدیده تصادفی (شاخص شدت) در نظر گرفته می‌شود. شاخص آسیب به صورت جابجایی‌های قائم ستون‌های محذوف لحاظ شد. با ترسیم منحنی IDA می‌توان منحنی‌های شکنندگی در هر سطح عملکرد را ترسیم کرد. منحنی‌های شکنندگی برای طبقات مختلف سازه و شش سناریوی آسیب جفت-ستون مختلف ترسیم می‌شود. هم چنین منحنی‌های شکنندگی برای کل سازه توسعه می‌یابد. تحلیل‌ها در نرم‌افزار OpenSees به صورت سه بعدی انجام می‌شود. در مدل‌سازی، خواص غیرخطی هندسی و مصالح در نظر گرفته شده است. اثر قائم‌سقف کامپوزیت با استفاده از فنرهای دوخطی در مدل‌ها در نظر گرفته شده است. تاثیر اثر قائم‌سقف در مدل‌های سازه‌ای در مقابل احتمال آسیب در تخریب پیش‌رونده تعیین می‌شود.

۲- روش تحقیق

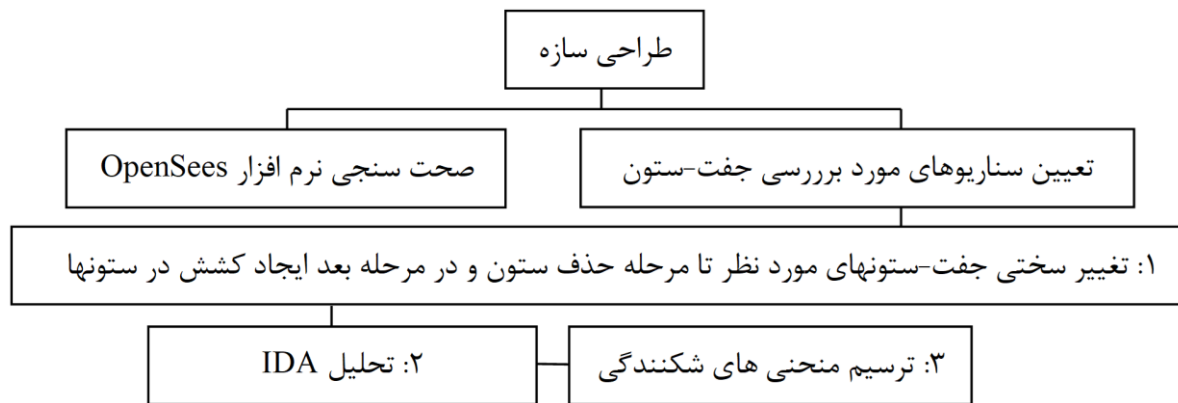
در این تحقیق در ابتدا به طراحی سازه با هندسه متداول و مقاطع مرسوم پرداخته شده است. سپس سناریوهای آسیب مورد نظر تحلیل برای سازه‌ی مورد نظر تعیین شده است. جهت اطمینان از توانایی نرم‌افزار اجزای محدود OpenSees به صحت‌سنجی این نرم‌افزار با نتایج آزمایشگاهی تحقیقات معتبر پرداخته شده است. در مرحله اول شبیه‌سازی به تغییر سختی جفت-ستون‌های مورد نظر تا مرحله حذف ستون و در مرحله بعد ایجاد کشش در ستون‌های پرداخته شده است. که با تغییر پارامترهای مرحله اول، برای هر متغیر تحلیل IDA صورت می‌گیرد و از نتایج تحلیل IDA منحنی‌های IDA استخراج می‌شود. در پایان، در مرحله سوم به توسعه منحنی‌های شکنندگی با توجه به نتایج تحلیل IDA پرداخته می‌شود. روش این تحقیق

در تحقیق [۲۰] به تخریب پیش‌رونده به دو صورت جفت-ستون در کنار یکدیگر (متوالی) و جفت-ستون بافاصله در دهانه‌های قاب در نظر گرفته شده است. در قاب‌های خمشی بتنی حذف جفت-ستون 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^۱ [۲۱] به بررسی حذف چند ستونی در سیستم قاب‌های خمشی فولادی ۶ طبقه پرداختند. نتایج نشان داد، حذف چهار-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 قرار گرفته در چشمه مستطیلی شکل است. در بارگذاری ثقیل حداقل، ستون‌های گوشه و در بارگذاری ثقیل حداکثر، ستون‌های میانی مقاومت بیشتری در مقابل تخریب پیش‌رونده دارند.

اثر سقف سازه‌ها نیز می‌تواند در پتانسیل خرابی پیش‌رونده تأثیرگذار باشد. فو و همکاران^۲ [۲۲]، سقف‌های کامپوزیت با ابعاد چشمه دال مختلف مورد بررسی قرار دادند. سپس آن‌ها نشان دادند که ظرفیت تحمل بار سقف با ابعاد چشمه کوچک‌تر، بیشتر است ولی ظرفیت تغییر شکل سقف با ابعاد چشمه بزرگ‌تر، بیشتر بوده است. در سیستم سقف کامپوزیت با حذف ستون گوشه عملکرد کنسولی از تیرها و دال مشاهده می‌شود و عملکرد زنجیره‌ای، عملکرد کششی اعضا و رفتار قوسی فشاری در بتن مشاهده نمی‌شود. حذف ستون گوشه نسبت ستون میانی شکل‌پذیری کمی مشاهده می‌شود و ضرایب افزایش بار دینامیکی ستون‌های گوشه نسبت به سایر ستون‌ها بیشتر است و حذف ستون پیرامونی نسبت به میانی شرایط بحرانی‌تر برای سیستم سقف کامپوزیت ایجاد می‌کند [۲۳]. 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 تغییر شکل‌های بزرگ، ممکن است منجر به خرابی سیستم سقف گردد [۲۴]. مدل‌سازی سقف سازه‌ها با توجه به زمان و حجم بالای فایل‌های محاسباتی، می‌تواند ناکارآمد باشد که برای لحاظ اثرات سقف‌ها در تحقیق [۲۵]، روش ساده‌سازی شده اثرات سقف به صورت فنرهای دوخطی پیشنهاد شده است. برای این هدف به انجام تحلیل پوش‌آور قائم سیستم سازه همراه با سقف کامپوزیت پرداخته شده است. در تحقیق مورد نظر اثرات سقف کامپوزیت در سناریوهای مختلف مورد بررسی قرار گرفته است. در پایان نشان داده شده است که چیدمان تیرچه‌های فرعی در مقاومت سقف کامپوزیت نیز می‌تواند

1 Zhang et al.

2 Fu et al.



شکل ۱. فلوچارت روش تحقیق حاضر

Fig. 1. Chart of the present research methodology

پیوستگی^۵ و شکل‌پذیری^۶ برای اتصالات، اعضای و مصالح می‌توان بر روی مقاومت سازه در مقابل تخریب پیش‌رونده تأکید کرد.

در روش طراحی مستقیم، به طور کلی بر روی مقاومت کلی سازه تأکید می‌شود. که این روش خود شامل دو روش مقاوم‌سازی محلی ویژه^۷ و روش مسیر بار جایگزین^۸ 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 بار جایگزین سازه به گونه‌ای طراحی می‌شود که بتواند خرابی موضعی از پیش آمده 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: ۱) تأمین اتصال و یکپارچگی مناسب بین اجزای

مطابق شکل ۱ نشان داده شده است.

۲-۱- روش‌های طراحی سازه‌ها در مقابل تخریب پیش‌رونده

به طور 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^۱، ۲) روش طراحی غیرمستقیم^۲ و ۳) روش طراحی مستقیم^۳.

۲-۱-۱- 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.

۲-۱-۲- روش طراحی غیرمستقیم

در روش طراحی غیرمستقیم با مشخص کردن ترازهای حداقل مقاومت^۴،

- 5 Continuity
- 6 Ductility
- 7 The Specific Local Resistance Method
- 8 Alternate Path Method

- 1 Event Control Method
- 2 Indirect Design Method
- 3 Direct Design Method
- 4 Strength

مصلح، نسبت به سایر روش‌های تحلیل از دقت بیشتری برخوردار است، اما کاربرد آن نیازمند تأیید و بررسی گسترده نتایج به دست آمده بوده و بسیار پیچیده است. از جمله نقاط ضعف این روش حساسیت بسیار زیاد به داده‌ها و نیز زمان زیاد مورد نیاز برای تحلیل است.

۲-۳- مشخصات مدل‌های عددی و سناریوهای آسیب ستون

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 [۲۷ و ۲۸]. سیستم ساختمانی مورد بررسی در این مطالعه قاب خمشی فولادی متوسط است.

در این مطالعه با استفاده از نرم‌افزار ETABS ۲۰۱۶ و مقاطع مرسوم در ساختمان‌های فولادی، ساختمان ۴ طبقه به روش LRFD طراحی شدند. سطح اشغال بنا ۴۰۰ متر مربع (۲۴ متر در ۲۰ متر) دارای ۴ دهانه ۶ متری در جهت X و ۴ دهانه ۵ متری در جهت Y است. ارتفاع طبقات ۳/۲ متر در نظر گرفته شده است. بارگذاری ساختمان مطابق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان [۲۸] صورت گرفته است و همچنین ملاحظات لرزه‌ای استاندارد ۲۸۰۰ [۲۹] مدنظر قرار گرفته است. پلان و نمای سه بعدی ساختمان‌ها در شکل ۲ نمایش داده شده است. مشخصات مقاطع فولادی به کار رفته در این ساختمان‌ها مطابق جدول ۱ است. در توضیح مشخصات مقاطع مزبور، به عنوان نمونه، برای تیرها ۱۰ F200*8 BM 300*8 یعنی مقطع تیروورق I شکل با ارتفاع ۳۰۰ mm، ضخامت جان ۸ mm، عرض بال ۲۰۰ mm و ضخامت بال ۱۰ mm و برای ستون‌ها ۱۲*۳۰۰*۳۰۰ BOX یعنی مقطع باکس شکل دارای عرض و ارتفاع ۳۰۰ mm و ضخامت ۱۲ mm. بارگذاری ثقلی سازه عبارت است از: بار مرده طبقات $585 \text{ kg} / \text{m}^2$ ، بار زنده طبقات $200 \text{ kg} / \text{m}^2$ ، بار مرده تیرهای پیرامونی طبقات $550 \text{ kg} / \text{m}$ ، بار مرده بام $550 \text{ kg} / \text{m}^2$ ، بار زنده بام $150 \text{ kg} / \text{m}^2$ ، بار مرده تیرهای پیرامونی بام $190 \text{ kg} / \text{m}$.

مطابق شکل ۲، ستون‌های مورد بررسی در پلان ساختمان مورد بحث به سه گروه گوشه، پیرامونی و مرکزی برای حالت آسیب ستون تقسیم شده‌اند (جدول ۲). معمولاً در مقالات مختلف به بررسی سناریوهای آسیب

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. 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 سازه انجام می‌شود. به طور کلی روش‌های تحلیل سازه برای بررسی تخریب پیش‌رونده عبارت‌اند از [۲]:

۲-۲-۱- تحلیل استاتیکی خطی

مطابق آیین‌نامه GSA این روش تا برای ساختمان‌های با حداکثر ۱۰ طبقه مجاز است. این روش اثرات دینامیکی از قبیل ضریب بزرگ‌نمایی، استهلاک انرژی و نیروهای اینرسی را لحاظ نکرده و رفتار غیرخطی مصالح را در نظر نمی‌گیرد.

۲-۲-۲- تحلیل استاتیکی غیرخطی

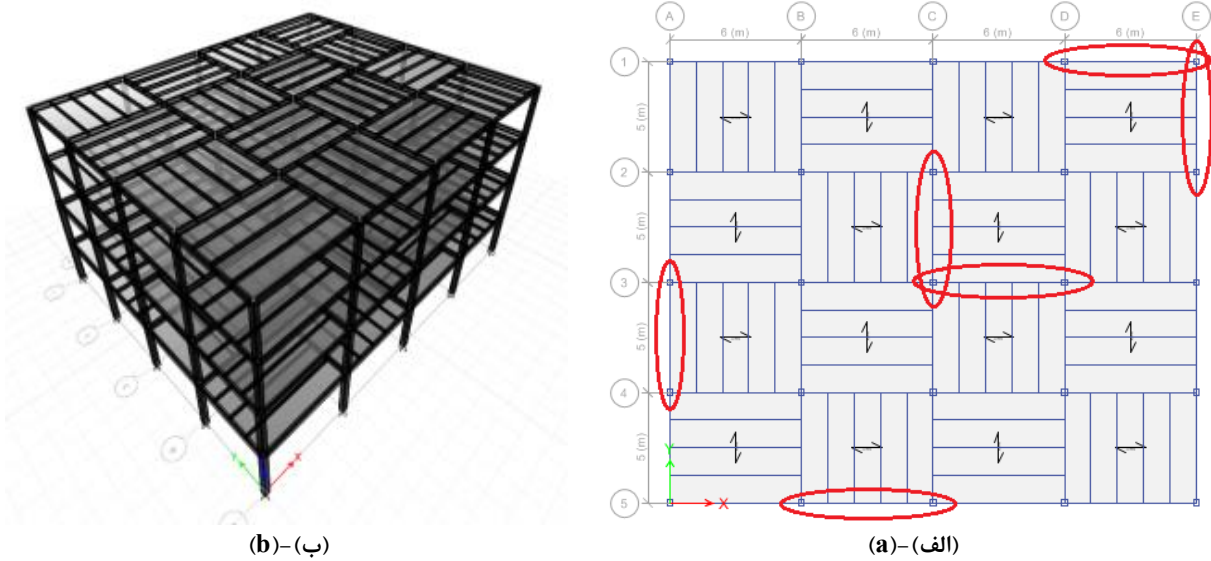
این روش به صورت گسترده‌ای برای تحلیل سازه‌ها در برابر بارهای جانبی کاربرد دارد. این روش منتج به پاسخ‌های بسیار محافظه‌کارانه برای تخریب پیش‌رونده می‌شود. در این روش تحلیل، ممکن است اعضایی که از محل آغازگر آسیب^۱ دور هستند به طور مناسب در پدیده تخریب دخالت داده نشوند. این تحلیل زمان زیادی احتیاج دارد و برای سازه‌هایی که الگوی رفتاری آن‌ها قابل تشخیص است قابل استفاده است. به طور کلی می‌توان گفت چنین تحلیلی فقط به عنوان مکمل تحلیل استاتیکی خطی قابل توجیه است.

۲-۲-۳- تحلیل دینامیکی خطی

این روش خصوصیات رفتار دینامیکی را لحاظ نموده ولی رفتار غیرخطی مصالح را در نظر نمی‌گیرد و نیاز به محاسبات اضافی برای به دست آوردن گام‌های زمانی و نیروهای داخلی دارد.

۲-۲-۴- تحلیل دینامیکی غیرخطی

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 ترک خوردگی و شکست رخ دهد. این روش با توجه به لحاظ نمودن رفتار دینامیکی و رفتار غیرخطی



شکل ۲. (الف) پلان ساختمان و موقعیت سناریوهای تخریب پیش‌رونده با رویکرد آسیب‌پذیری جفت-ستون و (ب) نمای سه‌بعدی ساختمان ۴ طبقه

Fig. 2. (a) Structure plan and location of progressive collapse scenarios with a double-column damage approach and (b) a three-dimensional view of a 4-story Structure

جدول ۱. مشخصات اعضای سازه‌ای ساختمان ۴ طبقه

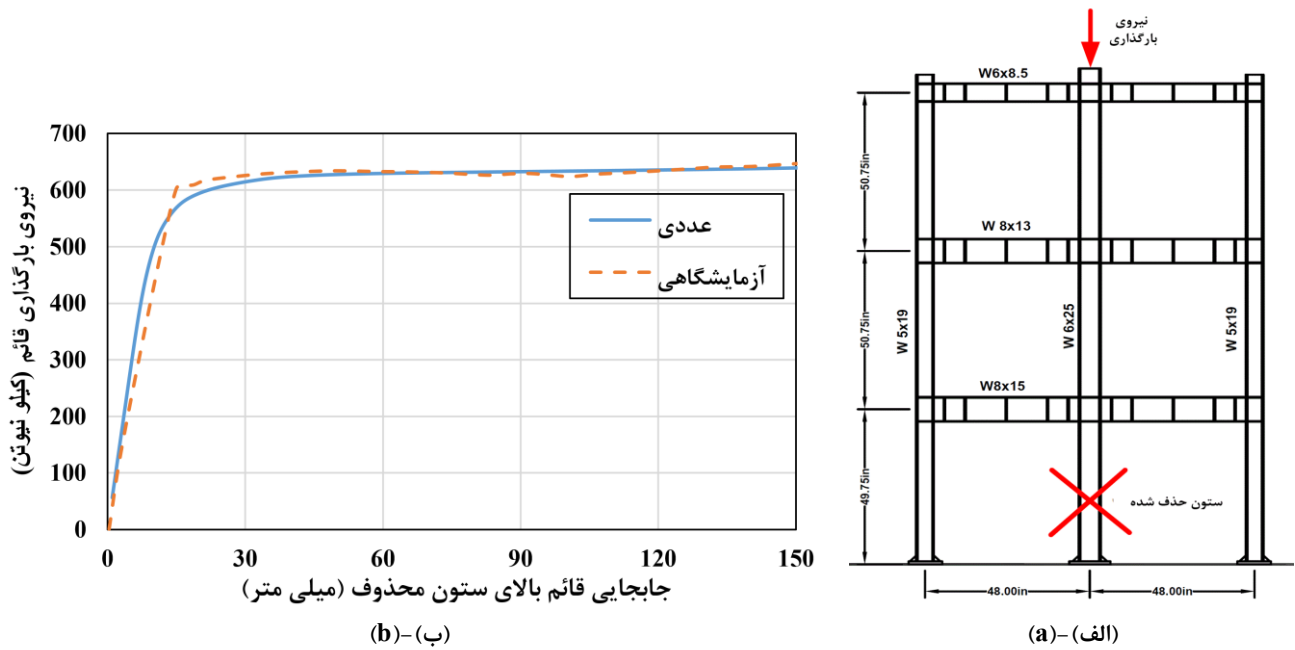
Table 1. Element characteristics of 4-story structure

طبقه	ستون	تیر	
		جهت x	جهت y
۱ و ۲	BOX 300*300*12	BM 300*10 F200*12	BM 300*8 F200*10
۳ و ۴	BOX 250*250*10	BM 300*8 F150*12	BM 300*8 F150*12

جدول ۲. سناریوهای آسیب ستون جفت-ستون

Table 2. Double-column damage scenarios

شماره سناریو آسیب ستون	ستون‌های حذف شده
۱	D1 , E1
۲	C3 , D3
۳	B5 , C5
۴	A3 , A4
۵	C2 , C3
۶	E1 , E2



شکل ۲. صحت سنج؛ (الف) مشخصات هندسی و مقاطع اعضای قاب و نحوه مدل سازی آزمایشگاهی و اعمال بار، (ب) مقایسه نمودار نیرو-جابجایی مدل آزمایشگاهی تحقیق [۳۰] و مدل عددی تحقیق حاضر

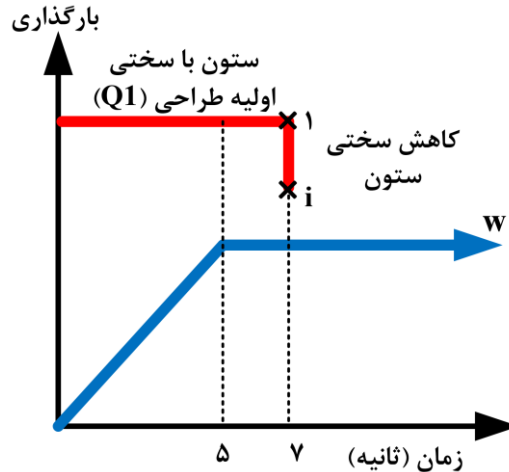
Fig. 2. Verification; (a) geometric characteristics and sections of frame members and method of experimental modeling and load application, (b) comparison of force-displacement curve of experimental research model [30] and numerical model of present research

مدل سازی قاب مورد نظر در نرم افزار OpenSees، مطابق هندسه و اعضای نشان داده شده در شکل ۳-الف صورت گرفته است. اعضای سازه به صورت تیر-ستون Force-Based با مصالح غیرخطی Steel02 مدل سازی شده است. کرنش در اعضا با مصالح MinMax محدود شده است. مشخصات مکانیکی فولاد اعضای مدل آزمایشگاهی شامل تنش تسلیم برابر با ۲۵۵ مگاپاسگال و مدول الاستیسیته برابر با ۲۰۰ مگاپاسگال مطابق تحقیق [۳۰] در نظر گرفته شده است. معمولاً کرنش تسلیم اعضای فولادی برابر با ۲۰ درصد طول عضو می باشد. در این تحقیق با کالیبراسیون مدل عددی و مدل آزمایشگاهی، نشان داده شد که کماتش اعضا در کرنش ۱۰ درصد اتفاق می افتد. معمولاً حالت حدی CP قبل کرنش ۱۰ درصد اتفاق می افتد. کرنش محدود کننده در این تحقیق مطابق کالیبره شدن با مدل آزمایشگاهی برابر با ۱۰ درصد در نظر گرفته شده است. تحلیل مورد نظر از نوع استاتیکی غیرخطی و به صورت دو بعدی انجام شده است. پوش قائم در نرم افزار OpenSees به صورت جابجایی کنترل انجام شده است. بارگذاری به صورت تدریجی برای افزایش گام جابجایی، افزایش می یابد. بارگذاری پوش قائم مطابق شکل ۳-ب به بالای ستون

جفت-ستون در طبقه اول پرداخته شده است. در این تحقیق ۶ سناریوی مورد نظر، مورد بررسی و تحت تحلیل IDA قرار گرفته است. آسیب در ستون های سازه ممکن است در سایر طبقات به دلایل متفاوت (هم چون انفجار گاز، حملات تروریستی و ...)، اتفاق بیفتد. این موضوع باعث شده است که سناریوهای آسیب علاوه بر طبقه اول در سایر طبقات نیز گسترش یابد.

۲-۴- صحت سنجی روند مدل سازی عددی

در این پژوهش جهت اطمینان از صحت نتایج مدل سازی نرم افزاری به مقایسه نتایج مدل عددی به دست آمده از نرم افزار و نمونه آزمایشگاهی پرداخته شده است. نمونه آزمایشگاهی مطابق تحقیق [۳۰] دارای یک قاب دو بعدی با تعداد ۲ دهانه و ارتفاع ۳ طبقه است. مشخصات هندسی این سازه در شکل ۳-الف نشان داده شده است. مطابق این شکل ستون میانی حذف گردیده و بار تدریجاً به بالای ستون حذف شده در طبقه سوم مطابق شکل ۳-الف اعمال می شود. نهایتاً مقدار نیروی اعمالی همراه با جابجایی ستون حذف شده مطابق شکل ۳-الف 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 می شود.



شکل ۴. اعمال بارهای ثقلی [۳۱] و تغییر سختی ستون مورد تحلیل IDA

Fig. 2. Applied of gravity loads [31] and change in stiffness of the column analyzed by IDA

کاهش سختی ستون با نوشتن حلقه for در نرم افزار OpenSees انجام شده است. همچنین استفاده از دو موتور آنالیز دینامیکی برای کاهش سختی انجام گرفته است. در موتور آنالیز اول کاهش سختی صورت نگرفته است و در موتور آنالیز دوم کاهش سختی به صورت ناگهانی صورت گرفته است. بارگذاری ثقلی این تحقیق به صورت دینامیکی انجام شده است. این بارگذاری به صورت تدریجی مشابه بارگذاری استاتیکی به سازه اعمال می شود [۳۱]. دلیل اینکه بارگذاری ثقلی به صورت دینامیکی در نظر گرفته شده، این است که بعد از آسیب ستون و با توجه به جابجایی های سریع در سازه، جرم سازه تحت تاثیر شتاب قائم قرار گرفته است و بر نتایج تحقیق تاثیر گذار است. در صورتی که بارگذاری استاتیکی باشد جرم سازه نمی تواند تحت تاثیر شتاب قائم قرار گیرد و نهایتاً نیروهای اضافی ناشی از جرم در سیستم ایجاد نمی شود.

برای اعمال تحلیل دینامیکی بارگذاری ثقلی در نرم افزار OpenSees، نوع الگوی بارگذاری Plain و ضریب بارگذاری آن به صورت یک فایل تکست (تاریخچه-زمانی) با الگوری بار W در شکل ۴ در نظر گرفته شده است.

در برخی از استانداردها همانند ASCE [۳] پیشنهاد می شود، 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 یک بار جانبی کوچک فرضی معادل $0.002 \sum P$ در هر طبقه بررسی شود که در آن $\sum P$ نیروهای ثقلی تجمعی ناشی از بارهای

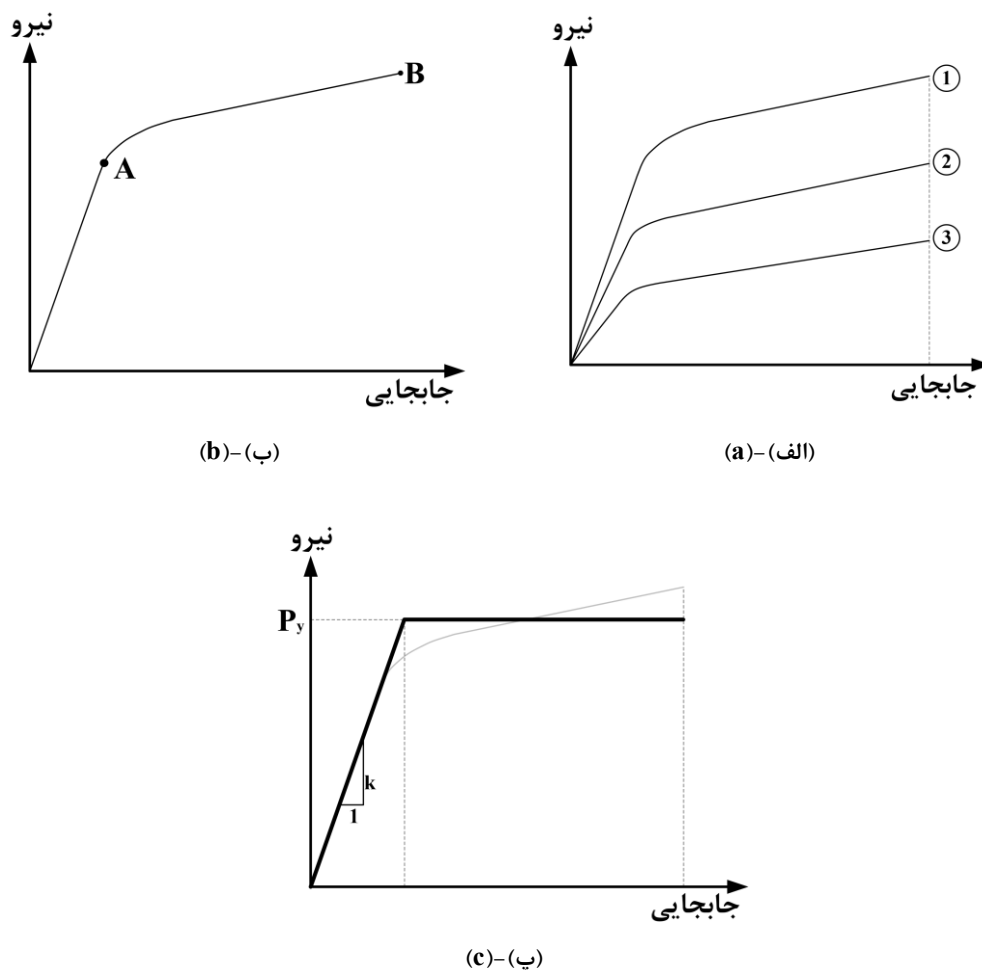
میانی طبقه سوم اعمال شده است. نهایتاً خروجی مدل سازی عددی در شکل ۳-ب در مقایسه با نمودار آزمایشگاهی نشان داده شده است. همان طور که مشخص است در محدودی سختی اولیه و سختی ثانویه نمودار عددی با دقت بسیار بالایی تخمین نمودار نیرو-جابجایی را داشته است.

۲-۵- بارگذاری تخریب پیش رونده و آسیب دینامیکی ستون

ترکیب بارگذاری مورد استفاده در تحلیل دینامیکی غیرخطی برای تمامی قاب های تحلیل شده بر اساس آیین نامه های UFC [۵] و GSA [۲] مطابق رابطه زیر است:

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

در رابطه فوق؛ پارامتر D مربوط به بارهای مرده، L مربوط به بارهای زنده و S مربوط به بار برف طبقه بام است. بارگذاری ثقلی در این تحقیق مطابق شکل ۴ و نمودار W از لحظه صفر به تدریج افزایش می یابد. سپس در لحظه ثانیه ۵ام به صورت کامل به سازه اعمال می شود [۳۱]. در این تحقیق تغییرات سختی ستون را به عنوان شاخص شدت در نظر گرفته است. در لحظه ۷ ثانیه مطابق شکل ۴، سختی ستون کاهش پیدا می کند. در این تحقیق حذف ستون به صورت مستقیم انجام نگرفته است. کاهش سختی در ستون های سازه به صورت دینامیکی انجام شده است. این کاهش سختی مطابق GSA در زمانی برابر با ۱۰ درصد زمان تناوب سازه انجام شده است.



شکل ۵. منحنی نیرو-جابجایی معادل [۲۵]: (الف) اعضای مختلف سازه و سقف کامپوزیت، (ب) سقف کامپوزیت و (پ) ساده شده دوخطی

Fig. 5. Equivalent force-displacement curve [25]; (a) The various members of the structure and composite floor, (b) the composite floor, and (c) the simplified bilinear curve

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 ۵-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 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 [۲۵].

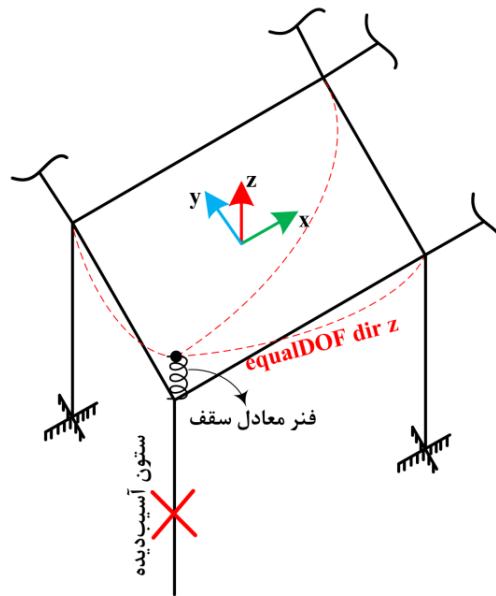
در قسمت فوق منحنی نیرو-جابجایی که شامل عملکرد سقف است، تعیین شده که این منحنی شامل یک ناحیه خطی و یک ناحیه غیرخطی

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.

۲-۶- فتر معادل سقف کامپوزیت در جهت قائم

۲-۶-۱- 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 ...)، سقف، میان قاب و ... است. در سازه‌های با قاب خمشی فولادی این عملکرد به صورت موازی با سختی اعضا و سقف تأمین می‌شود و برای لحاظ نمودن عملکرد سقف می‌توان عملکرد آن را به صورت جداگانه به دست آورد. در تخریب



شکل ۶. نحوه تعریف فنر در سازه اصلی برای لحاظ اثر سقف کامپوزیت

Fig. 6. Defining a spring in the main structure in terms of the effect of the composite floor

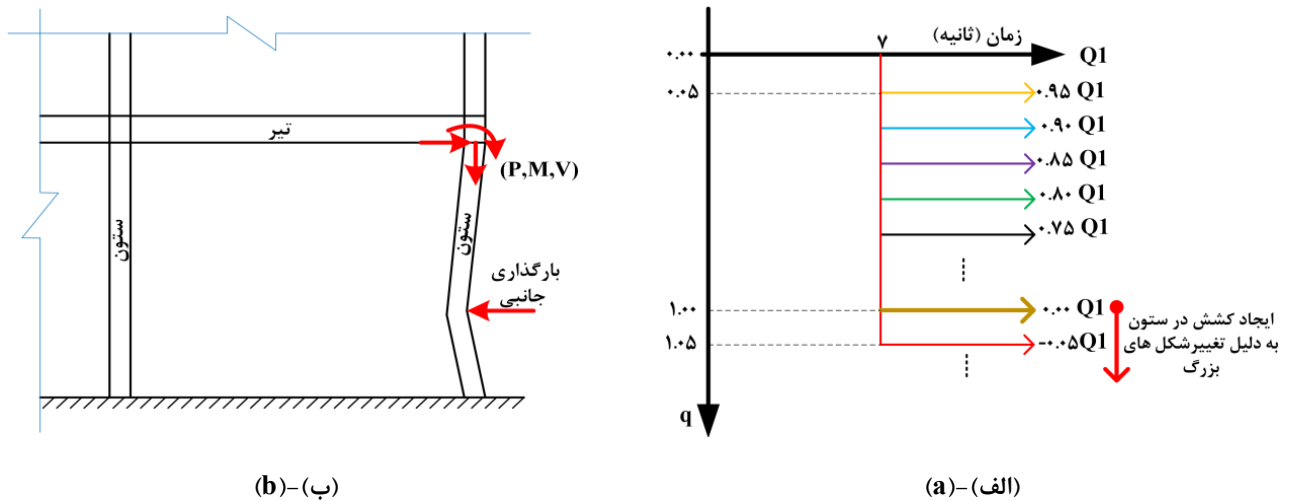
۲-۶-۳- نحوه مدل سازی فنر در سازه

برای تعیین موقعیت و نحوه اتصال فنرهای معادل سقف کامپوزیت در به کارگیری آن‌ها در سازه، این فنرها در جهت قائم در محل ستون آسیب دیده تعریف شده است. به منظور مدل سازی المان‌های فنر در نرم افزار OpenSees از المان ZeroLength در جهت قائم (محور Z) استفاده شده است. مصالح این المان به صورت الاستوپلاستیک (ElasticPP) و با توجه به شکل ۵-پ، تعریف شده است. فنرهای مورد نظر مابین دو گره تعریف شده است که شامل گره تیر-ستون و گره فرضی با مختصات گره تیر-ستون است. گره فرضی در جهات دورانی و پیچشی و انتقالی X و Y مقید شده است. این گره برای انتقال بار قائم ناشی از عکس العمل سقف به گره‌های پیرامونی سازه با استفاده از قیود equalDOF در جهت Z استفاده شده است. قیود equalDOF نیروی قائم ایجاد شده در فنر را به گره‌های پیرامونی انتقال می‌دهد. دقت شود، مسیر انتقال بار این فنرها که به گره‌های تیر-ستون پیرامونی (گره‌های پیرامونی ستون آسیب دیده) است (شکل ۶). با توجه به اینکه در این تحقیق حذف جفت-ستون مدنظر است، گره‌های ستون آسیب دیده به نزدیک‌ترین گره‌های پیرامونی در جهت قائم equalDOF شده است. یعنی در گره‌های ستون آسیب دیده ناحیه دورتر به گره‌های چشمه پیرامونی ناحیه نزدیک متصل نمی‌شود.

است. در شکل ۵-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، نقطه‌ای است که اعضای سازه کماتش می‌کنند یا به مقاومت نهایی خود می‌رسند و یا نقطه‌ای است که عملکرد زنجیره‌ای اعضا شروع می‌شود. در صورتی که اعضا کماتش کنند به نظر می‌رسد که دیگر توانایی باربری لازم را از دست می‌دهند. با توجه به این توضیحات این نقطه نقطه نهایی محسوب می‌شود و در صورت رسیدن اعضا به مقاومت نهایی خود توانایی باربری آن‌ها تقریباً صفر می‌شود. همچنین در صورت شروع عملکرد زنجیره‌ای دیگر نمی‌توان روی مقاومت اتصالات و اعضا در کشش حساب کرد و در صورت وقوع عملکرد زنجیره‌ای، می‌توان این نقطه به عنوان نقطه نهایی در نظر گرفته شده است.

۲-۶-۲- 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 نرم افزار، با استفاده از نشریه بهسازی ایران [۳۲] و دستورالعمل آیین‌نامه مدیریت بحران فدرال آمریکا [۳۳] می‌توان آن را مطابق شکل ۵-پ به صورت دوخطی در نظر گرفت. در نهایت می‌توان این نمودار دوخطی را در نرم افزار به المان‌های معادل سقف اختصاص داد.



شکل ۷. الف) روش کاهش سختی ستون جهت تحلیل IDA و ب) فرض ایجاد عکس‌العمل در هنگام ایجاد تخریب پیش‌رونده و تحلیل IDA در تغییر شکل‌های بزرگ

Fig. 7. (a) Column stiffness reduction method for IDA analysis, and (b) assumption of reaction during progressive collapse and IDA analysis in large deformations

ایجاد تغییر شکل‌های بزرگ در ستون می‌باشد. در هنگام اعمال بار جانبی به ستون، ابتدا تغییر شکل‌های خمشی در ستون ایجاد می‌شود و سپس به دلیل افزایش طول ستون، نیروی کششی در آن ایجاد می‌شود. ضرایب بارگذاری IDA در این قسمت در شکل ۹، به این دلیل به صورت منفی (یعنی بارگذاری به صورت معکوس و کششی) در نظر گرفته شده است. بحث ایجاد کشش در ستون به علت وارد شدن به ناحیه تغییر شکل‌های بزرگ در شکل ۷-ب نشان داده شده است. بار جانبی شکل ۷-ب می‌تواند ناشی از عواملی هم‌چون، انفجار همانند انفجار گاز، مواد منفجره و ...، برخورد وسائل نقلیه، انجام حملات تروریستی همانند بمب گذاری و ... باشد. ضریب اعمال بارگذاری ثقیل با Q در این تحقیق نشان داده شده است. محور نمودار قائم نمودار با q نشان داده شده است که مقدار آن برابر با تفاضل $Q1$ و $iQ1$ یعنی $q=(1-i)Q1$ به دست می‌آید.

مطابق مقاومت مصالح، سختی محوری ستون با $\frac{EA}{L}$ نشان داده می‌شود. پارامترهای E, A و L به ترتیب مدول الاستیسیته، مساحت ستون و طول ستون است. در این تحقیق با توجه به اینکه خواص مصالح (E) قابل تغییر نیست و هم‌چنین طول ستون ثابت است، پارامتر A را به عنوان متغیر انتخاب شده است. در تحلیل‌های تاریخچه زمانی مقادیر A تغییر یافته است. کاهش پارامتر A کاهش ظرفیت ستون را به همراه دارد. هم‌چنین کاهش مساحت منجر به کاهش سایر سختی‌های ستون، هم‌چون سختی خمشی

۲-۷- تحلیل دینامیکی افزایشنده (IDA)

در مهندسی سازه بر اساس عملکرد، برآورد دقیق ظرفیت و تقاضای سازه‌ها تحت بارهای غیرعادی به خصوص تخمین فروریزش سازه‌ها از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. یکی از روش‌هایی که برای این کار پیشنهاد شده است، روش تحلیل تاریخچه-زمانی IDA است. این روش پاسخ غیرخطی تحلیل‌های تاریخچه-زمانی سازه را برای مجموعه‌ای از سناریوهای آسیب ستون بازتاب می‌دهد که برای پوشش گسترده‌ای از پاسخ سازه انتخاب شده‌اند. این سناریوها، سازه را از مرحله الاستیک تا فروریزش و در نهایت ناپایداری دینامیکی کلی پیش می‌برند.

نمودار بارگذاری جهت تحلیل IDA ستون مورد نظر در شکل ۴ و ۷-الف نشان داده شده است. مطابق این اشکال بارگذاری در لحظات اولیه در هنگام اعمال بارهای ثقیل (w) و سختی ستون برابر با مقدار واقعی آن در نظر گرفته شده است. در زمان γ ثانیه، بعد از پایداری سازه، تحلیل IDA با اعمال کاهش سختی ستون شروع می‌شود. در این اشکال، سختی ستون با Q و سختی اولیه ستون با $Q1$ نشان داده شده است. تحلیل IDA تا مرحله نهایی خرابی تیرهای سازه ادامه پیدا می‌کند و در این تحقیق این بارگذاری تا 0.25 - برابر مقادیر عکس‌العمل مقاومت محوری ستون در نظر گرفته شده است. لازم به ذکر است، بعد از افزایش آسیب در ستون تحت بار جانبی، ممکن است کشش در ستون ایجاد شود. این موضوع به دلیل

برای ترسیم منحنی‌های شکنندگی، شاخص آسیب (DI)^۴ مدنظر حداکثر جابجایی قائم محل ستون آسیب دیده در نظر گرفته شده است. در این تحقیق منحنی‌های IDA سازه‌ها به صورت جابجایی حداکثر قائم در محل ستون آسیب دیده (d_{max}) برحسب مقادیر درصد نیروی قائم ستون ترسیم می‌شود. در هر جابجایی با استفاده از توزیع لوگ نرمال، منحنی شکنندگی ترسیم می‌شود.

جهت تعیین سطوح DI نیاز به رفتارسنجی اعضای مورد آسیب در تخریب پیش‌رونده است. در هنگام تخریب پیش‌رونده اعضای اصلی مورد آسیب تیرها می‌باشند که با ایجاد تغییر شکل از سطوح عملکردی مختلف عبور می‌کنند. رفتار تیرها در تخریب پیش‌رونده مطابق شکل ۸-الف تخمین زده شده است. پارامتر تقاضای مهندسی در این تحقیق دوران تیر در نظر گرفته شده است. با استفاده از روابط آیین نامه ASCE/SEI 41 [۳۵]، جابجایی بیشینه انتهای ستون مورد آسیب از روابط تبدیل دوران به جابجایی انتهای تیر تعیین می‌شود (شکل ۸-الف). مقادیر تغییر شکل الاستیک مطابق ASCE/SEI 41 [۳۵] در زیر تعیین می‌شود:

$$\theta_y = \frac{M_{pe}L(1+\eta)}{6EI} \quad (۵)$$

$$\eta = \frac{12EI}{L^2GA_s} \quad (۶)$$

که در این روابط، M_{pe} ظرفیت لنگر پلاستیک مورد انتظار مقطع، L طول عضو، E مدول الاستیسیته، I ممان اینرسی عضو، G مدول برشی، A_s و مؤثر مؤثر برشی است.

منحنی رفتار پیشنهادی اعضای سازه‌ای مطابق ASCE/SEI 41 [۳۵] در شکل ۸-ب نشان داده شده است. پارامترهای a ، b و c مطابق جدول ۹-۷ آیین‌نامه ASCE/SEI 41 [۳۵] تعیین می‌شود. مقادیر این پارامترها در اعضای سازه فولادی، وابسته به میزان نسبت بعد به ضخامت اجزای المان‌ها است. تیرهای در نظر گرفته در این تحقیق به صورت فشرده می‌باشند و مقادیر a ، b و c به ترتیب برای تیرها برابر با $9\theta_y$ ، $11\theta_y$ و 0.6 است.

برای ترسیم منحنی‌های شکنندگی، از پارامتر شاخص آسیب جابجایی

$\frac{EI}{L^3}$ که در آن I ممان اینرسی مقطع است) و سختی برشی ($\frac{GA_s}{L}$) که در آن G و A_s به ترتیب مدول برشی و سطح مقطع مؤثر برشی است) می‌شود. این تخمین کاهش مساحت ستون می‌تواند آسیب‌پذیری ستون را نشان دهد.

۲-۸- ترسیم منحنی‌های شکنندگی

روش‌های متنوعی برای بررسی آسیب‌پذیری لرزه‌ای ساختمان‌ها وجود دارد که از نظر زمان و دقت متفاوت می‌باشند. در این روش‌ها، منحنی‌های شکنندگی که احتمال خسارت سازه‌ای را به عنوان تابعی از مشخصه‌های حرکت زمین و پارامترهای طراحی در نظر می‌گیرند، متداول‌تر هستند.

جهت تولید منحنی‌های شکنندگی، یک توزیع نرمال آماری برای هر پارامتر تقاضای مهندسی (EDP)^۱ در هر شدت نیروی تخریب محتمل اعمالی به ستون (IM)^۲ در نظر گرفته می‌شود. میانگین و انحراف معیار هر یک از EDPها برای اثر مجموع نکاشت‌های آسیب ستون محاسبه می‌شود. سپس با استفاده از تابع توزیع تجمعی، احتمال تجاوز هر یک از EDPها از حالت حدی داده شده محاسبه می‌شود [۳۴].

$$P(C|IM=x) = \Phi\left(\frac{\ln(x/\theta)}{\beta}\right) \quad (۲)$$

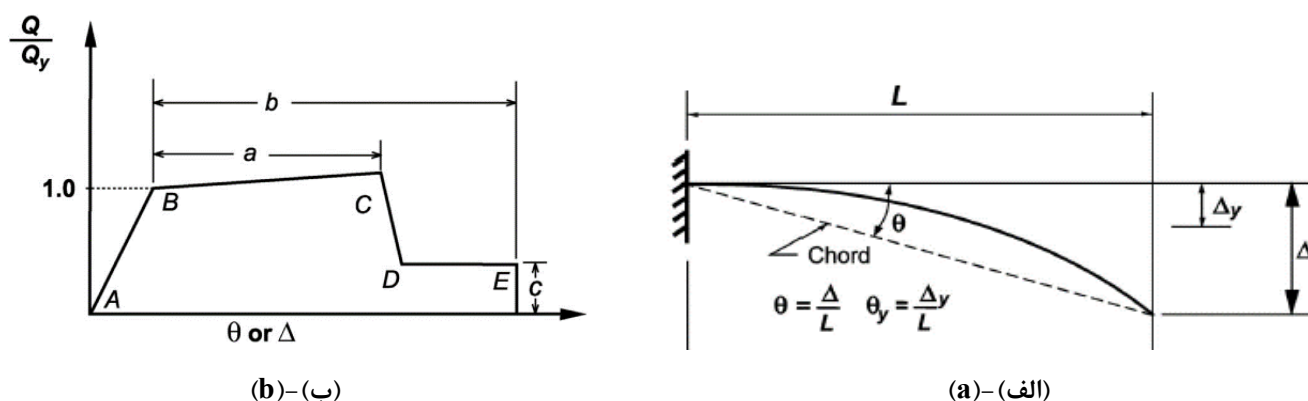
$P(C|IM=x)$ ، احتمال خرابی^۳ و یا عبور از یک سطح عملکردی خاص در یک IM مشخص را بیان می‌کند که در این فرمول، θ میانه‌ی تابع شکنندگی (سطح IM با احتمال ۵۰ درصد) و β انحراف معیار (Ln(IM)) است. فرمول بالا بیان می‌کند که مقادیر IM که موجب عبور از یک حد عملکردی و یا خرابی در یک IM خاص می‌شوند، توزیع لوگ نرمال دارند. پارامترهای مورد نیاز θ و β با استفاده از فرمول‌های زیر به دست می‌آیند [۳۴].

$$\ln \hat{\theta} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln IM_i \quad (۳)$$

$$\hat{\beta} = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (\ln(IM_i / \hat{\theta}))^2} \quad (۴)$$

-
- 1 Engineering Demand Parameters
 - 2 Intensity Measure
 - 3 Collapse

4 Damage Index (DI)



شکل ۸. (الف) چرخش عضو کنسولی تیر در هنگام تخریب پیش‌رونده و (ب) منحنی نیرو-تغییر شکل کلی برای اعضا [۳۵]

Fig. 8. (a) rotation of the cantilever beam during progressive collapse and (b) general force-deformation curve for elements [35]

۳-۲- خلاصه تحلیل IDA و شکنندگی کل ساختمان

شکل ۱۰-الف به بررسی خلاصه منحنی‌های IDA کل ساختمان پرداخته است. در این شکل صدک ۸۴، ۵۰ و ۱۶ برای کل سازه و در دو حالت با لحاظ و عدم لحاظ سقف کامپوزیت در نظر گرفته شده است. منحنی‌های ظرفیت IDA برای حالتی که اثر سقف لحاظ شده است بالاتر از حالتی است که اثر سقف در نظر نگرفته شده است. به طوری که حتی صدک ۸۴ سیستم سازه با عدم لحاظ سقف پایین‌تر از صدک ۱۶ سیستم با لحاظ اثر سقف کامپوزیت قرار گرفته است. در منحنی شکنندگی صدک ۸۴ و ۵۰ درصد حالت دارای سقف کامپوزیت Q بزرگ‌تر از یک یعنی I منفی است. بنابراین در بعضی از ستون‌های سازه با لحاظ اثر سقف کامپوزیت باید حتماً کشش ایجاد شود که ستون دچار خرابی گردد. در شکل‌های مورد بررسی اندیس CF مربوط به سیستم سازه با لحاظ اثر سقف و سیستم سازه با عدم لحاظ سقف با WCF نشان داده شده است.

شکل ۱۰-ب منحنی‌های شکنندگی کل سازه در حالت آسیب جفت-ستون را نمایش می‌دهد. منحنی‌های شکنندگی در سه سطح عملکرد برای دو حالت با لحاظ و بدون لحاظ اثر سقف نشان داده شده است. مطابق این شکل احتمال خرابی در سازه‌های بدون لحاظ اثر سقف نسبت به حالت لحاظ اثر سقف در مقادیر ثابت کاهش سختی جفت-ستون سختی کمتر بیشتر است. یعنی لحاظ اثر سقف در تحلیل‌ها می‌تواند احتمال خرابی سازه‌ها را کاهش دهد.

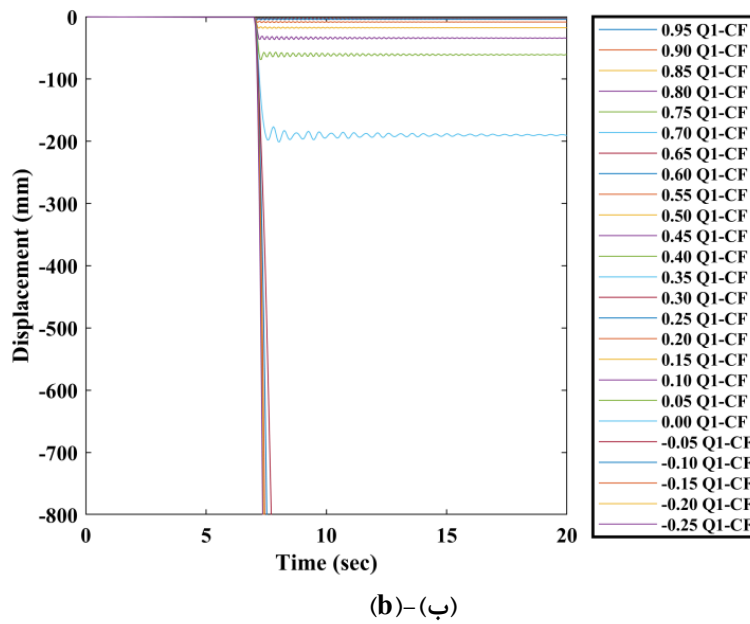
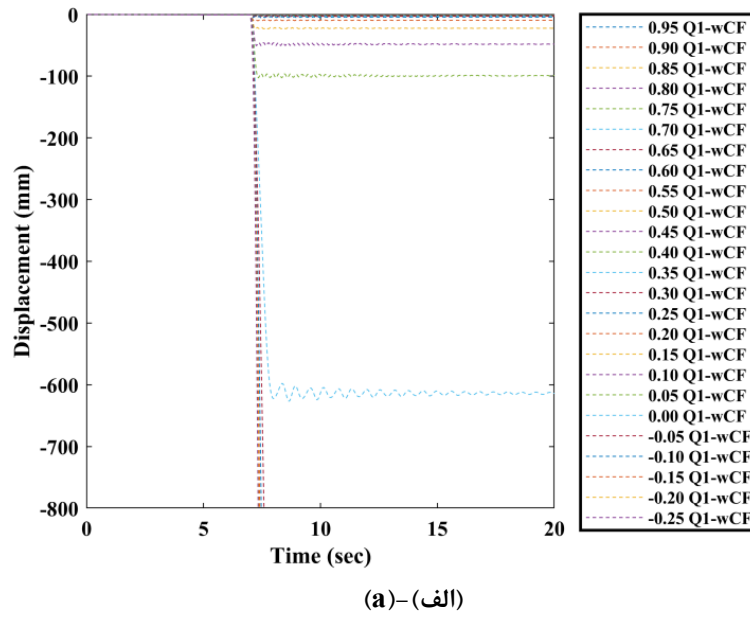
قائم محل ستون آسیب دیده در سه سطح عملکرد استفاده بی‌وقفه (IO)، ایمنی جانی (LS) و آستانه فروریزش (CP) استفاده شده است. مطابق ASCE/SEI 41 [۳۵] مقادیر دوران تیر برای رسیدن به سطوح LS, IO و CP به ترتیب برابر با $0.25a$ ، a و b در نظر گرفته شده است.

۳- نتایج و بحث

۳-۱- تحلیل IDA

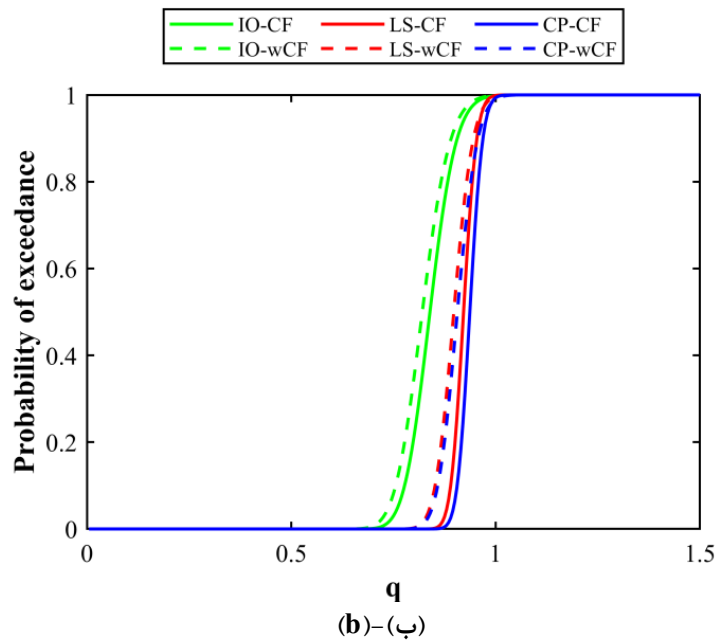
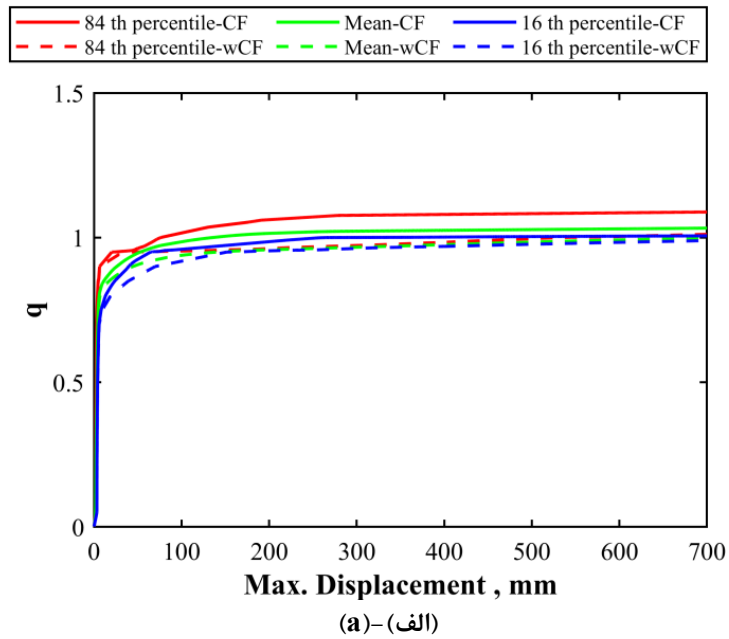
تحلیل IDA برای ۶ سناریو و در تمامی طبقات صورت گرفته است. شکل ۹ مربوط به تحلیل IDA سناریو ۱ و طبقه اول در دو حالت عدم لحاظ و لحاظ سقف در مدل‌سازی‌ها است. همان‌طور که نشان داده شده است، تحلیل‌ها به صورت افزایشی با کاهش سختی عضو ستون‌ها تا ایجاد نیروی کششی در محل ستون محذوف به اندازه ۲۵ درصد ظرفیت محوری ستون کششی ادامه پیدا کرده است. سپس به ازای هر یک از مقادیر سختی‌ها (Q)، می‌توان حداکثر جابجایی در محل ستون آسیب دیده را تعیین نمود و منحنی IDA برای سناریوهای مورد نظر را رسم نمود. با مقایسه دو حالت لحاظ و عدم لحاظ اثر سقف مشاهده می‌شود که لحاظ اثر سقف باعث کاهش جابجایی‌ها در محل آسیب ستون می‌شود.

- 1 Immediate Occupancy
- 2 Life Safety
- 3 Collapse Prevention



شکل ۹. تحلیل IDA؛ (الف) سناریو ۱ در طبقه اول در حالت بدون لحاظ سقف کامپوزیت و (ب) تحلیل IDA سناریو ۱ در طبقه اول در حالت با لحاظ سقف کامپوزیت

Fig. 8. IDA analysis; (A) Scenario 1 on the first floor in the case without composite floor, and (b) IDA analysis Scenario 1 on the first floor in the case of composite floor



شکل ۱۰. (الف) خلاصه تحلیل IDA برای کل سازه در دو حالت لحاظ و بدون لحاظ اثر سقف و (ب) منحنی‌های شکنندگی برای کل سازه در سطوح مختلف عملکردی و در دو حالت لحاظ و بدون لحاظ اثر سقف

Fig. 10. (a) Summary of IDA analysis for the entire structure in two cases with and without floor effect, and (b) fragility curves for the entire structure at different performance levels and in two cases with and without floor effect

پیش‌رونده وجود ندارد.

۳-۳- تحلیل شکنندگی طبقات مختلف

در شکل ۱۱ به بررسی خلاصه منحنی‌های شکنندگی برای طبقات مختلف ساختمان پرداخته شده است. در این شکل مقادیر شکنندگی در سه سطح عملکرد IO، LS و CP نشان داده شده است. در هر سه سطح عملکرد سازه، در مقادیر کاهش سختی ثابت جفت-ستون، احتمال خرابی طبقات پایین‌تر بیشتر از طبقات فوقانی است. هم‌چنین مشاهده می‌شود که در هر طبقه و در هر کاهش سختی ثابت، احتمال خرابی با لحاظ سقف در تحلیل‌ها کاهش می‌یابد و این موضوع بیشتر در سطح عملکرد IO مشهود است.

۳-۴- تحلیل شکنندگی سناریوهای مختلف

شکل ۱۲ به مقایسه‌ی سناریوهای مختلف آسیب جفت-ستون پرداخته است. در این شکل منحنی‌های شکنندگی در سه سطح عملکرد IO، LS و CP ترسیم شده است. با مقایسه این شکل‌ها، می‌توان اثربخشی لحاظ سقف در کاهش آسیب‌پذیری سازه مشاهده نمود. در این شکل شش سناریوی آسیب جفت-ستون گوشه، پیرامونی و میانی با یکدیگر مقایسه شده است. در یک کاهش سختی ثابت جفت-ستون می‌توان گفت که سناریوهای میانی (سناریوی ۲ و ۵) نسبت به بقیه سناریوها بحرانی‌تر می‌باشند. در سطح عملکرد IO اثر سقف در کاهش خرابی در دو سناریوی ۲ و ۵ ناچیز است. با افزایش سطوح عملکردی به LS و CP اثر سقف در کاهش خرابی مؤثر بوده است. سناریوهای گوشه و پیرامونی تقریباً خرابی برابری در سه سطح عملکرد دارند. به طور کلی در سه سطح عملکرد با کاهش ۱۰۰ درصد سختی جفت-ستون محذوف و در تمامی سناریوها، سازه از سطح عملکرد CP عبور می‌کند.

در سناریوهای آسیب جفت-ستون با توجه به اینکه بعد از آسیب جفت-ستون مقادیر کاهش سختی به صورت سریع و در ناحیه نسبتاً زیادی از سازه اتفاق می‌افتد، منحنی‌های شکنندگی به شدت به مقادیر کاهش سختی حساس می‌باشند. به طوری که در اوایل کاهش سختی جفت-ستون احتمال خرابی در سازه ایجاد نمی‌شود و بعد کاهش سختی به بیش از ۸۰ درصد سختی اولیه به شدت احتمال خرابی سازه تغییر می‌کند. به طوری که مرز بین سطوح عملکردی نیز با توجه به تغییرات جابجایی‌های سریع در سازه قابل تفکیک نیست. پس مطابق این تحقیق می‌توان گفت احتمال عبور از سطوح عملکردی IO، LS و CP تا کاهش سختی جفت-ستون به ترتیب ۵۰، ۷۰ و ۷۵ درصد تقریباً صفر است و از این بابت نگرانی در مورد تخریب

۳-۵- بحث در نتایج

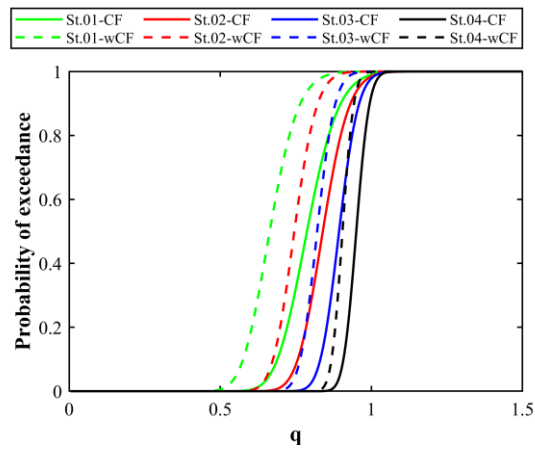
شکل ۱۳، به درصد کاهش سختی سناریوهای جفت-ستون طبقات مختلف و کل ساختمان، برای رسیدن به سطح عملکرد مختلف با احتمال خرابی ۵۰ درصد را نشان می‌دهد. مطابق این شکل با کاهش کمتر سختی در طبقات پایین‌تر سازه نسبت به طبقات فوقانی، زودتر به سطوح عملکردی مختلف می‌رسد. تأثیر اثر سقف در افزایش مقاومت خرابی در طبقات مختلف متفاوت است. اثر سقف در طبقات پایین‌تر سازه مؤثرتر نسبت به طبقات فوقانی است. در طبقات اول تا چهارم به ترتیب ۱۳، ۹، ۶ و ۲ درصد در افزایش مقاومت در مقابل شکنندگی سازه مؤثر می‌باشند.

شکل ۱۳ نیز به بررسی کاهش سختی سناریوهای جفت-ستون کل سازه پرداخته است. مطابق این شکل در حالت آسیب جفت-ستون در سازه با کاهش ۹۴ درصد سختی جفت-ستون تصادفی در حالت با لحاظ اثر سقف و با کاهش ۹۱ درصد سختی جفت-ستون تصادفی در حالت بدون لحاظ اثر سقف سازه با احتمال ۵۰ درصد از سطح عملکرد CP عبور می‌کند.

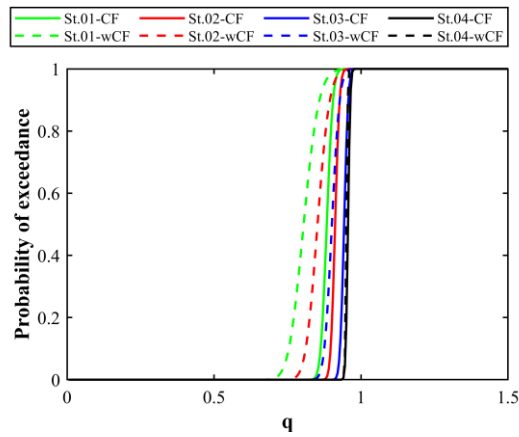
شکل ۱۴ به درصد کاهش سختی جفت-ستون سناریوهای مختلف مورد بررسی ساختمان برای رسیدن به سطوح عملکرد مختلف با احتمال خرابی ۵۰ درصد را نشان می‌دهد. به صورت کلی با بررسی سناریوهای مختلف و احتمال وقوع ۵۰ درصد می‌توان گفت با کاهش سختی جفت-ستون‌های سازه در تمامی طبقات به صورت تصادفی مابین ۷۸ الی ۹۴ سازه از سطح عملکرد IO، LS و CP، عبور می‌کند. بیشترین اثربخشی در افزایش مقاومت خرابی سازه‌ها در سناریوی ۲ و ۵ بوده است. در صورتی که اثر سقف در این دو سناریو نظر گرفته شود حدود ۶ درصد می‌بایست سختی جفت-ستون سازه با لحاظ سقف نسبت به عدم لحاظ سقف بیشتر کاهش یابد تا به احتمال آسیب ۵۰ درصد برسد.

۴- نتیجه‌گیری

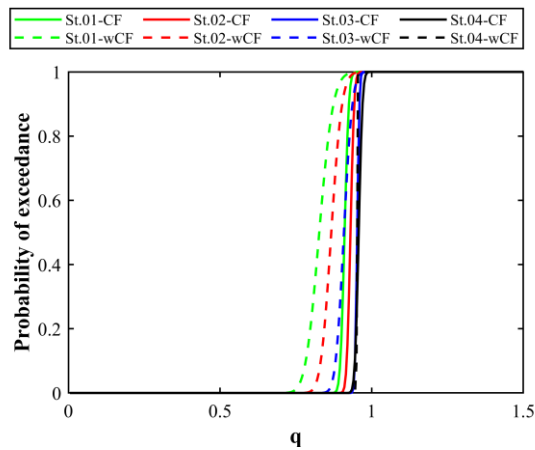
در این تحقیق، برای بررسی پتانسیل تخریب پیش‌رونده سازه چهار طبقه به روش تحلیل IDA آسیب جفت-ستون پرداخته شده است. از این رو به خلاصه‌سازی منحنی IDA برای کل سازه پرداخته شد. سپس تحلیل شکنندگی سازه مورد نظر برای طبقات و سناریوهای مختلف بررسی شد. هم‌چنین منحنی‌های شکنندگی آسیب جفت-ستون برای کل سازه به دست آمده است. تحلیل‌ها در این تحقیق به صورت سه بعدی در نرم‌افزار OpenSees انجام شد. اثر قائم سقف کامپوزیت به صورت فنرهای



(الف)–(ا)



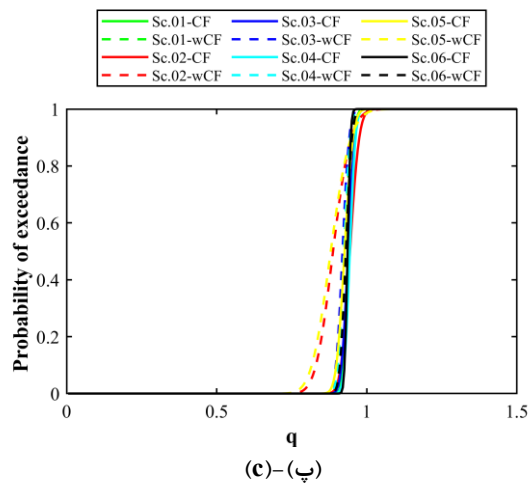
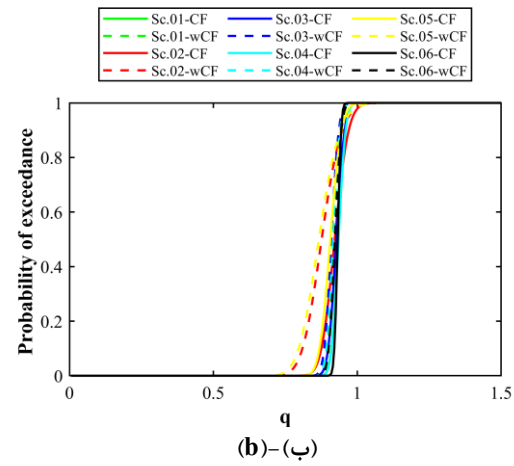
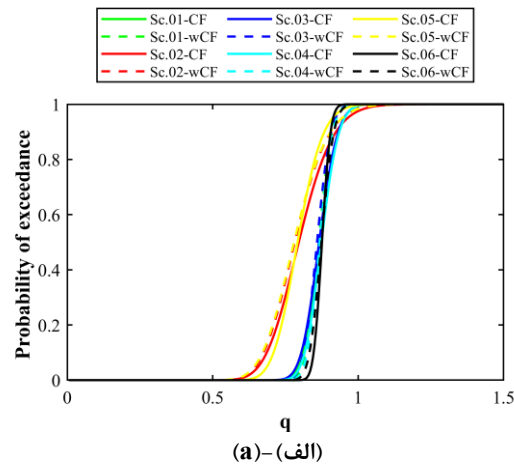
(ب)–(ب)



(پ)–(پ)

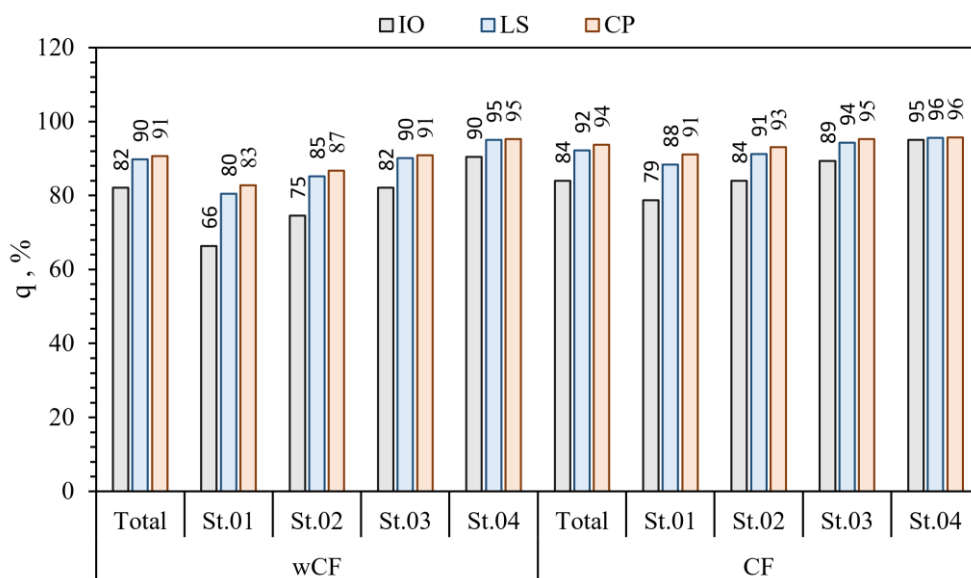
شکل ۱۱. منحنی شکنندگی طبقات مختلف سازه مورد بررسی در سطوح عملکرد: (الف) IO، (ب) LS و (پ) CP

Fig. 11. Fragility curves of different floors of the structure at performance levels; (a) IO, (b) LS, and (c) CP



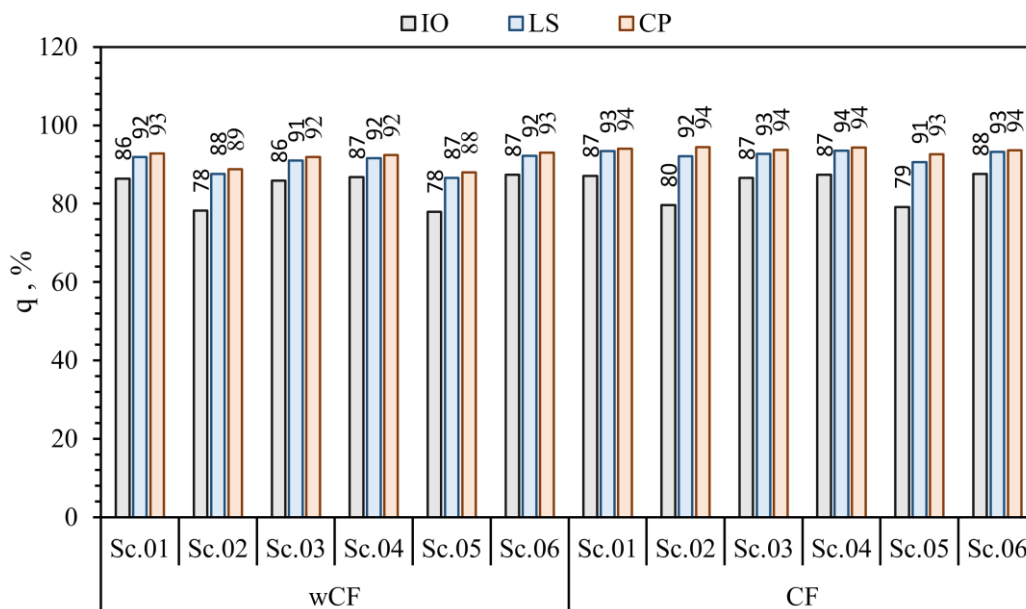
شکل ۱۲. منحنی شکنندگی سناریوهای مختلف سازه مورد بررسی در سطوح عملکرد؛ (الف) IO، (ب) LS و (پ) CP

Fig. 12. Fragility curves of different scenarios of the structure at performance levels; (a) IO, (b) LS, and (c) CP



شکل ۱۳. درصد کاهش سختی ستون‌های جفت-ستون طبقات مختلف و کل ساختمان برای رسیدن به سطح عملکرد مختلف با احتمال میانه شکنندگی

Fig. 13. Percentage reduction of double-column stiffness of the stories and entire of the structure to achieve different performance levels with mean probability of fragility



شکل ۱۴. درصد کاهش سختی جفت-ستون سناریوهای مورد بررسی ساختمان برای رسیدن به سطح عملکرد مختلف با احتمال میانه شکنندگی

Fig. 14. Percentage reduction of double-column stiffness of the scenarios of the structure to achieve different performance levels with mean probability of fragility

در صورتی که اثر سقف در این دو سناریو نظر گرفته شود، حدود ۶ درصد می‌بایست سختی جفت-ستون سازه با لحاظ سقف نسبت به عدم لحاظ سقف بیشتر کاهش یابد تا به احتمال آسیب ۵۰ درصد برسد.

- احتمال عبور از سطوح عملکردی IO، LS و CP تا کاهش سختی جفت-ستون به ترتیب ۵۰، ۷۰ و ۷۵ درصد تقریباً صفر است. به بیان دیگر تا وقوع این احتمال کاهش سختی در آسیب جفت-ستون‌ها، سازه وارد حدود عملکردی بیان شده نمی‌شود.

- به طور کلی با کاهش سختی جفت-ستون در تمامی سناریوهای مورد بررسی در سازه می‌تواند گفت که در احتمال خرابی ۵۰ درصد، سیستم ۱۰۰ درصد از سطح عملکرد CP عبور می‌کند. هر چند لحاظ اثر سقف در تحلیل‌ها آسیب‌پذیری سیستم را کاهش می‌دهد ولی آن‌چنان مؤثر در احتمال خرابی جفت-ستون نیست.

پدیده تخریب پیش‌رونده در سازه به صورت تصادفی با انفجار گاز، ضعف در اعضای اصلی، انفجار مواد منفجره، برخورد وسایل نقلیه، آتش‌سوزی و سایر، می‌تواند اتفاق بیفتد. هر یک از این پدیده‌ها بارهای نامشخصی در اعضای سازه می‌تواند ایجاد نمایند. وقوع این پدیده‌ها در تحقیقات مختلف بیشتر به صورت حذف تک-ستون در نظر گرفته شده است که قاعده‌تاً این موضوع با افزایش تأثیر در تعداد ستون‌های بیشتر می‌تواند به مسئله دقیق‌تر بپردازد. حتی مقدار این بار می‌تواند کشش در جهت معکوس به گره اتصال تیر به ستون به علت وارد شدن ستون به ناحیه تغییر شکل‌های بزرگ، ایجاد نماید. تحلیل شکنندگی سازه‌ها تحت خرابی پیش‌رونده جهت درک بهتر سازه در مورد حوادث اتفاقی خیلی مهم است. این تحلیل می‌تواند جهت قضاوت مهندسی سازه‌ها در مقابل این پدیده خرابی مؤثر واقع شود و احتمال خرابی این سازه‌ها را بیان نماید.

منابع

- [1] U. Starossek, Typology of progressive collapse, Engineering Structures, 29(9) (2007) 2302-2307.
- [2] GSA, Progressive collapse analysis and design guidelines for new federal office buildings and major modernization projects, Washington, DC, (2016).
- [3] ASCE 7, Minimum design loads for buildings and other structures, in, American Society of Civil Engineers, 2016.
- [4] B.R. Ellingwood, R. Smilowitz, D.O. Dusenberry, D. Duthinh, H.S. Lew, N.J. Carino, Best practices

دوخطی در مدل‌ها در نظر گرفته شد. نتایج کلی این تحقیق به صورت زیر قابل ارائه است:

- بعد از حذف عکس‌العمل مقاوم فشاری ستون ناشی تحت آسیب ایجاد شده، کشش اضافی به علت گسیختگی برشی-کششی-خمشی ستون شود که نهایتاً با تغییر شکل‌های بزرگ در ستون همراه است. ایجاد تغییر شکل‌های بزرگ در ستون باعث ایجاد کشش شده و این کشش در گره اتصال تیر به ستون بعد از صفر شدن سختی محوری فشاری می‌شود.

- طبقات تحتانی نسبت به طبقات فوقانی، احتمال آسیب‌پذیری بیشتری دارند. با کاهش سختی در اعضای ستون احتمال خرابی سازه در طبقات تحتانی نسبت به طبقات فوقانی بیشتر است. جهت مقاوم‌سازی سازه و افزایش مقاومت در مقابل خرابی پیش‌رونده، پیشنهاد می‌شود، مقاومت و سختی اعضای طبقات تحتانی از جمله اعضای ستون افزایش یابد.

- منحنی‌های ظرفیت IDA برای حالتی که اثر سقف لحاظ شده است بیشتر از حالتی است که اثر سقف در نظر نگرفته شده، به دست آمده است. به طوری صدک ۸۴ منحنی IDA سیستم سازه با عدم لحاظ سقف پایین‌تر از صدک ۱۶ منحنی IDA سیستم با لحاظ اثر سقف کامپوزیت قرار گرفته است.

- اثر سقف در طبقات پایین‌تر سازه مؤثرتر نسبت به طبقات فوقانی در هنگام آسیب‌پذیری جفت-ستون در سازه است. اثر در نظر گرفتن سقف در طبقات اول تا چهارم به ترتیب باعث افزایش مقاومت سیستم به اندازه ۱۳، ۹، ۶ و ۲ درصد در مقابل آسیب‌پذیری جفت-ستون در میانه شکنندگی سازه می‌شود.

- در مقایسه منحنی‌های شکنندگی طبقات مختلف مشاهده می‌شود که پراکندگی منحنی‌های شکنندگی و نیز انحراف استاندارد در سطوح عملکرد پایین‌تر (IO) نسبت به سطوح عملکرد بالاتر (LS و CP) بیشتر است.

- در یک کاهش سختی ثابت جفت-ستون می‌توان گفت که سناریوهای میانی (سناریوی ۲ و ۵) نسبت به بقیه سناریوها بحرانی می‌باشند. در سطح عملکرد IO اثر سقف در کاهش خرابی در دو سناریوی ۲ و ۵ ناچیز است. با افزایش سطوح عملکردی به LS و CP اثر سقف در کاهش خرابی مؤثر بوده است. به طور کلی می‌توان گفت که آسیب‌پذیری جفت-ستون میانی نسبت به جفت-ستون گوشه و پیرامونی در سازه مورد بررسی، بیشتر است. دلیل افزایش این آسیب‌پذیری زیاد بودن بار ثقلی در ستون‌های میانی است. - در بررسی سناریوهای مختلف آسیب جفت-ستون، بیشترین اثربخشی سقف در افزایش مقاومت خرابی سازه‌ها، در سناریوی ۲ و ۵ بوده است.

- evolution method, *Engineering Structures*, 202 (2020) 109877.
- [15] J. Yu, Y.P. Gan, J. Ji, Behavior and design of reinforced concrete frames retrofitted with steel bracing against progressive collapse, *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 29(12) (2020) e1771.
- [16] A. Sadeghi, H. Kazemi, M. Samadi, Reliability Analysis of Steel Moment-Resisting Frame Structure under the Light Vehicle Collision, *Amirkabir Journal of Civil Engineering*, 53(11) (2022) 14-14.
- [17] A. Sadeghi, H. Kazemi, M. Samadi, The Probabilistic Analysis of Steel Moment-Resisting Frame Structures Performance under Vehicles Impact, *Amirkabir Journal of Civil Engineering*, 53(12) (2022) 16-16.
- [18] K. Qian, B. Li, Z. Zhang, Influence of multicolumn removal on the behavior of RC floors, *Journal of Structural Engineering*, 142(5) (2016) 04016006.
- [19] M. Nassir, J. Yang, S. Nyunn, I. Azim, F. Wang, Progressive Collapse Analysis of multi-story building under the scenario of multi-column removal, in: *E3S Web of Conferences*, EDP Sciences, 2019, pp. 04050.
- [20] F. Parisi, M. Scalvenzi, Progressive collapse assessment of gravity-load designed European RC buildings under multi-column loss scenarios, *Engineering Structures*, 209 (2020) 110001.
- [21] J.-Z. Zhang, B.-H. Jiang, R. Feng, R. Chen, Robustness of steel moment frames in multi-column-removal scenarios, *Journal of Constructional Steel Research*, 175 (2020) 106325.
- [22] Q.N. Fu, K.H. Tan, X.H. Zhou, B. Yang, Three-dimensional composite floor systems under column-removal scenarios, *Journal of Structural Engineering*, 144(10) (2018) 04018196.
- [23] Q. Fu, K.-H. Tan, Numerical study on steel-concrete composite floor systems under corner column removal scenario, *Structures*, 21 (2019) 33-44.
- [24] Q.N. Fu, K.H. Tan, Parametric effects on composite floor systems under column removal scenario, *Engineering Structures*, 187 (2019) 161-176.
- [25] V. Broujerdian, E. Mohammadi Dehcheshmeh, for reducing the potential for progressive collapse in buildings, (2007).
- [5] DoD, Design of buildings to resist progressive collapse, Unified Facilities Criteria (UFC) 4-023-03, (2009).
- [6] J. Kim, T. Kim, Assessment of progressive collapse-resisting capacity of steel moment frames, *Journal of Constructional Steel Research*, 65(1) (2009) 169-179.
- [7] J. Kim, D. An, Evaluation of progressive collapse potential of steel moment frames considering catenary action, *The structural design of tall and special buildings*, 18(4) (2009) 455-465.
- [8] T. Li, Z. Shang, Y. Ji, C. Liu, Research on Catenary Action of Frame Structure in Progressive Collapse with Fiber Model, in: *3rd International Conference on Mechatronics, Robotics and Automation*, Citeseer, 2015, pp. 175-179.
- [9] F.H. Rezvani, A.M. Yousefi, H.R. Ronagh, Effect of span length on progressive collapse behaviour of steel moment resisting frames, in: *Structures*, Elsevier, 2015, pp. 81-89.
- [10] A. Pirmoz, M.M. Liu, Finite element modeling and capacity analysis of post-tensioned steel frames against progressive collapse, *Engineering Structures*, 126 (2016) 446-456.
- [11] C.H. Chen, Y.F. Zhu, Y. Yao, Y. Huang, X. Long, An evaluation method to predict progressive collapse resistance of steel frame structures, *Journal of Constructional Steel Research*, 122 (2016) 238-250.
- [12] E. Brunesi, F. Parisi, Progressive collapse fragility models of European reinforced concrete framed buildings based on pushdown analysis, *Engineering Structures*, 152 (2017) 579-596.
- [13] Y. Li, X. Lu, H. Guan, P. Ren, L. Qian, Probability-based progressive collapse-resistant assessment for reinforced concrete frame structures, *Advances in Structural Engineering*, 19(11) (2016) 1723-1735.
- [14] D.-C. Feng, S.-C. Xie, J. Xu, K. Qian, Robustness quantification of reinforced concrete structures subjected to progressive collapse via the probability density

- 14th world conference on earthquake engineering, 2008, pp. 1-8.
- [31] T. Kim, J. Kim, J. Park, Investigation of progressive collapse-resisting capability of steel moment frames using push-down analysis, *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 23(5) (2009) 327-335.
- [32] NO. 360 Standard, Instruction for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, in, Office of Deputy for Strategic Supervision Department of Technical Affairs, 2014.
- [33] FEMA 356, Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, in, Washington, DC, 2000.
- [34] J.W. Baker, Efficient analytical fragility function fitting using dynamic structural analysis, *Earthquake Spectra*, 31(1) (2015) 579-599.
- [35] ASCE 41-17, Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, in, American Society of Civil Engineers, 2017.
- G. Ghodrati Amiri, Effect of composite slab on the progressive collapse control of steel moment frame structures, *Journal of Civil and Environmental Engineering*, (2020) -.
- [26] U. Starossek, Progressive collapse of structures, thomas telford London, 2018.
- [27] K. Khandelwal, S. El-Tawil, Collapse behavior of steel special moment resisting frame connections, *Journal of Structural Engineering*, 133(5) (2007) 646-655.
- [28] Part 6th Iranian National Building Code, Design Loads for Buildings, in, Road, Housing and Urban Development Research Center, 2020.
- [29] Standard No. 2800, Iranian Building Codes And Standards, in, Road, Housing and Urban Development Research Center, 2013.
- [30] A. Tsimos, G. Mosqueda, A. Filiatrault, A.M. Reinhorn, Experimental investigation of progressive collapse of steel frames under multi-hazard extreme loading, in: The

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

E. Mohammadi Dehcheshmaeh, V. Broujerdian, G. R. Ghodrati Amiri, Probabilistic Progressive Collapse Analysis of 3D Steel Moment Frame Using Fragility Curves and Double-column-damage Approach, Amirkabir J. Civil Eng., 54(5) (2022) 1789-1810.

DOI: 10.22060/ceej.2021.19872.7281

