



## Evaluation of Eccentrically Braced Steel Frames with Double Vertical Link Beam under Progressive Collapse

H. Alimadadi<sup>1</sup>, S. Sh. Emamzadeh\*<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Department of Civil Engineering, Azad University, Estahban, Iran

<sup>2</sup> Faculty of Civil Engineering, Kharazmi University, Tehran, Iran

**ABSTRACT:** In this article, the performance of Eccentrically Braced Frames with Vertical Shear Links against progressive collapse has been investigated based on GSA guidelines and the alternative path method. For this purpose, three frames of 5, 10, and 15 floors have been investigated, and their performance was estimated by the method of nonlinear dynamic analysis with SAP2000 software. By removing the middle column for all three frames, it was observed that the displacements are regular and perform well in progressive collapse. However, with the removal of the corner column, the five-story frame collapsed, and for the 10-story frame, an increase of about 3 times the floor displacement was observed. But for the 15-story frame, the behavior of the frame under progressive collapse is very suitable. The removal of the corner column in the frames creates a more critical condition than the removal of the middle column. In the scenario of removing the middle column, the maximum vertical displacement on the last floor of the 5-story frame was equal to 9.21cm, in the 10-story frame it was equal to 6.37cm and in the 15-story frame, it was equal to 4.25cm. For comparison, in the scenario of removing the corner column, the maximum vertical displacement obtained on the last floor of the 5-story frame was unknown due to collapse, and in the 10-story frame it was equal to 21.88cm and in the 15-story frame, it was equal to 7.65cm. Results show that as structure height increases, system behavior will improve against progressive collapse.

### Review History:

Received: May, 29, 2022

Revised: Apr. 13, 2023

Accepted: May, 01, 2023

Available Online: May, 23, 2023

### Keywords:

Progressive Collapse  
alternative path method  
MRF-EBF dual systems  
vertical link beam  
GSA code

### 1- Introduction

After the September 11 events and with the increase in terrorist attacks around the world, the study of progressive collapse has expanded among researchers. In 2000, research was started to prepare a guideline in this field, an example of which was the GSA guide, the last edition of which was published in 2013 [1]. In this guide, ASCE41 guidelines were used for nonlinear analysis and definition of plastic joints [2]. According to GSA, to apply the dynamic effects of explosive charges in quasi-static analysis, a resonance factor of two is considered. Makki (2012) and colleagues showed that the coefficient of two is sometimes conservative and sometimes non-conservative and presented new values for it that were determined based on the structural system [3]. Gomels-Kaya (2014) fully investigated the load intensification factor for bending frames [4]. Mahmoudi *et al.* (2015) showed that the intensification coefficients presented by Mackey [3] are appropriate and also proposed several new relationships based on ductility [5]. In this research, the effect of the force intensification factor of structural members was investigated and the appropriateness of Makki *et al.*'s relations [6] was proved. In this research, various dynamic and static analysis methods were investigated and SAP software was used to

model plastic joints. In research by Adnan *et al.* (2014) with SAP software and GSA guide, they investigated the behavior of seismically designed bending frames under progressive failure [7]. One of the proposed methods in braced frames is the use of vertical link beams in the place where the braces are connected to the main beam. Implementation details of this method are provided by Fling *et al.* (1992) [8].

By reviewing the conducted research, it can be seen that the performance of the vertical link beam, which is used in steel frames for seismic control in progressive damage, has been less investigated, and therefore, in this research, the capability of this system in controlling progressive collapse in frames with different number of floors investigated. For this purpose, the introduction of the vertical beam is first discussed, then the basics of progressive failure analysis are presented, and after defining the performance levels, the analysis of three frames of 5, 10, and 15 floors as Fig. 1 and Table 1-3 under two scenarios of removing the corner and middle columns on the ground floor is discussed.

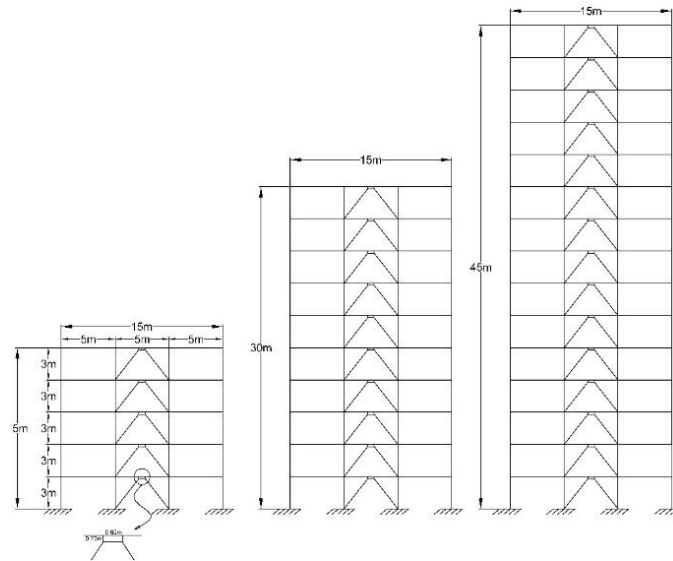
### 2- Methodology

#### 2- 1- Progressive failure analysis

The nonlinear dynamic analysis of progressive failure

\*Corresponding author's email: shemamzadeh@khu.ac.ir





**Fig. 1. The studied frames of 5, 10 and 15 story**

**Table 1. Sections used in the 5-story frame**

Story	1-2	3-4	5
Floor Beam	IPE330	IPE330	IPE300
Link Beams	IPE270	IPE240	IPE240
Bracing	2UPN140×20	2UPN120×20	2UPN120×20
Outer Column	IPB240	IPB220	IPB220
Inner Column	IPB320	IPB280	IPB280

**Table 2. Sections used in the 10-story frame**

Story	1	2-4	5-7	8-10
Floor Beam	IPE360	IPE360	IPE360	IPE330
Link Beams	IPE330	IPE330	IPE300	IPE240
Bracing	2UPN160×30	2UPN160×30	2UPN160×25	2UPN140×25
Outer Column	IPB400	IPB400	IPB280	IPB220
Inner Column	TUBO380×380×28	IPB900	IPB400	IPB280

**Table 3. Sections used in the 15-story frame**

Story	1-3	4-6	7-9	10-12	13-15
Floor Beam	IPE360	IPE360	IPE360	IPE330	IPE330
Link Beams	IPE330	IPE330	IPE300	IPE240	IPE240
Bracing	2UPN160×30	2UPN160×30	2UPN160×25	2UPN140×25	2UPN140×25
Outer Column	TUBO380×266×20	TUBO380×266×20	IPB400	IPB340	IPB220
Inner Column	TUBO400×400×40	TUBO400×400×40	IPB700	IPB450	IPB340

is similar to the nonlinear static analysis method, with the difference that there is no intensified load combination and the load intensification factor is considered equal to unity. In the dynamic analysis, the applied force starts from zero and increases step by step until the structure reaches the final equilibrium state (the column has not been removed yet). After that, the column should be removed, and the duration of its removal should be less than 10% of the period of the structure without the removed column. The duration of the analysis of the structure is determined in such a way that the structure reaches the maximum displacement and performs at least one complete Oscillating motion in the vertical direction. There are different methods for modeling progressive failure and column removal. GSA2013 regulation [1] recommends to use of SAP2000 software and step-by-step execution capability.

### 3- Results and Discussion

In this article, the performance of 10, 5, and 15-story frames was investigated with the help of GSA2013 guidelines and the method of defining plastic joints against progressive collapse, and the following results were obtained:

In the 5-story frame under progressive failure, collapse occurs and the behavior of the structure is not appropriate. In the 10-story frame, in addition to the fact that the structure does not collapse and has sufficient behavior against progressive damage, the L.S. performance level (life safety) is provided, which is very suitable. In the 15-story structure, all the joints provide the I.O performance level, except for one joint at the foot of the column, which is at the border of the L.S performance level and has crossed it. This joint is located at the foot of the first-floor column. Therefore, with a little strengthening of this column, the level of I.O performance can also be provided. In general, with the increase in height, the behavior of the structure improves. Improving the behavior of the structure with height in the case of bending frames has also been suggested by Adnan *et al* [4]. In the 15-story frame, by increasing the total height related to 5 and 10-story, the behavior of the structure improved that provide the I.O performance level in this case. In the scenario of removing the middle column, the maximum vertical displacement in the last floor and in the 5-story frame was equal to 21.9 cm. In

the scenario of removing the middle column in the 10-story frame, the maximum vertical displacement on the last floor was 6.37 cm. In the scenario of removing the middle column in the 15-story frame, the maximum vertical displacement on the last floor was 4.25 cm. To compare the scenario of removing the corner column, the following results were obtained:

In the scenario of removing the corner column in the 5-story frame, the maximum vertical displacement was unclear due to the collapse. In the scenario of removing the corner column, the maximum vertical displacement in the 10-story frame was 21.88 cm. In the scenario of removing the corner column, the maximum vertical displacement was obtained in the 15-story frame equal to 7.65 cm.

### 4- Conclusion

It can be said that link beams and braces have a significant load in progressive failure and create integrated performance in the members and are also effective in improving behavior. The results of progressive collapse analysis in 5, 10 and 15 story frames, indicated that with the increase of floors, the plastic hinges will not be formed, which means that the seismic capacity provided in their design is very suitable for progressive damage. The special configuration and short length of the link beams ensure their shear behavior by comparing the above results, it is clear that the most deformation occurred at the highest point and also the scenario of removing the corner column is more critical than the scenario of removing the middle column. According to the research results, no plastic joints were observed in the 10th and 15th floor frames in the connecting beams and braces. But in the 5-story frame, plastic joints were observed on the first and second floors in the scenario of removing the middle corner column.

### References

- [1] GSA, Alternate Path Analysis & Design Guidelines for Progressive Collapse Resistance, United States General Services Administration, US Washington, DC (2013).
- [2] R. Pekelnicky, C. Poland, ASCE 41-13: Seismic evaluation and retrofit of existing buildings, SESOC

- 2012 Convention, (2012).
- [3] M. Aldo, K. Marchand, M. Diaz, Alternate path method in progressive collapse analysis: Variation of dynamic and nonlinear load increase factors, Practice Periodical on Structural Design and Construction 17.4 (2012) 152-160.
- [4] R. Gomelskaya, Dynamic amplification factor for moment resisting frames in progressive collapse, Thesis: M. Eng., Massachusetts Institute of Technology, Department of Civil and Environmental Engineering, (2014).
- [5] M. Muhmoudi, T. Teimoori, H. Kozani, Presenting displacement-based nonlinear static analysis method to calculate structural response against progressive collapse. International Journal of Civil Engineering, 13(4) (2015) 478-485.
- [6] A. McKay, M. Gomez, K. Marchand, Non-Linear Dynamic Alternate Path Analysis for Progressive Collapse: Detailed Procedures Using UFC 4-023-03 (Revised July 2009). Reported by Protection Engineering Consultants: Castle Hills, TX, USA, (2010).
- [7] A.B. Adnan, I. Faridmehr, B. Faramanbordar, R. Hodjati, M. Gharehzadeh Shirazi, A.B.A. Rahman, Assessment the Behavior of Seismic Designed Steel Moment Frames Subjected to Progressive Collapse, Research Journal of Applied Sciences, Engineering and Technology 7.10 (2014) 2135-2144.
- [8] E. Fehling, W. Pauli, J.G. Bouwkamp, Use of vertical shear-links in eccentrically braced frames, Earthquake Engineering, 10th World Conference, Balkema, Rotterdam, (1992) 4475.

**HOW TO CITE THIS ARTICLE**

*H. Alimadadi<sup>1</sup>, S. Sh. Emamzadeh, Evaluation of Eccentrically Braced Steel Frames with Double Vertical Link Beam under Progressive Collapse, Amirkabir J. Civil Eng., 55(6) (2023) 257-260.*

**DOI:** [10.22060/ceej.2023.21429.7721](https://doi.org/10.22060/ceej.2023.21429.7721)





## برآورد عملکرد قاب های مهاربندی واگرا با تیرهای پیوند قائم جفت تحت خرابی پیش‌رونده

حامد علی مددی<sup>۱</sup>، سید شهاب امامزاده<sup>۲\*</sup>

۱- گروه عمران، دانشگاه آزاد اسلامی، استهبان، ایران

۲- گروه عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه خوارزمی، تهران، ایران.

### تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۴۰۱/۰۳/۰۸

بازنگری: ۱۴۰۲/۰۱/۲۴

پذیرش: ۱۴۰۲/۰۲/۱۱

ارائه آنلاین: ۱۴۰۲/۰۳/۰۲

### کلمات کلیدی:

خرابی پیش‌رونده

مسیر جایگزین

سیستم دوگانه قاب خمشی با مهاربندی واگرا

تیر پیوند قائم

دستورالعمل GSA

**خلاصه:** در این مقاله عملکرد قاب‌های مهاربندی واگرا با تیر پیوند قائم در برابر خرابی پیش‌رونده بر اساس دستورالعمل GSA و روش مسیر جایگزین بررسی شده است. بدین منظور سه قاب ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه مورد بررسی قرار گرفته اند که عملکرد آن‌ها به روش تحلیل دینامیکی غیرخطی با نرم‌افزار SAP2000 برآورد گردید. با حذف ستون میانی در قاب‌های مورد مطالعه، برای هر سه قاب، مشاهده شد که جابجایی‌ها منظم و عملکرد مناسبی را در خرابی پیش‌رونده دارند. اما با حذف ستون گوشه در قاب پنج طبقه فروریزش رخ داد و برای قاب ۱۰ طبقه نیز افزایش حدود ۳ برابری جابجایی کف طبقات مشاهده شد. اما برای قاب ۱۵ طبقه رفتار قاب تحت خرابی پیش‌رونده بسیار مناسب بود. در واقع حذف ستون گوشه در قاب‌ها نسبت به حذف ستون میانی، حالت بحرانی‌تری را به وجود می‌آورد. در سناریوی حذف ستون میانی در قاب ۵ طبقه، حداکثر جابجایی قائم در طبقه آخر برابر ۹/۲۱ سانتیمتر، در قاب ۱۰ طبقه برابر ۶/۳۷ سانتی‌متر و در قاب ۱۵ طبقه برابر ۴/۲۵ سانتی‌متر به دست آمد. جهت مقایسه، در سناریوی حذف ستون گوشه در قاب ۵ طبقه، حداکثر جابجایی قائم در طبقه آخر به علت فروریزش نامشخص، در قاب ۱۰ طبقه برابر ۲۱/۸۸ سانتیمتر و در قاب ۱۵ طبقه برابر ۷/۶۵ سانتی‌متر به دست آمد. نتایج نشان داد که با افزایش ارتفاع سیستم سازه‌ای، رفتار آن در برابر خرابی پیش‌رونده بهبود می‌یابد.

### ۱- مقدمه

پس از حادثه ۱۱ سپتامبر و با افزایش حملات تروریستی در سراسر جهان، بررسی خرابی پیش‌رونده در بین محققین گسترش پیدا کرد. در سال ۲۰۰۰ تحقیقاتی برای تهیه دستورالعملی در این زمینه شروع شد که نمونه آن راهنمای GSA<sup>۱</sup> بود که آخرین ویرایش آن در سال ۲۰۱۳ منتشر گردید [۱]. در این راهنما برای تحلیل غیرخطی و تعریف مفاصل پلاستیک از دستورالعمل ASCE41 استفاده شد [۲]. طبق GSA، برای اعمال اثرات دینامیکی بارهای انفجاری در تحلیل‌های شبه استاتیکی ضریب تشدید دو در نظر گرفته می‌شود. مکی<sup>۲</sup> (۲۰۱۲) و همکاران نشان دادند که ضریب دو گاهی محافظه‌کارانه و گاهی غیر محافظه‌کارانه است و برای آن مقادیر جدیدی ارائه دادند که بر اساس سیستم سازه‌ای تعیین می‌شد [۳]. گوملس کایا<sup>۲</sup> (۲۰۱۴) ضریب تشدید بار برای قاب‌های خمشی را به‌طور کامل

مورد بررسی قرار [۴]. محمودی و همکاران (۲۰۱۵) نشان دادند، ضرایب تشدید ارائه‌شده توسط مکی [۳] مناسب هستند و همچنین چندین رابطه جدید بر اساس شکل‌پذیری نیز پیشنهاد کردند [۵]. در این پژوهش اثر ضریب تشدید نیروهای اعضای سازه‌ای بررسی شد و مناسب بودن روابط مکی و همکاران [۶] اثبات گردید. در این پژوهش انواع روش‌های تحلیل دینامیکی و استاتیکی مورد بررسی قرار گرفت و از نرم‌افزار SAP برای مدل‌سازی مفاصل پلاستیک استفاده گردید. در تحقیقی عدنان<sup>۴</sup> و همکاران (۲۰۱۴) با نرم‌افزار SAP و راهنمای GSA رفتار قاب‌های خمشی را که طراحی لرزه‌ای شده بودند تحت خرابی پیش‌رونده بررسی کردند که مشاهده شد با افزایش تعداد طبقات رفتار قاب تحت خرابی پیش‌رونده بهبود می‌یابد [۷].

یکی از روش‌های مطرح در قاب‌های مهاربندی‌شده استفاده از تیرهای پیوند قائم در محل اتصال مهاربندها به تیر اصلی است. جزئیات اجرایی این روش توسط فلینگ<sup>۵</sup> و همکاران (۱۹۹۲) ارائه شده است [۸]. زهرایی در پژوهشی به بررسی روش‌های کنترل غیرفعال، با کاهش نیاز لرزه‌ای

- 1 General Services Administration
- 2 Mckay
- 3 Gomelskaya

- 4 Adnan
- 5 Fehling

\* نویسنده عهده‌دار مکاتبات: shemanzadeh@khu.ac.ir

حقوق مؤلفین به نویسندگان و حقوق ناشر به انتشارات دانشگاه امیرکبیر داده شده است. این مقاله تحت لیسانس آفرینندگی مردمی (Creative Commons License) در دسترس شما قرار گرفته است. برای جزئیات این لیسانس، از آدرس <https://www.creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0/legalcode> دیدن فرمائید.



انتظار می‌رود که تیرهای پیوند رفتار غیرخطی نشان دهند و دیگر اعضا الاستیک باقی بمانند، اما در خرابی پیش‌رونده ماهیت بارگذاری متفاوت است. به نظر می‌رسد پیکربندی خاص این سیستم با دو تیر پیوند عمودی باعث یکپارچه شدن سازه شده که در خرابی پیش‌رونده بسیار مناسب است. با بررسی تحقیقات انجام‌شده مشاهده می‌گردد تاکنون عملکرد سیستم تیر پیوند قائم که در قاب‌های فولادی جهت کنترل لرزه‌ای استفاده شده در خرابی پیش‌رونده مورد بررسی کمتری قرار گرفته است و بنابراین در این تحقیق به قابلیت این سیستم در کنترل تخریب پیش‌رونده در قاب‌هایی با تعداد طبقات مختلف پرداخته شده است. بدین منظور در ابتدا به معرفی تیر پیوند قائم پرداخته شده، سپس مبانی تحلیل خرابی پیش‌رونده مطرح می‌گردد و در ادامه پس از تعریف سطوح عملکردی به تحلیل سه قاب ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه تحت دو سناریوی حذف ستون گوشه و میانی در طبقه همکف پرداخته می‌شود.

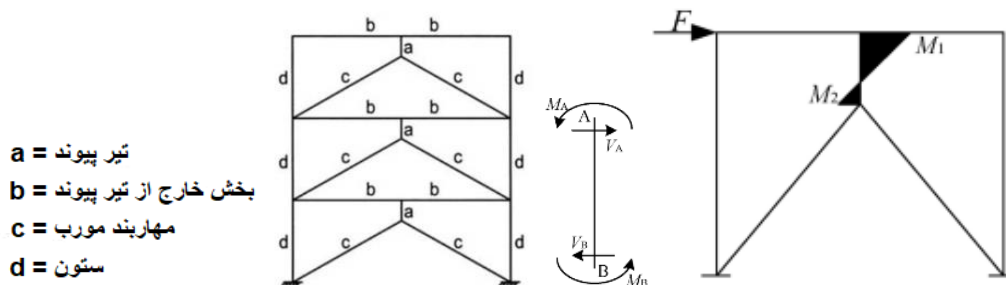
## ۲- معرفی تیر پیوند قائم

یکی از ساده‌ترین روش‌های کنترل غیرفعال استفاده از تیر پیوند قائم است که به‌عنوان یک عضو فرعی و فیوز شکل‌پذیر در سازه عمل می‌نماید. تیر پیوند قائم به‌صورت قائم بین گره دو مهاربند شورون و بال تیر کف نصب می‌شود و با جاری شدن برشی جان آن، انرژی زلزله مستهلک شده و سایر عناصر سازه الاستیک باقی می‌مانند. با توجه به گسترش کاربرد سیستم‌های مهاربند واگرا و دارای تیرهای پیوند، از این رو مبحث دهم مقررات ملی ساختمان [۲۰] ضوابط طراحی این سیستم‌ها را ارائه می‌دهد. البته در مبحث دهم به تیر پیوند قائم اشاره نشده است. آیین‌نامه AISC341 [۲۱] نیز اجازه استفاده از این سیستم‌ها را می‌دهد. سیستم با تیر پیوند قائم نشان داده‌شده در شکل ۱ از این آیین‌نامه برداشت شده است. اگر تیر پیوند قائم به‌خوبی طراحی شود، ضمن استهلاک انرژی زلزله، شکل‌پذیری بالایی از خود نشان می‌دهد و سایر اعضای سازه‌ای نیز الاستیک باقی می‌مانند. طول تیر پیوند یکی از پارامترهای مهم در طراحی سیستم مهاربندی واگرا است. عملکرد بهتر تیرهای پیوند کوتاه نسبت به تیرهای پیوند بلند با آزمایش‌های متعدد به اثبات رسیده است [۲۲]. برای این که گسیختگی در برش پیش از خمش رخ دهد آئین‌نامه‌ها طول تیر پیوند را به مقدار زیر محدود می‌کنند [۲۲ و ۲۳].

و افزایش شکل‌پذیری پرداخت. یکی از مؤثرترین و درعین‌حال ساده‌ترین روش‌های کنترل غیرفعال استفاده از تیر پیوند قائم است که به‌عنوان یک عضو فرعی و فیوز شکل‌پذیر در سازه عمل می‌نماید. تیر پیوند قائم به‌صورت قائم بین گره دو مهاربند شورون و بال تیر کف نصب می‌شود و با جاری شدن برشی جان آن، انرژی زلزله مستهلک شده و سایر عناصر سازه الاستیک باقی می‌مانند [۹]. در سال ۲۰۱۷، مونتوری<sup>۱</sup> و همکاران (۲۰۱۷) انواع سیستم‌های دوگانه قاب خمشی-مهاربندی واگرا را تحت بارگذاری لرزه‌ای بررسی کردند. در این پژوهش نشان داده شد سازه‌های دارای تیر پیوند قائم معروف به Y معکوس بهترین عملکرد لرزه‌ای را نسبت به دیگر پیکربندی‌ها دارند [۱۰]. رهنورد و همکاران (۲۰۱۷) با مدل اجزای محدود آباکوس به بررسی رفتار لرزه‌ای تیرهای پیوند قائم به‌صورت تک و دابل و با احتساب اثر دال بتنی سقف پرداختند. نتایج نشان داد که در حالت دابل عملکرد برشی تیر پیوند غالب بوده و انرژی لرزه‌ای بیشتری در محدوده رفتار پلاستیک نسبت به حالت تک مستهلک می‌گردد [۱۱]. در پژوهشی دیگر وتر و همکاران (۲۰۱۷) نشان دادند که رفتار پایدار تیر پیوند تحت بارگذاری چرخه‌ای می‌تواند آن را به یک جانشین مناسب برای قاب‌های خمشی با مهاربندی همگرا تبدیل کند. علاوه بر آن تغییر شکل‌های تیر پیوند افقی موجب تخریب کف‌های سازه می‌شود اما تیرهای پیوند قائم به‌سادگی می‌توانند تعویض شده و سازه تعمیر گردد [۱۲].

در ادامه تحقیقات بیشتری در این زمینه انجام شد که می‌توان به مطالعات هویدایی و همکاران (۲۰۱۹) بر روی خرابی پیش‌رونده سیستم دوگانه قاب‌خمشی و مهاربندی کمانش ناپذیر اشاره نمود [۱۳]. یا در مطالعات دیگری موسوی و همکاران (۲۰۲۳) به مقایسه خرابی پیش‌رونده ثقلی و لرزه‌ای پرداختند [۱۴]. از آنجایی که سیستم‌های دوگانه کاربرد زیادی در ساختمان‌های بلند دارند تحقیقاتی در این زمینه انجام شده است که می‌توان به تحقیقات تیان و همکاران (۲۰۲۱) با موضوع خرابی پیش‌رونده در ساختمان‌های فوق بلند اشاره نمود [۱۵]. پدیده خرابی پیش‌رونده توسط لیو (۲۰۲۲) در مورد ساختمان‌های مقاوم‌سازی شده با FRP نیز مورد بررسی قرار گرفته است [۱۶]. در برخی ساختمان‌ها مانند سازه‌های نامنظم پدیده خرابی پیش‌رونده قابل انتظار است که در این مورد می‌توان به مطالعات راویچاندرا (۲۰۲۲) اشاره نمود [۱۷]. در ادامه تحقیقات؛ سناریوهای حذف ستون توسط کومار و همکاران (۲۰۲۲) و همچنین کونگ و همکاران (۲۰۲۰) بررسی گردید [۱۸ و ۱۹]. در زلزله، برای سیستم باربر جانبی دوگانه مطرح‌شده





شکل ۱. مثال از قاب مهاربندی واگرا در آیین‌نامه AISC 341

Fig. 1. An example of Eccentrically Braced Frame in AISC 341 regulations

$$k = \frac{M_2}{M_1} \quad (۴)$$

$$e \leq 1.6 \frac{M_P}{V_P} \quad (۱)$$

در رابطه فوق،  $e$  برون محوری یا طول تیر پیوند قائم،  $M_P$  ظرفیت لنگر پلاستیک و  $V_P$  ظرفیت برشی پلاستیک تیر است. البته بر طبق کارهای انجام شده توسط برخی محققین برای اطمینان از عملکرد بهتر این قطعات توصیه شده طول تیر پیوند کمتر از میزان فوق در نظر گرفته شود. به عنوان مثال طبق مطالعاتی که بوکمپ و وتر [۲۴] انجام دادند، به عنوان یک رابطه محافظه کارانه برای حالتی که لنگر دو طرف تیر پیوند یکسان است توصیه نمودند که طول تیر پیوند به میزان زیر محدود گردد:

در رابطه فوق  $M_2$  لنگر انتهایی تحتانی و  $M_1$  لنگر انتهایی فوقانی است. برای جلوگیری از شکست جوش در محل اتصال انتهایی فوقانی مفصل تیر، در کمیته لرزه‌نگاری انجمن مهندسان ساختمان کالیفرنیا [۲۵] توصیه شده که زاویه تغییرشکل برشی تیر پیوند به  $0.15$  رادیان محدود شود. بررسی‌ها نشان می‌دهد که در این صورت ظرفیت استهلاک انرژی بسیار پائین می‌آید. بنابراین بوکمپ و وتر [۲۴] توصیه نمودند که از رابطه (۵) استفاده شود. این همان رابطه (۳) است که لنگر طراحی انتهایی به  $M_1 = 0.5 M_P$  محدود شده است.

$$e \leq \frac{0.35(k+1)M_P}{V_P} \quad (۵)$$

$$e \leq 1.4 \frac{M_P}{V_P} \quad (۲)$$

در عمل لنگر دو طرف یکسان نیست. بنابراین توصیه نمودند، با توجه به نسبت سختی چرخشی انتهایی تحتانی به انتهایی فوقانی از رابطه زیر استفاده شود [۲۴].

$$e \leq \frac{0.7(k+1)M_P}{V_P} \quad (۳)$$

### ۳- تحلیل خرابی پیش‌رونده

تحلیل دینامیکی غیرخطی خرابی پیش‌رونده مشابه روش تحلیل استاتیکی غیرخطی است با این تفاوت که ترکیب بار تشدید یافته وجود ندارد و ضریب تشدید بار برابر با واحد در نظر گرفته می‌شود. در تحلیل دینامیکی نیروی اعمالی از صفر شروع شده و گام‌به‌گام افزایش می‌یابد تا سازه به حالت تعادل نهایی برسد (هنوز ستون حذف نشده است). بعد از آن ستون



شکل ۲. فلوچارت تحلیل خرابی پیش‌رونده

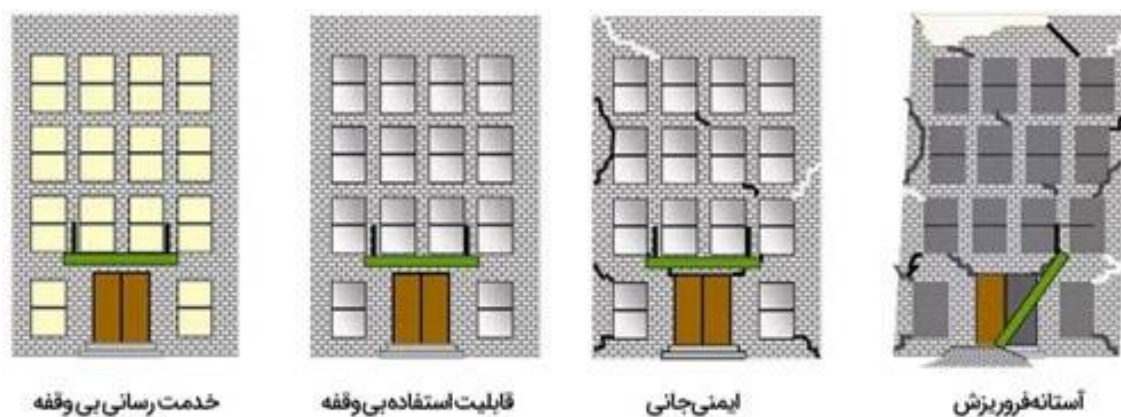
Fig. 2. Flowchart of progressive collapse analysis

در شکل ۲ مراحل تحلیل خرابی پیش‌رونده نشان داده شده است. آیین‌نامه UFC [۲۵] مرجع اصلی دستورالعمل GSA2013 [۱] است، دستورالعمل GSA2013 نسبت به GSA2003 [۲۶] نکات جدیدی را مطرح کرده است. از جمله آن‌که در تحلیل غیرخطی به آیین‌نامه ASCE41 یا متناظر آن نشریه ۳۶۰ [۲۷] ارجاع داده می‌شود است. ریسک خرابی پیش‌رونده با محدود کردن گسترش خرابی اولیه کاهش می‌یابد و عامل ایجادکننده خرابی به‌طور صریح در نظر گرفته نمی‌شود و این همان روش مطرح‌شده در

باید حذف شود که مدت‌زمان حذف کردن آن باید کمتر از ۱۰ درصد پریود سازه بدون ستون حذف شده باشد. مدت‌زمان تحلیل سازه به نحوی تعیین می‌شود که سازه به حداکثر جابجایی برسد و حداقل یک حرکت نوسانی کامل در راستای قائم انجام دهد. برای مدل‌سازی خرابی پیش‌رونده و حذف ستون روش‌های مختلفی وجود دارد. آیین‌نامه GSA2013 [۱] توصیه می‌کند از نرم‌افزار SAP2000 و از قابلیت اجرای مرحله‌ای<sup>۱</sup> استفاده شود.

1 Stage Construction





شکل ۳. سطوح عملکرد سازه‌ای

Fig. 3. Structural performance levels

در حالت قابلیت استفاده بی‌وقفه<sup>۲</sup>، اعضا سازه‌ای عملکردی همچون سطح عملکرد قابلیت خدمت‌رسانی بی‌وقفه دارند و خبری از تغییر شکل‌های نسبی ماندگار نخواهد بود اما در مورد اجزای غیرسازه‌ای، تأسیسات ساختمان دچار خرابی‌های ناچیز مکانیکی می‌شوند و ممکن است درست کار نکنند به‌گونه‌ای که نیاز به تعمیر جزئی خواهند داشت. ترک‌های بسیار جزئی بر روی نما، تیغه‌ها و سقف‌ها قابل مشاهده خواهد بود. آسانسور در صورت وجود قابلیت استفاده دوباره خواهد داشت. تجهیزات اطفاء حریق نیز می‌توانند به‌درستی مورد استفاده قرار گیرند. سازه در این حالت عملکردی از سازه‌های متعارف طراحی‌شده بر مبنای روش‌های تجویزی به‌مراتب دچار آسیب کمتری خواهد شد.

در حالت سوم یعنی ایمنی‌جانی<sup>۳</sup>، مقداری از سختی و مقاومت در تمام طبقات از دست خواهد رفت. گسیختگی خارج از صفحه دیوار رخ نخواهد داد اما تغییر شکل نسبی ناشی از رفتار خمیری در سازه مشاهده خواهد شد. ادامه بهره‌برداری از ساختمان به‌احتمال زیاد بدون انجام یک سری تعمیرات ممکن نخواهد بود و تعمیرات لازم هزینه‌بر خواهند بود. سقوط اشیاء محتمل نخواهد بود اما بسیاری از تأسیسات مکانیکی و الکتریکی و عناصر معماری دچار آسیب خواهند شد.

در سطح عملکرد چهارم یعنی آستانه فروریزش<sup>۴</sup>، در اعضای سازه‌ای سختی و مقاومت ناچیزی برای تحمل بارهای جانبی باقی می‌ماند اما

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

GSA2013 است.

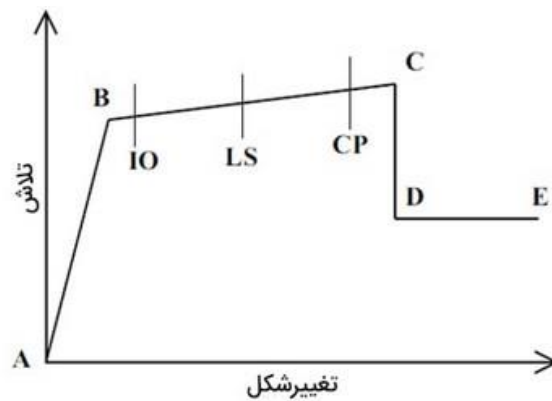
#### ۴- سطوح عملکرد سازه‌ای

پس از خرابی پیش‌رونده یکی از حالت‌های خرابی اتفاق می‌افتد که برحسب سختی سازه می‌توان سطوح عملکردی متفاوتی تعریف نمود. شکل ۳ به‌خوبی سطوح عملکردی در بهسازی لرزه‌ای سازه‌ها را نمایش می‌دهد. مشاهده می‌شود که از چپ به راست، میزان آسیب و خرابی در کل ساختمان افزایش و کیفیت عملکرد ساختمان افت پیدا می‌کند. میزان خسارت ایجادشده در ساختمان از چپ به راست، به ترتیب بسیار کم، کم، متوسط و شدید برآورد می‌گردد.

در این بخش، چهار حالت نمایش داده‌شده در بالا به‌تفصیل با توجه جزئیات کیفی ذکرشده در استاندارد ارزیابی و بهسازی لرزه‌ای سازه‌های موجود آمریکا (ASCE41) توضیح داده خواهد شد.

در حالت عملکردی خدمت‌رسانی بی‌وقفه<sup>۱</sup> که بالاترین سطح عملکردی یک سازه است، تغییر شکل‌ها در محدوده الاستیک بوده و پس از پایان زلزله یا خرابی پیش‌رونده اجزا به حالت قبلی خود برمی‌گردند. سختی و مقاومت اعضای سازه‌ای اساساً تغییری نمی‌کند. ترک‌های بسیار جزئی در اعضای سازه‌ای، نما، تیغه‌ها و سقف‌ها ایجاد می‌شود. تمام سیستم‌های لازم برای عملکرد ساختمان فعال باقی می‌مانند. خرابی‌های ناچیز ایجاد شده و سیستم تأسیسات و برق‌رسانی فعال باقی می‌مانند.

- 1 Operational



شکل ۴. منحنی تلاش-تغییر شکل اعضا برای تلاش‌های تغییر شکل کنترل

Fig. 4. Member effort-deformation curves for displacement control efforts

• از نقطه C تا D نیز افت مقاومت ناگهانی در المان اتفاق خواهد افتاد.

در محدوده B-C که رفتار خمیری عضو را شاهد هستیم، همان محدوده‌ای است که المان غالباً با اتلاف انرژی زلزله به کمک تغییر شکل پلاستیک با اثر زلزله یا خرابی پیش‌رونده مقابله می‌نماید. حدود مجاز هر یک از سطوح عملکرد برای المان، عمدتاً در همین محدوده قرار گرفته و تغییر شکل‌های به وجود آمده در المان در اثر نیروی زلزله، با این حدود مجاز مقایسه می‌گردد.

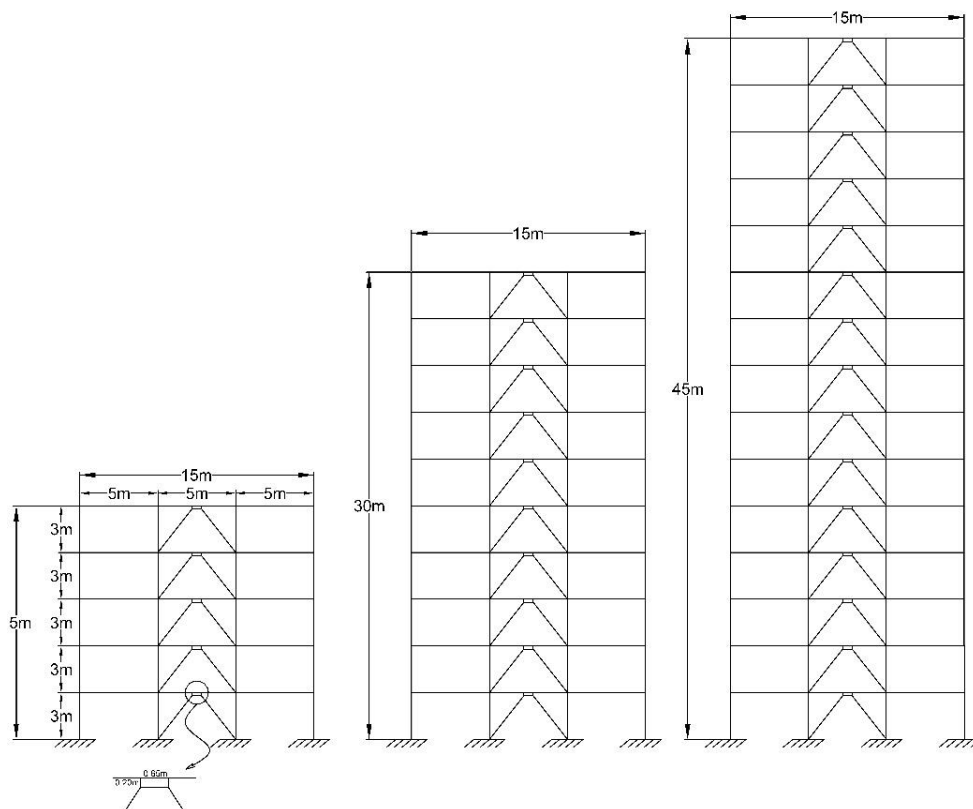
نرم‌افزار نیز با انجام همین کار و با نمایش هر یک از محدوده‌های عملکردی المان با یک رنگ مشخص، وضعیت مفاصل پلاستیک و میزان تغییر شکل به وجود آمده در هر یک از اعضای سازه را به خوبی مشخص می‌نماید.

نرم‌افزار مفصل قرار گرفته در محدوده A تا B (محدوده‌ای که هنوز مفصل تشکیل نشده و رفتار عضو خطی است) را به صورت بی‌رنگ نمایش می‌دهد. همچنین پس از تشکیل مفصل پلاستیک و جاری شدن تارهای مقطع، یعنی از نقطه B تا سطح عملکرد IO رنگ صورتی متمایل به بنفش، از IO تا LS رنگ آبی، از LS تا CP رنگ فیروزه‌ای و از CP تا نقطه C رنگ سبز نمایش داده خواهد شد. همچنین ناحیه C تا D (ناحیه افت مقاومت ناگهانی) به رنگ زرد و ناحیه D تا E (ناحیه مقاومت پسماند) به رنگ نارنجی خواهد بود. به این ترتیب این امکان در نرم‌افزارهای تحلیل غیرخطی فراهم است که با یک نمایش

ستون‌ها و دیوارهای باربر ثقیل عملکرد خود را حفظ می‌کنند. تغییر شکل‌های نسبی ماندگار زیاد است. برخی از خروجی‌ها مسدود خواهد شد و احتمال این که سازه در اثر پس‌لرزه‌ها فرو بریزد وجود دارد بنابراین تحت هر شرایطی می‌بایست از سکنه خالی شود. دیوارهای مهار نشده گسیخته شده یا حداقل دچار شکست اولیه می‌شود. همچنین خرابی گسترده‌ای در اعضای غیر سازه‌ای ایجاد می‌شود. آسیب‌های به وجود آمده و خطر تلفات جانی به‌طور قابل توجهی بیشتر از سازه‌های طرح از ابتدا خواهد بود.

نرم‌افزارهای مورد استفاده برای انجام تحلیل‌های غیرخطی مانند Sap2000 و Etabs، منحنی تلاش-تغییر شکل مربوط به تلاش‌های تغییر شکل-کنترل مختلف و همچنین معیارهای پذیرش آن را (با توجه به سطوح عملکرد انتخابی) از کاربر می‌گیرد و پس از انجام تحلیل آن‌ها را با هم مقایسه می‌نماید. در صورتی که المان در مقاطع آسیب‌پذیر خود (محل تعریف مفاصل پلاستیک) از هر یک از سطوح عملکرد عبور نماید، نرم‌افزار با تغییر رنگ مفصل پلاستیک، کاربر را از وضعیت موجود المان آگاه می‌سازد. در رابطه با بخش‌های مختلف شکل ۴ می‌توان گفت:

- ناحیه A\_B نشان‌دهنده رفتار خطی مقطع است و هنوز ترک خوردگی در مقطع المان به وجود نیامده است.
- نقطه B، نقطه‌ای است که تارهای کششی و فشاری مقطع جاری شده‌اند.
- از B تا C شاهد یک رفتار خمیری (پلاستیک) از مقطع عضو خواهیم بود.



شکل ۵. قاب‌های مورد مطالعه ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه

Fig. 5. The studied frames of 5, 10 and 15 story

است و در آن تیپ‌بندی مقاطع و طراحی لرزه‌ای برای سیستم ویژه در نظر گرفته شده است. اما قاب‌های مورد مطالعه برای خرابی پیش‌رونده طراحی نشده‌اند. مقاطع مورد استفاده برای اعضای قاب ۵ در جدول شماره ۱ و برای اعضای قاب ۱۰ طبقه در جدول شماره ۲ و برای قاب ۱۵ طبقه در جدول شماره ۳ آمده است.

#### ۶- کنترل مقاومت لرزه‌ای قاب‌ها

پس از تعریف مقاطع و تخصیص آن‌ها به اعضا و بارگذاری سازه، نسبت تنش در اعضا محاسبه گردید. جهت کنترل برای نمونه در شکل ۶ این مقادیر برای قاب ۵ طبقه نشان داده شده است. برای طراحی کلیه اعضای دهانه‌ی مهاربندی باید ضوابط طراحی لرزه‌ای رعایت گردد و طراحی مناسب به صورتی است که در وقوع زلزله تیرهای پیوند همچون فیوزهای سازه عمل کنند و دیگر اعضای دهانه مهاربندی به صورت الاستیک باقی بمانند. با توجه به طول ۲۰ سانتی‌متری تیرهای پیوند، رفتار آن‌ها به احتمال زیاد برشی است. دیگر اعضای دهانه‌ی مهاربندی

بصری جذاب و با رنگ‌های مختلف یک دید بسیار خوب از عملکرد کلی سازه حاصل شود.

#### ۵- معرفی پروژه

در این پژوهش سه قاب ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه دارای سیستم دوگانه "قاب خمشی ویژه-مهاربند واگرا ویژه" طبق شکل ۵ مورد مطالعه قرار گرفته است. سیستم مهاربندی واگرا شامل دو تیر پیوند قائم است. هر قاب دارای سه دهانه‌ی پنج‌متری بوده و ارتفاع طبقات سه متر لحاظ شده است و طول تیرهای پیوند ۲۰ سانتی‌متر است. کاربری سازه‌ها از نوع مسکونی است و محل بنای آن‌ها شهر تهران با خاک بستر نوع سوم است. از فولاد ST37 با مقاومت تسلیم  $F_y$  برابر  $2400 \text{ kg/cm}^2$  و مقاومت نهایی  $F_u$  برابر  $3700 \text{ kg/cm}^2$  استفاده شده است. بارگذاری ثقیلی مطابق با مبحث ششم مقررات ملی ساختمان [۳۰] و بارگذاری لرزه‌ای بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم [۳۱] انجام شده است. طراحی سازه‌ها بر مبنای مبحث دهم مقررات ملی ساختمان [۲۰] و با استفاده از مقاطع رایج در ایران انجام گردیده

جدول ۱. مقاطع مورد استفاده در قاب ۵ طبقه

Table 1. Sections used in the 5-story frame

طبقه	۱-۲	۳-۴	۵
تیرها کف	IPE330	IPE330	IPE300
تیرهای پیوند	IPE270	IPE240	IPE240
مهاربندها	2UPN140×20	2UPN120×20	2UPN120×20
ستون‌های کناری	IPB240	IPB220	IPB220
ستون‌های داخلی	IPB320	IPB280	IPB280

جدول ۲. مقاطع مورد استفاده در قاب ۱۰ طبقه

Table 2. Sections used in the 10-story frame

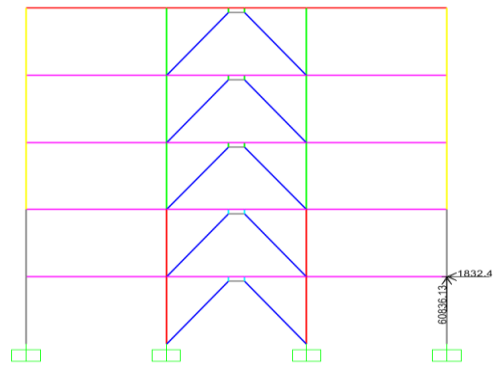
طبقه	۱	۲-۴	۵-۷	۸-۱۰
تیرهای کف	IPE360	IPE360	IPE360	IPE330
تیرهای پیوند	IPE330	IPE330	IPE300	IPE240
مهاربندها	2UPN160×30	2UPN160×30	2UPN160×25	2UPN140×25
ستون‌های کناری	IPB400	IPB400	IPB280	IPB220
ستون‌های داخلی	TUBO380×380×28	IPB900	IPB400	IPB280

جدول ۳. مقاطع مورد استفاده در قاب ۱۵ طبقه

Table 3. Sections used in the 5-story frame

طبقه	۱-۳	۴-۶	۷-۹	۱۰-۱۲	۱۳-۱۵
تیرها کف	IPE360	IPE360	IPE360	IPE330	IPE330
تیرهای پیوند	IPE330	IPE330	IPE300	IPE240	IPE240
مهاربندها	2UPN160×30	2UPN160×30	2UPN160×25	2UPN140×25	2UPN140×25
ستون‌های کناری	TUBO380×266×20	TUBO380×266×20	IPB400	IPB340	IPB220
ستون‌های داخلی	TUBO400×400×40	TUBO400×400×40	IPB700	IPB450	IPB340





شکل ۷. اعمال نیروهای داخل ستون شماره ۱۶ در جهت عکس به سازه

Fig. 7. Applying the internal forces of the column number 16 in the opposite direction to the structure

بارگذاری ثقلی بار ستون در جهت عکس نیز اعمال می‌شود. با انجام این کار با آن که ستون حذف شده است اما به علت وجود نیروی آن، حضور ستون شبیه‌سازی می‌شود. حذف ستون به کمک یک تابع پله‌ای انجام می‌شود که مدت‌زمان رسیدن به نیروی بیشینه در آن برابر با ۱۰٪ زمان تناوب مود اول سازه بدون ستون موردنظر است. برای خرابی پیش‌رونده میرایی ۱٪ مناسب است زیرا در خرابی پیش‌رونده با حذف ستون تنها یک سیکل بزرگ جابجایی وجود دارد و این‌گونه برداشت می‌گردد که میرایی مؤثر به‌مراتب کمتری نسبت به زلزله با تعداد سیکل زیاد وجود دارد. تحلیل خرابی پیش‌رونده در نرم‌افزار SAP به‌صورت دینامیکی و از ادامه بارگذاری اولیه صورت می‌پذیرد.

#### ۸- عملکرد قاب‌های مهارشده در خرابی پیش‌رونده

در این قسمت عملکرد قاب‌های طراحی‌شده، در برابر خرابی پیش‌رونده به کمک تحلیل دینامیکی غیرخطی تعیین می‌شود. به علت تقارن قاب‌ها کافی است تنها دو ستون از قاب حذف شود. ستون گوشه با شماره ۱۶، ستون میانی با شماره ۲۱، گره بالای ستون گوشه با شماره ۱۰ و گره بالای ستون میانی با شماره ۹ مشخص شده‌اند. نتایج تشکیل مفاصل برای سازه ۵ طبقه تحت حذف ستون داخلی در شکل ۸ نمایش داده شده است.

همان‌طور که مشاهده می‌شود تیرها سطح عملکرد L.S را تأمین کرده‌اند، اما همگی به‌جز در دهانه میانی وارد ناحیه غیرخطی شده‌اند. در تیرهای پیوند و مهاربندها نیز سطح عملکرد استفاده بی‌وقفه I.O وجود دارد. در پای هر سه ستون باقی‌مانده از سازه مفصل پلاستیک تشکیل شده

می‌شود. ضوابط پذیرش اعضا در [2] ASCE41 بر اساس منحنی رفتاری Backbone (و بارگذاری چرخه‌ای المان‌ها است حال آن‌که در GSA اعضا تنها یک نیم سیکل بارگذاری را تجربه می‌کنند بنابراین معیارهای پذیرش محافظه‌کارانه خواهند بود. پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش تیرها و ستون‌ها در خمش طبق [2] ASCE41 در جدول ۴ آمده است.

رفتار خمشی و برشی در تیرها از نوع تغییرشکل کنترل است. تلاش برشی در ستون‌ها نیرو کنترل است و رفتار توأم نیروی محوری-لنگرخمشی بر اساس نسبت نیروی محوری عضو به ظرفیت محوری کران پایین عضو می‌تواند نیرو کنترل یا تغییرشکل کنترل باشد. تیرهای پیوند رفتار غالب برشی دارند که به‌صورت تغییرشکل کنترل است. در بهسازی لرزه‌ای رفتار اعضای دهانه مهاربندی به‌جز تیر پیوند نیرو کنترل فرض می‌شود که به‌صورت محافظه‌کارانه است و برای اطمینان از این نکته است که در هنگام زلزله تنها تیر پیوند رفتار غیرخطی نشان دهد. از آنجایی که در این پژوهش نیاز به مدل‌سازی رفتار واقعی اعضا است، دهانه مهاربندی به‌صورت محافظه‌کارانه در نظر گرفته نمی‌شود و رفتار واقعی هر عضو مدل‌سازی می‌گردد.

در نرم‌افزار SAP خرابی پیش‌رونده به کمک قابلیت توالی ساخت مدل می‌شود. برای این منظور ابتدا سازه تحت ترکیبات بار ثقلی تحلیل می‌شود و نیروهای داخلی ستون موردنظر محاسبه می‌گردد. در ادامه این نیروها در جهت عکس به محل حذف ستون اعمال می‌گردد. بارگذاری اولیه برای حذف ستون به‌صورت تحلیل استاتیکی است و در گام اول کل سازه معرفی می‌گردد تا در گام دوم ستون موردنظر حذف شود. در گام سوم علاوه بر



جدول ۴. پارامترها و معیارهای پذیرش برای رفتار خمشی تیرها و ستونها در روش غیرخطی

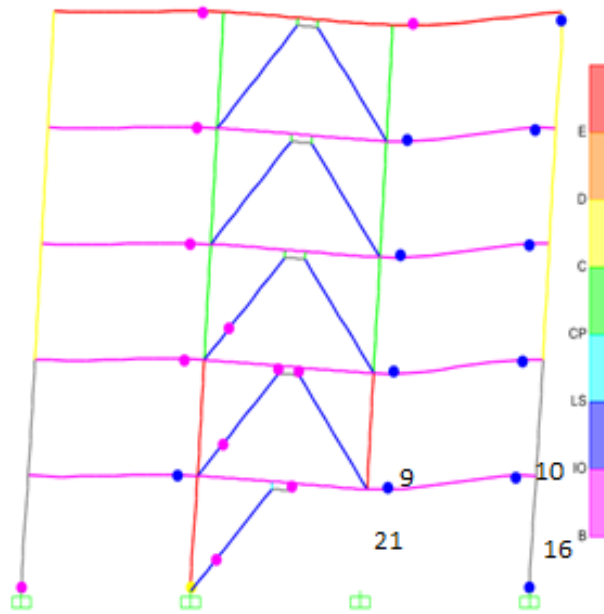
Table 4. Acceptance parameters and criteria for bending behavior of beams and columns in non-linear method

معیارهای پذیرش					پارامترهای مدل‌سازی			جزء / تلاش
زاویه‌ی چرخش خمیری، رادیان					نسبت تنش پس‌ماند	زاویه‌ی چرخش خمیری، رادیان		
اعضای غیراصلی		اعضای اصلی		کلیه‌ی اعضا		ب	ا	
CP	LS	CP	LS	IO	c	b	a	
<b>تیرها - در خمش</b>								
۱۱۰ <sub>y</sub>	۹۰ <sub>y</sub>	۸۰ <sub>y</sub>	۶۰ <sub>y</sub>	۰ <sub>y</sub>	۰/۶	۱۱۰ <sub>y</sub>	۹۰ <sub>y</sub>	الف: $\frac{h}{t_w} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ , $\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.3 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$
۴۰ <sub>y</sub>	۳۰ <sub>y</sub>	۳۰ <sub>y</sub>	۲۰ <sub>y</sub>	۰/۲۵۰ <sub>y</sub>	۰/۲	۶۰ <sub>y</sub>	۴۰ <sub>y</sub>	ب: $3.75 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \leq \frac{h}{t_w} \leq 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ یا $0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \leq \frac{b_f}{2t_f} \leq 0.76 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$
با استفاده از درون‌یابی خطی و کوچک‌ترین مقدار حاصل								ب: مقادیر $\frac{h}{t_w}$ یا $\frac{b_f}{2t_f}$ بین مقادیر داده‌شده در ردیف الف و ب
رفتار نیروکنترل								ت: $\frac{h}{t_w} \geq 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ , $\frac{b_f}{2t_f} \geq 0.76 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$
<b>ستون‌ها - در خمش (حول محور یا مصالح)</b>								
$P / P_{Cl} \leq 0.2$ برای								
۱۱۰ <sub>y</sub>	۹۰ <sub>y</sub>	۸۰ <sub>y</sub>	۶۰ <sub>y</sub>	۰ <sub>y</sub>	۰/۶	۱۱۰ <sub>y</sub>	۹۰ <sub>y</sub>	الف: $\frac{h}{t_w} \leq 1.76$ , $\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.3 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$
۴۰ <sub>y</sub>	۳۰ <sub>y</sub>	۳۰ <sub>y</sub>	۲۰ <sub>y</sub>	۰/۲۵۰ <sub>y</sub>	۰/۲	۶۰ <sub>y</sub>	۴۰ <sub>y</sub>	ب: $2.7 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \leq \frac{h}{t_w} \leq 4.4 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ یا $0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \leq \frac{b_f}{2t_f} \leq 0.76 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$
با استفاده از درون‌یابی خطی و کوچک‌ترین مقدار حاصل								ب: مقادیر $\frac{h}{t_w}$ یا $\frac{b_f}{2t_f}$ بین مقادیر داده‌شده در ردیف الف و ب
رفتار نیروکنترل								ت: $\frac{h}{t_w} \geq 4.4 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ , $\frac{b_f}{2t_f} \geq 0.76 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$
$0.2 < P / P_{Cl} \leq 0.50$ برای								
---	---	---	---	۰/۲۵۰ <sub>y</sub>	۰/۲	---	---	الف: $\frac{h}{t_w} \leq 1.52 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ , $\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.3 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$
۱/۲۰ <sub>y</sub>	۱/۲۰ <sub>y</sub>	۰/۸۰ <sub>y</sub>	۰/۵۰ <sub>y</sub>	۰/۲۵۰ <sub>y</sub>	۰/۲	۱/۵۰ <sub>y</sub>	۰ <sub>y</sub>	ب: $2.34 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \leq \frac{h}{t_w} \leq 3.8 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ یا $0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \leq \frac{b_f}{2t_f} \leq 0.76 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$
با استفاده از درون‌یابی خطی و کوچک‌ترین مقدار حاصل								ب: مقادیر $\frac{h}{t_w}$ یا $\frac{b_f}{2t_f}$ بین مقادیر داده‌شده در ردیف الف و ب
رفتار نیروکنترل								ت: $\frac{h}{t_w} \geq 3.8 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ , $\frac{b_f}{2t_f} \geq 0.76 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$

اما با حذف ستون میانی تحت خرابی پیش‌رونده جابجایی طبقات پایین‌تر افزایش می‌یابد زیرا جابجایی‌های طبقات بالای هر طبقه بر روی آن تجمیع می‌شود و علت آن نیز حذف ستون در طبقه همکف است. در سناریوی حذف ستون میانی حداکثر جابجایی قائم کل در طبقه آخر و برابر ۹٫۲۱ سانتی‌متر به دست آمد.

در شکل ۹ نمودار نیروی محوری اعضا با مقیاس یکسان نمایش داده

است که ستون محور ۲ وضعیت بدتری دارد. (محورها از چپ به راست شماره‌گذاری شده‌اند). رنگ این مفصل بیانگر آن است که افت مقاومت در عضو اتفاق افتاده است اما سطح عملکرد را به‌خوبی نشان نمی‌دهد. با توجه به شکل واضح است که مفصل سطح عملکرد L.S را تأمین کرده است، بنابراین سازه در برابر خرابی پیش‌رونده فرو نمی‌ریزد. با توجه به جدول ۵، جابجایی کف طبقات تحت بارگذاری ثقلی با افزایش ارتفاع، افزایش می‌یابد



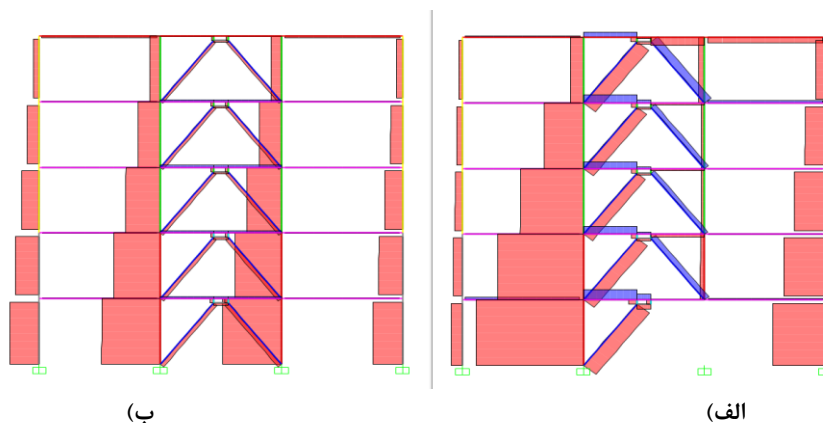
شکل ۸. تشکیل مفاصل سازه ۵ طبقه تحت حذف ستون داخلی

Fig. 8. The formation of the hinges of the 5-story structure under the removal of the inner column

جدول ۵. جابجایی و شتاب کف طبقات قاب ۵ طبقه مورد مطالعه تحت حذف ستون میانی

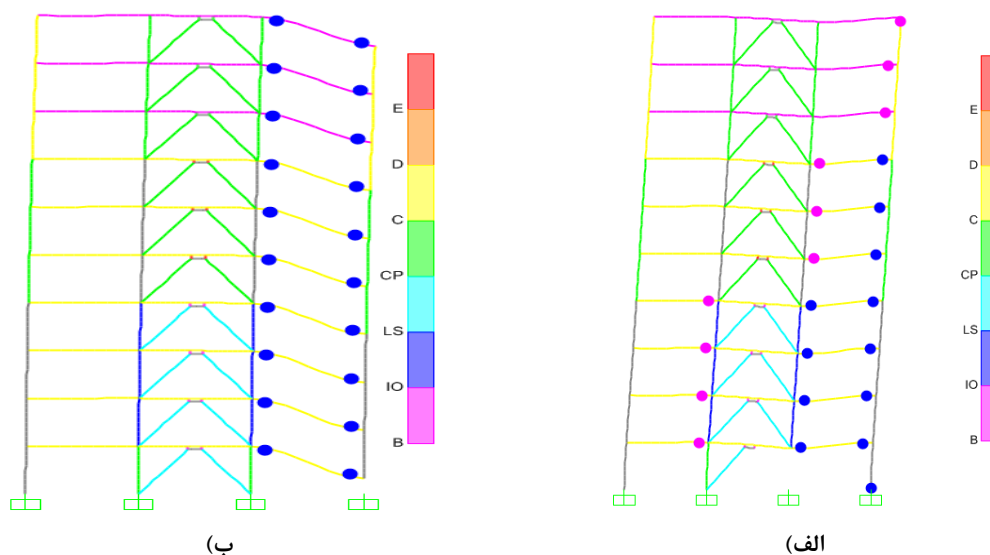
Table 5. Displacement and acceleration of the floors of the 5-story frames studied under the removal of the middle column

شتاب قائم با حذف ستون میانی (g)	شتاب افقی با حذف ستون میانی (g)	جابجایی کل (cm)	جابجایی کف طبقات با حذف ستون میانی تحت خرابی پیش‌رونده (cm)	جابجایی کف طبقات تحت بارگذاری ثقلی (cm)	طبقه
۰/۳۶	۰/۳۳	-۹/۱۶	-۹/۰۲	-۰/۱۴	۲
۰/۲۸	۰/۴۲	-۹/۱۷	-۸/۹۲	-۰/۲۵	۳
۰/۲۹	۰/۲۸	-۹/۱۸	-۸/۸۳	-۰/۳۵	۴
۰/۳۲	۰/۲۶	-۹/۱۹	-۸/۷۷	-۰/۴۲	۵
۰/۳۵	۰/۳۹	-۹/۲۱	-۸/۷۶	-۰/۴۵	۶



شکل ۹. نمودار نیروی محوری اعضا در پایان بارگذاریها (الف) پایان تحلیل خرابی پیش‌رونده (ب) پایان بارگذاری ثقلی

Fig. 9. Axial force diagram of members at the end of loading a) End of progressive collapse analysis b) End of gravity loading

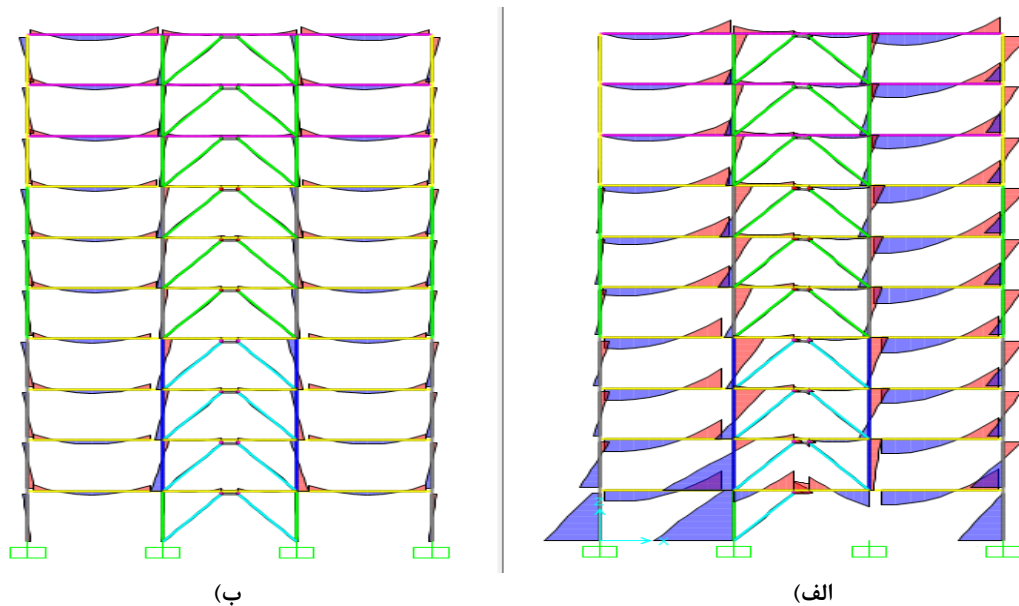


شکل ۱۰. تشکیل مفاصل تحت خرابی پیش‌رونده برای سازه ۱۰ طبقه (الف) حذف ستون داخلی (ب) حذف ستون گوشه

Fig. 10. Formation of hinges under progressive failure for a 10-story structure a) Removing the inner column b) Removing the corner column

با حذف ستون گوشه در سازه ۵ طبقه و انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی، در سازه مفاصل متعدد تشکیل می‌شود که سطح عملکرد C.P را عبور می‌کنند و در نهایت سازه فرو می‌ریزد. جمع‌بندی آن که در حالت حذف ستون میانی سطح عملکرد L.S برای سازه تأمین می‌شود، اما در حذف ستون کناری سازه فرو می‌ریزد. بنابراین در مجموع سازه ۵ طبقه رفتار مناسبی تحت

شده است که شکل الف نتایج برای بارگذاری خرابی پیش‌رونده و شکل ب نتایج برای پایان بارگذاری ثقلی است. به کمک این نمودار می‌توان ایجاد مسیر جایگزین و افزایش نیروی اعضا مجاور ستون حذف‌شده را مشاهده نمود. نمودارهای مشابه برای لنگر خمشی و نیروی برشی نیز قابل دریافت هستند.



شکل ۱۱. نمودار لنگر خمشی اعضا در پایان بارگذاریها (الف) پایان تحلیل خرابی پیش‌رونده (ب) پایان بارگذاری ثقلی

Fig. 11. Diagram of bending moment of members at the end of loading a) End of progressive collapse analysis b) End of gravity loading

موجود است که از سطح عملکرد I.O عبور کرده‌اند اما سطح عملکرد L.S تأمین شده است. در واقع در این حالت تیرهای دهانه سمت راست همچون فنرهای موازی همگام با یکدیگر کار می‌کنند و همگی در باربری قائم نقش دارند. جمع‌بندی آن‌که با توجه به هردو حالت حذف ستون، سطح عملکرد L.S در سازه ۱۰ طبقه تأمین می‌شود که عملکرد بسیار مناسبی است و سازه تحت خرابی پیش‌رونده نه‌تنها فرو نمی‌ریزد بلکه ایمنی جانی ساکنین نیز تأمین شده است. در شکل ۱۱ نمودار لنگر خمشی اعضا با مقیاس یکسان نمایش داده شده است که شکل الف نتایج برای پایان بارگذاری خرابی پیش‌رونده و شکل ب نتایج برای پایان بارگذاری ثقلی است. به کمک این نمودار می‌توان ایجاد مسیر جایگزین و افزایش نیروی اعضا مجاور ستون حذف‌شده را مشاهده نمود.

لازم به ذکر است که شکل ۱۲ از جداول ۶ و ۷ استخراج شده است. در شکل ۱۲ الف حداکثر جابجایی کف‌ها تحت بارگذاری ثقلی و خرابی پیش‌رونده نمایش داده شده است. جابجایی اولیه تحت بار ثقلی با افزایش ارتفاع افزایش می‌یابد که به علت جمع شدن جابجایی‌های طبقات پایین‌تر

خرابی پیش‌رونده ندارد و دچار فروریزش می‌شود. نتایج تشکیل مفاصل برای سازه ۱۰ طبقه تحت حذف ستون داخلی در شکل ۱۰ الف نمایش داده شده است. نتایج در این مورد با تفصیل بیشتری بررسی می‌شود. همان‌طور که مشاهده می‌شود تیرهای سازه سطح عملکرد L.S را تأمین کرده‌اند. واضح است که شرایط دو دهانه کناری بحرانی‌تر از دهانه میانی است و از بین این دو، دهانه سمت راست وضعیت بحرانی‌تری دارد، به طوری که به جز طبقه آخر در تمام طبقات مفصل پلاستیک تشکیل شده است. در مهاربندها و تیرهای پیوند هیچ‌گونه مفصلی تشکیل نشده است. همچنین در ستون‌های محور ۴ در طبقه اول و آخر مفصل ایجاد شده است اما در حد فروریزش سازه نیست و در ابتدای ناحیه غیرخطی است. در مجموع سازه سطح عملکرد L.S را تأمین کرده است و از این رو در برابر خرابی پیش‌رونده فرو نمی‌ریزد.

نتایج تشکیل مفاصل برای سازه ۱۰ طبقه تحت حذف ستون گوشه در شکل ۱۰ ب نمایش داده شده است. در این حالت در هیچ‌یک از ستون‌ها، مهاربندها و تیرهای پیوند مفصل پلاستیک تشکیل نشده است. در تیرهای دهانه‌ای که درست بالای ستون حذف‌شده قرار دارد بحرانی‌ترین شرایط

جدول ۶. جابجایی و شتاب کف طبقات قاب ۱۰ طبقه مورد مطالعه تحت حذف ستون میانی

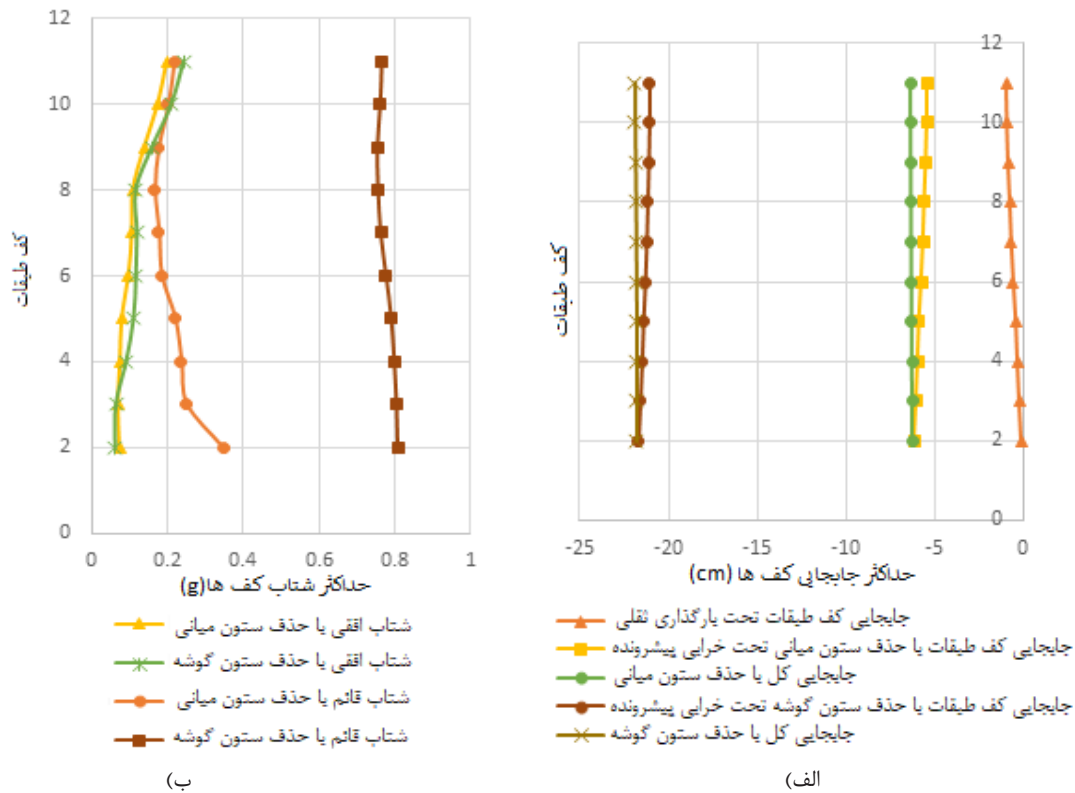
Table 6. Displacement and acceleration of the floors of the 10-story frames studied under the removal of the middle column

شتاب قائم با حذف ستون میانی (g)	شتاب افقی با حذف ستون میانی (g)	جابجایی کل (cm)	جابجایی کف طبقات با حذف ستون میانی تحت خرابی پیش‌رونده (cm)	جابجایی کف طبقات تحت بارگذاری ثقلی (cm)	طبقه
۰/۳۵	۰/۰۷	-۶/۲۵	-۶/۱۳	-۰/۱۲	۲
۰/۲۵	۰/۰۷	-۶/۲۶	-۶/۰۳	-۰/۲۳	۳
۰/۲۴	۰/۰۸	-۶/۲۷	-۵/۹۴	-۰/۳۳	۴
۰/۲۲	۰/۰۸	-۶/۲۸	-۵/۸۶	-۰/۴۲	۵
۰/۱۸	۰/۱۰	-۶/۳۰	-۵/۷۴	-۰/۵۶	۶
۰/۱۸	۰/۱۱	-۶/۳۱	-۵/۶۴	-۰/۶۷	۷
۰/۱۷	۰/۱۱	-۶/۳۲	-۵/۵۶	-۰/۷۶	۸
۰/۱۸	۰/۱۴	-۶/۳۵	-۵/۴۸	-۰/۸۷	۹
۰/۲۰	۰/۱۷	-۶/۳۶	-۵/۴۳	-۰/۹۳	۱۰
۰/۲۲	۰/۲۰	-۶/۳۷	-۵/۴۱	۰/۹۶	۱۱

جدول ۷. جابجایی و شتاب کف طبقات قاب ۱۰ طبقه مورد مطالعه تحت حذف ستون گوشه

Table 7. Displacement and acceleration of the floors of the 10-story frames studied under corner column removal

شتاب قائم با حذف ستون گوشه (g)	شتاب افقی با حذف ستون گوشه (g)	جابجایی کل (cm)	جابجایی کف طبقات با حذف ستون گوشه تحت خرابی پیش‌رونده (cm)	جابجایی کف طبقات تحت بارگذاری ثقلی (cm)	طبقه
۰/۸۱	۰/۰۶	-۲۱/۸۲	-۲۱/۷۰	-۰/۱۲	۲
۰/۸۱	۰/۰۶	-۲۱/۸۱	-۲۱/۵۹	-۰/۲۲	۳
۰/۸۰	۰/۰۹	-۲۱/۸۲	-۲۱/۵۰	-۰/۳۲	۴
۰/۷۹	۰/۱۱	-۲۱/۸۲	-۲۱/۴۲	-۰/۴۰	۵
۰/۷۸	۰/۱۲	-۲۱/۸۳	-۲۱/۳۳	-۰/۵۰	۶
۰/۷۶	۰/۱۲	-۲۱/۸۴	-۲۱/۲۵	-۰/۵۹	۷
۰/۷۶	۰/۱۲	-۲۱/۸۵	-۲۱/۱۹	-۰/۶۶	۸
۰/۷۶	۰/۱۶	-۲۱/۸۷	-۲۱/۱۳	-۰/۷۴	۹
۰/۷۶	۰/۲۱	-۲۱/۸۸	-۲۱/۰۹	-۰/۷۹	۱۰
۰/۷۷	۰/۲۴	-۲۱/۸۸	-۲۱/۰۷	-۰/۸۱	۱۱



شکل ۱۲. نتایج تحلیل خرابی پیش‌رونده برای سازه ۱۰ طبقه الف) حداکثر جابجایی کف‌ها تحت بارگذاری ثقیل و خرابی پیش‌رونده ب) حداکثر شتاب کف‌ها تحت بارگذاری خرابی پیش‌رونده

Fig. 12. The results of progressive collapse analysis for a 10-story structure a) Maximum displacement of floors under gravity loading and progressive collapse b) Maximum acceleration of floors under progressive collapse loading

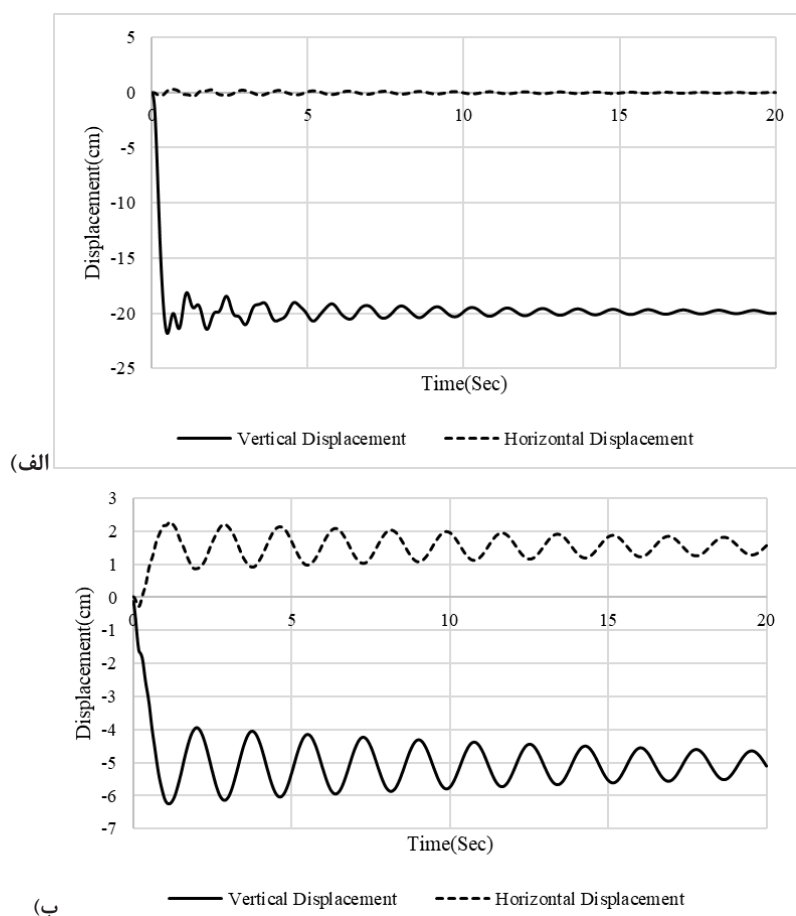
کناری و درنهایت انتقال بار به ستون‌ها، سازه به‌خوبی در برابر خرابی پیش‌رونده رفتار می‌کند. در حالت حذف ستون گوشه تنها تیرهای همان دهانه بار قابل توجه می‌برند. یعنی آنکه این تیرها با باربری خمشی و انتقال نیرو به ستون‌های محور ۲ مسیر جایگزین را تشکیل می‌دهند. در این حالت از ظرفیت دیگر دهانه‌ها چندان استفاده نمی‌شود و بنابراین مفاصل وضعیت بحرانی‌تری نسبت به حالت حذف ستون میانی خواهند داشت. جابجایی‌ها نیز به‌طور متناظر در این حالت بیشتر می‌باشند که برای سازه ۱۰ طبقه، جابجایی حالت حذف ستون گوشه حدود ۳ برابر حالت حذف ستون میانی است. در مجموع در این سیستم سازه‌ای حذف ستون کنار مهاربند نسبت به دیگر ستون‌ها وضعیت بهتری را رقم می‌زند.

در شکل ۱۲ ب حداکثر شتاب افقی و قائم کف‌ها تحت خرابی پیش‌رونده نمایش داده شده است. همان‌طور که از نمودارها برمی‌آید علاوه بر ارتعاش

از هر طبقه بوده و امری طبیعی است. در خرابی پیش‌رونده جابجایی قائم طبقات پایین‌تر بیشتر است، زیرا در این حالت برعکس بارگذاری ثقیل جابجایی‌های طبقات بالای هر طبقه بر روی آن تجمیع می‌شود و علت آن نیز حذف ستون در طبقه همکف است. جابجایی کل برای طبقات سازه ۱۰ طبقه تقریباً یکسان است. در سناریوی حذف ستون میانی حداکثر جابجایی قائم کل در طبقه آخر و برابر ۶٫۳۷ سانتیمتر و در سناریوی حذف ستون گوشه برابر ۲۱٫۸۸ سانتیمتر به دست آمد.

در حالتی که ستون میانی سازه حذف می‌شود به علت وجود سیستم مهاربندی و تیرهای پیوند، دهانه میانی سازه صلبیت و سختی زیادی خواهد داشت. این صلبیت باعث ایجاد عملکرد یکپارچه در کل سازه می‌شود و تیرهای پیوند با باربری برشی و مهاربندها با باربری محوری باعث ایجاد مسیر انتقال بار به دو دهانه کناری می‌شوند. با مشارکت تیرهای دو دهانه



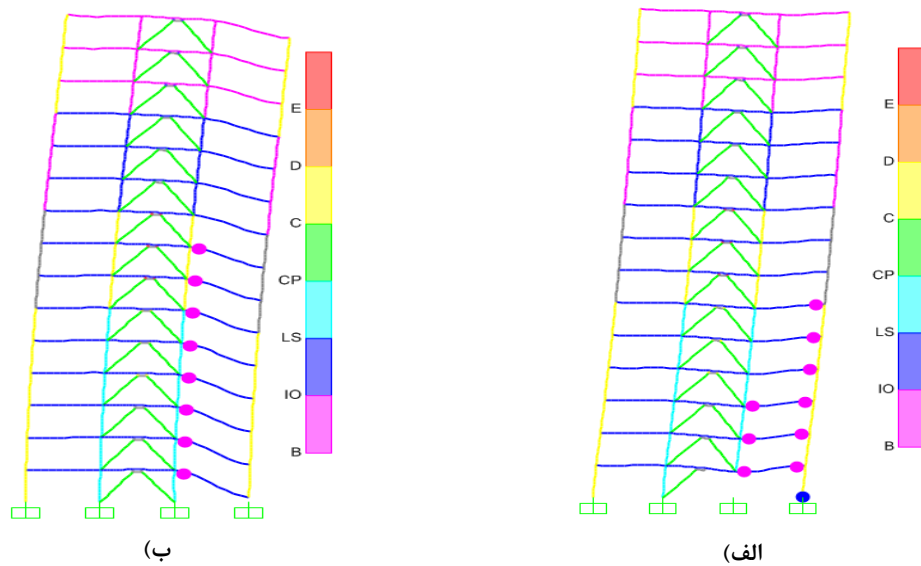


شکل ۱۳. جابجایی افقی و قائم گره‌های بالای ستون حذف‌شده الف) تاریخچه جابجایی افقی و قائم گره ۱۰ (بالای ستون حذف‌شده) در سناریوی حذف ستون گوشه ب) تاریخچه جابجایی افقی و قائم گره ۱۲ (بالای ستون حذف‌شده) در سناریوی حذف ستون میانی

**Fig. 13. Horizontal and vertical displacement of the nodes above the deleted column a) Horizontal and vertical displacement history of node 10 (above the deleted column) in the corner column removal scenario b) Horizontal and vertical displacement history of node 12 (above the deleted column) in the middle column removal scenario**

به شتاب و اجزای سازه‌ای نیز حساس به گریز نسبی طبقات دسته‌بندی می‌شوند. در سازه‌های با کاربری خاص، محتویات سازه می‌تواند ارزش بسیار بیشتری نسبت به خود سازه داشته باشد. بنابراین در صورتی که سیستم مهاربندی به نحوی در گوشه‌ها استفاده شود تا بتوان جابجایی و شتاب را کاهش داد، خسارت‌های سازه به نحو قابل توجهی کاهش می‌یابد. در شکل ۱۳ تاریخچه جابجایی افقی و قائم گره بالای ستون حذف‌شده در هر دو حالت نمایش داده شده است. نتایج گره ۱۰ مربوط به حذف ستون گوشه و نتایج گره ۱۲ مربوط به حذف ستون میانی است. همان‌طور که مشاهده می‌شود حداکثر جابجایی‌ها در همان سیکل اول رخ می‌دهد. اگر

قائم در سازه ارتعاش افقی نیز ایجاد می‌شود که اثرات آن به مراتب کمتر از ارتعاش قائم است. در حالت حذف ستون گوشه در کف طبقات شتاب قائم ایجاد می‌شود که مقدار آن بسیار قابل توجه است. اگرچه بیشتر خرابی‌ها در سیستم سازه‌ای ناشی از گریز نسبی طبقات و جابجایی‌ها است، اما شتاب می‌تواند خسارت زیادی به اجزای غیرسازه‌ای حساس به شتاب وارد کند. مؤلفه‌های حساس به خرابی شامل اجزای سازه‌ای، اجزای غیر سازه‌ای و اتصالات می‌شود. اجزای غیر سازه‌ای خود به دو گروه اجزای غیر سازه‌ای حساس به گریز نسبی طبقات مانند پارتیشن‌ها و اجزای غیر سازه‌ای حساس به شتاب مانند مخزن ذخیره آب دسته‌بندی می‌شوند. اسباب و اثاثیه حساس



شکل ۱۴. مفاصل پلاستیک تحت خرابی پیش‌رونده برای قاب ۱۵ طبقه با حذف الف) ستون میانی ب) ستون گوشه

**Fig. 14. Plastic Hinges under progressive collapse for 15-story frame by removing a) the inner column b) the corner column**

مهاربندها و تیرهای پیوند مفصل پلاستیک تشکیل نشده است. در تیرهای دهانه‌ای که درست بالای ستون حذف شده قرار دارد بحرانی‌ترین شرایط موجود است که در تیرهای ۸ طبقه اول مفصل پلاستیک تشکیل گردیده و سطح عملکرد I.O تأمین شده است. در واقع در این حالت تیرهای دهانه سمت راست همچون فنرهای موازی همگام با یکدیگر کار می‌کنند و همگی در باربری قائم نقش دارند. جمع‌بندی آن‌که با توجه به هر دو حالت حذف ستون، سطح عملکرد L.S در سازه ۱۵ طبقه تأمین می‌شود که عملکرد بسیار مناسبی است و سازه تحت خرابی پیش‌رونده نه‌تنها فرو نمی‌ریزد بلکه ایمنی جانی ساکنین نیز تأمین شده است. اما باید توجه شود که تمامی مفاصل در هر دو حالت حذف ستون، سطح عملکرد I.O را تأمین کرده‌اند به‌جز یک مفصل در پای ستون که این مفصل نیز تنها از مرز این سطح عملکرد عبور کرده است. بنابراین با اندک تغییرات در طراحی سازه ۱۵ طبقه می‌توان به سطح عملکرد I.O نیز دست پیدا کرد که یک رفتار فوق‌العاده مناسب در برابر خرابی پیش‌رونده است.

در شکل ۱۵ که از جداول ۸ و ۹ استخراج شده، حداکثر جابجایی کف‌طبقات تحت بارگذاری ثقیل و خرابی پیش‌رونده نشان داده شده است. در حالتی که ستون میانی سازه حذف می‌شود به علت وجود سیستم مهاربندی و

سازه در سیکل‌های ابتدایی ارتعاش دوام بیاورد در ادامه ارتعاش میرا می‌شود و سازه به پایداری می‌رسد. همچنین جابجایی افقی سازه بسیار کمتر از جابجایی قائم است و حذف ستون گوشه حالت بحرانی‌تری نسبت به حذف ستون میانی رقم می‌زند. تنها در حالت حذف ستون میانی که تقارن سازه برهم می‌خورد جابجایی افقی نسبت به حذف ستون گوشه افزایش خواهد داشت.

تشکیل مفاصل برای سازه ۱۵ طبقه تحت حذف ستون داخلی در شکل ۱۴ الف نمایش داده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود تیرهای سازه سطح عملکرد I.O را تأمین کرده‌اند که نشان‌دهنده رفتار بسیار مناسبی است و همچنین فقط در شش تیر دهانه سمت راست مفصل تشکیل شده است. در مهاربندها و تیرهای پیوند هیچ‌گونه مفصلی تشکیل نشده است. همچنین در ستون‌های محور ۴ در طبقه اول مفصل ایجاد شده اما در حد فروریزش سازه نیست، در ابتدای ناحیه غیرخطی است و سطح عملکرد ایمنی جانی را تأمین می‌کند. در مجموع سازه سطح عملکرد L.S را تأمین کرده است و از این‌رو در برابر خرابی پیش‌رونده فرو نمی‌ریزد.

نتایج تشکیل مفاصل برای سازه ۱۵ طبقه تحت حذف ستون گوشه در شکل ۱۴ ب نمایش داده شده است. در این حالت در هیچ‌یک از ستون‌ها،

جدول ۸. جابجایی و شتاب کف طبقات قاب ۱۵ طبقه با حذف ستون میانی

Table 8. Displacement and acceleration of the floors of the 15-story frames under the removal of the middle column

شتاب قائم با حذف ستون میانی (g)	شتاب افقی با حذف ستون میانی (g)	جابجایی کل (cm)	جابجایی کف طبقات با حذف ستون میانی تحت خرابی پیش‌رونده (cm)	جابجایی کف طبقات تحت بارگذاری ثقیلی (cm)	طبقه
۰/۳۵	۰/۰۵	-۳/۷۷	-۳/۶۴	-۰/۱۳	۲
۰/۲۵	۰/۰۴	-۳/۷۷	-۳/۵۳	-۰/۲۴	۳
۰/۲۱	۰/۰۵	-۳/۷۸	-۳/۴۳	-۰/۳۵	۴
۰/۲۱	۰/۰۵	-۳/۸۰	-۳/۳۵	-۰/۴۵	۵
۰/۱۹	۰/۰۶	-۳/۸۲	-۳/۲۸	-۰/۵۴	۶
۰/۱۷	۰/۰۷	-۳/۸۳	-۳/۲۱	-۰/۶۲	۷
۰/۱۶	۰/۰۷	-۳/۸۷	-۳/۱۱	-۰/۷۶	۸
۰/۱۵	۰/۰۷	-۳/۹۱	-۳/۰۳	-۰/۸۸	۹
۰/۱۳	۰/۰۸	-۳/۹۶	-۲/۹۷	-۰/۹۹	۱۰
۰/۱۲	۰/۰۹	-۴/۰۲	-۲/۹۰	-۱/۱۲	۱۱
۰/۱۲	۰/۰۹	-۴/۰۸	-۲/۸۶	-۱/۲۲	۱۲
۰/۱۲	۰/۱۰	-۴/۱۳	-۲/۸۳	-۱/۳۰	۱۳
۰/۱۴	۰/۱۰	-۴/۱۹	-۲/۸۱	-۱/۳۸	۱۴
۰/۱۵	۰/۱۲	-۴/۲۳	-۲/۸۰	-۱/۴۳	۱۵
۰/۱۶	۰/۱۴	-۴/۲۵	-۲/۷۹	-۱/۴۶	۱۶

افزایش یافته و اثرات جابجایی تحت بار ثقیلی مهم شده است. همچنین جابجایی‌ها در مقایسه با سازه ۱۰ طبقه بسیار کاهش یافته است که بیانگر اثر مثبت افزایش ارتفاع در رفتار برابر خرابی پیش‌رونده است. در سناریوی حذف ستون میانی حداکثر جابجایی قائم کل در طبقه آخر و برابر ۴٫۲۵ سانتیمتر و در سناریوی حذف ستون گوشه برابر ۷٫۶۵ سانتیمتر به دست آمد.

### ۹- صحت سنجی موقعیت مفاصل پلاستیک

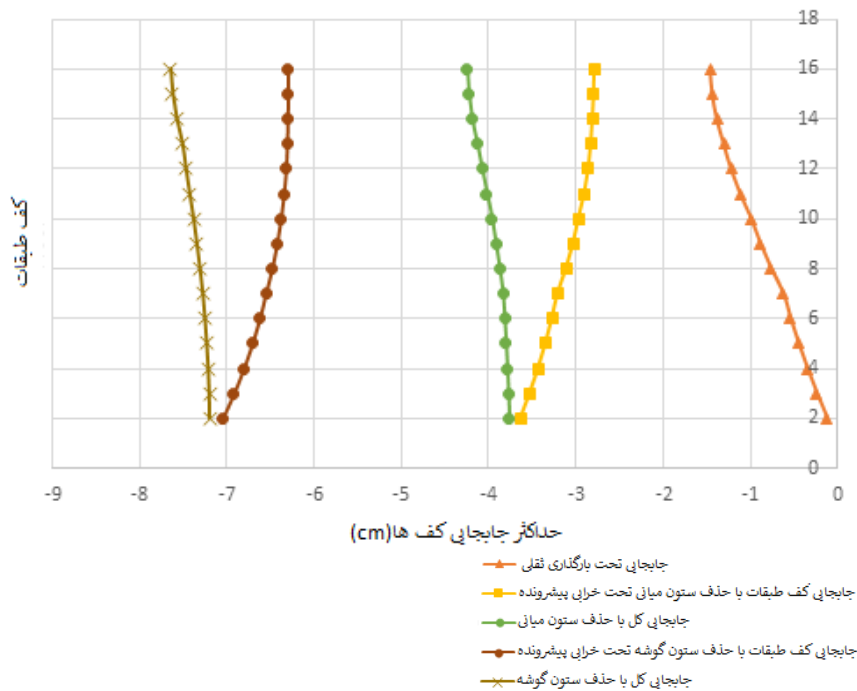
مکان مفاصل پلاستیک در کلیه قاب‌ها با [2] ASCE41 صحت‌سنجی گردیده است. مفاصل پلاستیک ارائه شده در [2] ASCE41 بر اساس آزمایش و برآورد عملکرد لرزه‌ای اعضا تحت بارگذاری چرخه‌ای بوده که بزرگای آن افزایش می‌یابد. رفتار این مفاصل به شکل منحنی رفتاری است که با پارامترهای  $a$ ،  $b$  و  $c$  تعریف می‌شود. در خرابی پیش‌رونده اعضا تنها یک نیم سیکل بارگذاری را تجربه می‌کنند که در مورد سازه‌های

تیرهای پیوند، دهانه میانی سازه صلبیت و سختی زیادی خواهد داشت. این صلبیت باعث ایجاد عملکرد یکپارچه در کل سازه می‌شود و تیرهای پیوند با باربری برشی و مهاربندها با باربری محوری باعث ایجاد مسیر انتقال بار به دو دهانه کناری می‌شوند. با مشارکت تیرهای دو دهانه کناری و درنهایت انتقال بار به ستون‌ها سازه به خوبی در برابر خرابی پیش‌رونده رفتار می‌کند. در حالت حذف ستون گوشه تنها تیرهای همان دهانه بار قابل توجه می‌برند. یعنی آنکه این تیرها با باربری خمشی و انتقال نیرو به ستون‌های محور ۲ مسیر جایگزین را تشکیل می‌دهند. در این حالت از ظرفیت دیگر دهانه‌ها کمتر استفاده می‌شود و بنابراین مفاصل وضعیت بحرانی تری نسبت به حالت حذف ستون میانی خواهند داشت. در مجموع در این سیستم سازه‌ای حذف ستون کنار مهاربند نسبت به دیگر ستون‌ها وضعیت بهتری را رقم می‌زند. نکته مهم آن که با توجه به رفتار بسیار مناسب این سازه، اثر خرابی پیش‌رونده بر آن بسیار کم است. به نحوی که جابجایی‌های کل در سازه با افزایش ارتفاع،

جدول ۹. جابجایی و شتاب کف طبقات قاب ۱۵ طبقه با حذف ستون گوشه

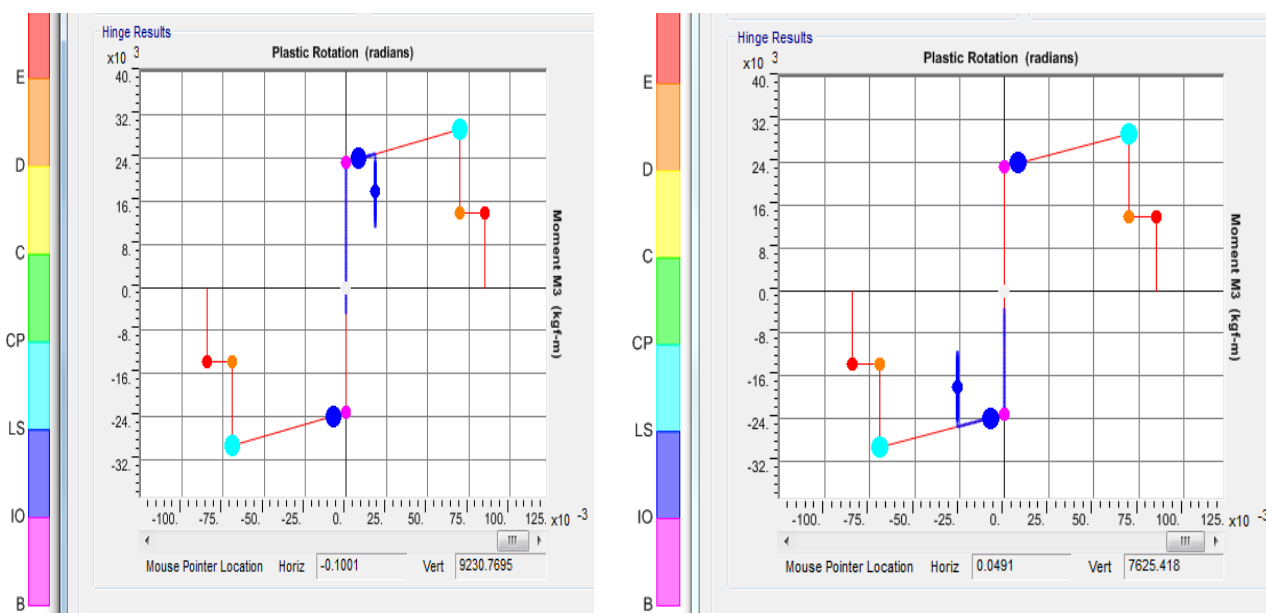
Table 9. Displacement and acceleration of the floors of the 15-story frames under the removal of the corner column

شتاب قائم با حذف ستون گوشه (g)	شتاب افقی با حذف ستون گوشه (g)	جابجایی کل (cm)	جابجایی کف طبقات با حذف ستون گوشه تحت خرابی پیش‌رونده (cm)	جابجایی کف طبقات تحت بارگذاری ثقلی (cm)	طبقه
۰/۵۸	۰/۰۵	-۷/۱۹	-۷/۰۵	-۰/۱۴	۲
۰/۵۷	۰/۰۴	-۷/۲۰	-۶/۹۲	-۰/۲۸	۳
۰/۵۷	۰/۰۶	-۷/۲۰	-۶/۸۰	-۰/۴۰	۴
۰/۵۷	۰/۰۸	-۷/۲۳	-۶/۷۱	-۰/۵۲	۵
۰/۵۶	۰/۰۹	-۷/۲۴	-۶/۶۲	-۰/۶۲	۶
۰/۵۶	۰/۱۰	-۷/۲۷	-۶/۵۵	-۰/۷۲	۷
۰/۵۶	۰/۱۰	-۷/۳۰	-۶/۴۸	-۰/۸۲	۸
۰/۵۶	۰/۱۰	-۷/۳۵	-۶/۴۳	-۰/۹۲	۹
۰/۵۶	۰/۰۹	-۷/۳۸	-۶/۳۸	-۱/۰۰	۱۰
۰/۵۸	۰/۰۷	-۷/۴۳	-۶/۳۵	-۱/۰۸	۱۱
۰/۶۱	۰/۰۹	-۷/۴۷	-۶/۳۲	-۱/۱۵	۱۲
۰/۶۴	۰/۱۰	-۷/۵۱	-۶/۳۱	-۱/۲۰	۱۳
۰/۷۰	۰/۱۴	-۷/۵۷	-۶/۳۰	-۱/۲۷	۱۴
۰/۷۵	۰/۱۷	-۷/۶۲	-۶/۳۰	-۱/۳۲	۱۵
۰/۷۸	۰/۱۸	-۷/۶۵	-۶/۳۰	-۱/۳۵	۱۶



شکل ۱۵. حداکثر جابجایی کفها تحت بارگذاری ثقلی و خرابی پیش‌رونده برای سازه ۱۵ طبقه

Fig. 15. Maximum displacement of floors under gravity loading and progressive failure for a 15-story structure



(ب)

(الف)

شکل ۱۶. رفتار مفاصل خمشی در تیر با بیشترین لنگر برای سازه ۵ طبقه با حذف ستون داخلی الف) مفصل سمت راست تیر ب) مفصل سمت چپ تیر

Fig. 16. The behavior of the bending hinges in the beam with the most moment for the 5-story structure in removing the internal column a) Right hinge of the beam b) left hinge of the beam

۱- در قاب ۵ طبقه تحت خرابی پیش‌رونده، فروریزش رخ می‌دهد و رفتار سازه مناسب نیست. در قاب ۱۰ طبقه علاوه بر آنکه سازه فرو نمی‌ریزد و در برابر خرابی پیش‌رونده رفتار کافی دارد سطح عملکرد L.S (ایمنی جانی) تأمین می‌شود که این رفتار بسیار مناسب است. در سازه ۱۵ طبقه تمامی مفاصل سطح عملکرد I.O را تأمین می‌کنند به جز یک مفصل در پای ستون که در مرز سطح عملکرد L.S است و از آن عبور کرده است. این مفصل در پای ستون طبقه اول قرار دارد. بنابراین با کمی تقویت این ستون می‌توان سطح عملکرد I.O را نیز تأمین کرد. در مجموع با افزایش ارتفاع، رفتار سازه بهتر می‌شود. بهبود رفتار سازه با ارتفاع در مورد قاب‌های خمشی توسط عدنان و همکاران [۴] نیز مطرح شده است.

۲- در قاب ۱۵ طبقه، با بهبود رفتار سازه با افزایش ارتفاع، در ارتفاع‌های زیاد سازه می‌تواند سطح عملکرد I.O را تأمین کند.

۳- در سناریوی حذف ستون میانی، حداکثر جابجایی قائم در طبقه آخر و در قاب ۵ طبقه برابر ۹/۲۱ سانتی‌متر به دست آمد.

۴- در سناریوی حذف ستون میانی در قاب ۱۰ طبقه حداکثر جابجایی قائم در طبقه آخر برابر ۶/۳۷ سانتی‌متر به دست آمد.

مورد پژوهش نیز صحت آن بررسی گردید. به بیان دیگر تنها یک نیم سیکل ماکزیمم وجود دارد و در سیکل‌های بعد دامنه ارتعاش کم می‌شود. از طرفی نوسان تلاش‌ها تنها در یک جهت رخ می‌دهد و مدام تغییر علامت ندارد. بنابراین نیاز به بررسی رفتار رفت و برگشتی اعضا وجود ندارد و تنها کافی است رفتار یک‌طرفه آن‌ها یا همان منحنی رفتاری بررسی شود. به عنوان نمونه رفتار مفاصل پلاستیک دو سر تیر دهانه سمت راست طبقه اول قاب ۵ طبقه در حالت حذف ستون میانی در شکل ۱۶ نمایش داده شده است.

مطابق این شکل‌ها، رفتار کاملاً بر اساس منحنی رفتاری است و همچنین به علت وجود نیم سیکل اول بارگذاری و کاهش دامنه ارتعاش در سیکل‌های بعد و عدم تغییر علامت مداوم لنگر رفتار چرخه‌ای مشاهده نمی‌شود. بنابراین صحت رفتار مفاصل تحت خرابی پیش‌رونده تأیید می‌گردد.

#### ۱۰- نتیجه‌گیری

در این مقاله عملکرد قاب‌های ۱۰، ۵ و ۱۵ طبقه به کمک دستورالعمل GSA2013 و با روش تعریف مفاصل پلاستیک در برابر خرابی پیش‌رونده بررسی گردید و نتایج ذیل حاصل شد:

- 160.
- [4] R. Gomelskaya, Dynamic amplification factor for moment resisting frames in progressive collapse, Thesis: M. Eng., Massachusetts Institute of Technology, Department of Civil and Environmental Engineering, (2014).
- [5] M. Muhmoudi, T. Teimoori, H. Kozani, Presenting displacement-based nonlinear static analysis method to calculate structural response against progressive collapse. *International Journal of Civil Engineering*, 13(4) (2015) 478-485.
- [6] A. McKay, M. Gomez, K. Marchand, Non-Linear Dynamic Alternate Path Analysis for Progressive Collapse: Detailed Procedures Using UFC 4-023-03 (Revised July 2009). Reported by Protection Engineering Consultants: Castle Hills, TX, USA, (2010).
- [7] A.B. Adnan, I. Faridmehr, B. Faramanbordar, R. Hodjati, M. Gharehzadeh Shirazi, A.B.A. Rahman, Assessment the Behavior of Seismic Designed Steel Moment Frames Subjected to Progressive Collapse, *Research Journal of Applied Sciences, Engineering and Technology* 7.10 (2014) 2135-2144.
- [8] E. Fehling, W. Pauli, J.G. Bouwkamp, Use of vertical shear-links in eccentrically braced frames, *Earthquake Engineering*, 10th World Conference, Balkema, Rotterdam, (1992) 4475.
- [9] S.M. Zahrai, Behavior of Vertical Link Beam in Steel Structures. Building & Housing Research Center, BHRC Publication No. R-515, (2009). (In Persian).
- [10] R. Montuori, E. Natri, V. Piluso, Influence of the bracing scheme on seismic performances of MRF-EBF dual systems, *Journal of Constructional Steel Research*, 132 (2017) 179-190.
- [11] R. Rahnavard, A. Hassanipour, M. Suleiman, A. Mokhtari, Evaluation on eccentrically braced frame with single and double shear panels, *Journal of Building Engineering*, 10 (2017) 13-25.
- ۵- در سناریوی حذف ستون میانی در قاب ۱۵ طبقه حداکثر جابجایی قائم در طبقه آخر برابر ۴/۲۵ سانتی متر به دست آمد. جهت مقایسه سناریوی حذف ستون گوشه نیز بررسی گردید که نتایج زیر به دست آمد:
- ۶- در سناریوی حذف ستون گوشه در قاب ۵ طبقه حداکثر جابجایی قائم به علت فروریزش نامشخص بود.
- ۷- در سناریوی حذف ستون گوشه حداکثر جابجایی قائم در قاب ۱۰ طبقه برابر ۲۱/۸۸ سانتی متر به دست آمد.
- ۸- در سناریوی حذف ستون گوشه حداکثر جابجایی قائم و در قاب ۱۵ طبقه برابر ۷/۶۵ سانتی متر به دست آمد.
- با مقایسه نتایج فوق مشخص می گردد بیشترین تغییر شکل در بالاتری طبق اتفاق افتاده و همچنین سناریوی حذف ستون گوشه بحرانی تر از سناریوی حذف ستون میانی است.
- ۹- طبق نتایج تحقیق در قاب ۱۰ و ۱۵ طبقه هیچ گونه مفصل پلاستیک در تیرهای پیوند و مهاربندی ها مشاهده نگردید. اما در قاب ۵ طبقه مفصل پلاستیک در طبقه اول و دوم در سناریوی حذف ستون گوشه میانی مشاهده شد. می توان گفت، تیرهای پیوند و مهاربندها باربری قابل توجهی در خرابی پیش رونده دارند و باعث ایجاد عملکرد یکپارچه در اعضا می شود همچنین در بهبود رفتار مؤثر می باشند. باین حال با افزایش طبقات در آن ها مفصل تشکیل نخواهد شد که به این معنا است که ظرفیت لرزه ای فراهم شده در طراحی آن ها برای خرابی پیش رونده بسیار مناسب است. پیکربندی خاص و طول کم تیرهای پیوند رفتار برشی آن ها را تضمین می کند.

## منابع

- [1] GSA, Alternate Path Analysis & Design Guidelines for Progressive Collapse Resistance, United States General Services Administration, US Washington, DC (2013).
- [2] R. Pekelnicky, C. Poland, ASCE 41-13: Seismic evaluation and retrofit of existing buildings, SESOC 2012 Convention, (2012).
- [3] M. Aldo, K. Marchand, M. Diaz, Alternate path method in progressive collapse analysis: Variation of dynamic and nonlinear load increase factors, *Practice Periodical on Structural Design and Construction* 17.4 (2012) 152-



- Iranian National Building Code, Part 10. (2013). (In Persian).
- [21] ANSI, A., AISC 341-16, Seismic provisions for structural steel buildings, American Institute of Steel Construction. Inc.: Chicago, IL, (2016).
- [22] M.D. Engelhardt, E.P. Popov, Experimental performance of long links in eccentrically braced frames, *J. Struct. Engrg., ASCE*, 118(11) (1992) 3067-3088.
- [23] American Institute of Steel Construction, AISC 2002, Load and resistance factor design, Manual of Steel Construction, (2002).
- [24] J.G. Boukamp, M.G. Vetr, Design of Eccentrically Braced test frame with vertical shear link, *Proceedings of the 2nd Int. Con. On Earthquake Resistant Construction and Design*, Berlin, June (1994).
- [25] UFC. United facilities criteria design of buildings to resist progressive collapse (UFC 4-023-03). Washington (DC): Department of Defense; (2009).
- [26] GSA, Progressive collapse analysis and design guidelines for new federal office buildings and Major modernization projects. The U.S. General-Services-Administration, (2003).
- [27] Instruction for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings (92/131010). (In Persian)
- [28] Recommended Lateral Force Requirements and Tentative Commentary, Seismology Committee, Structural Engineers Association of California, (1998).
- [29] International building code (2003). IBC2003, Whittier, California.
- [30] Iranian National Building Code. Applied Loads on Buildings. Part 6. Tehran, Iran: Ministry of Roads & Urban Development; (2019). (In Persian)
- [31] Code IS. Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings 2800. 4th ed. Tehran, Iran: Ministry of Roads & Urban Development; (2014). (In Persian)
- [12] M.G. Vetr, A. Ghamari, J. Bouwkamp, Investigating the nonlinear behavior of Eccentrically Braced Frame with vertical shear links (V-EBF), *Journal of Building Engineering*, 10 (2017) 47-59.
- [13] N. Hoveidae, B. Habibi Pourzare, Comparison of Progressive Collapse Capacity of Steel Moment Resisting Frames and Dual Systems with Buckling Retrained Braces. *Journal of Rehabilitation in Civil Engineering*. 7(4) (2019) 37-56.
- [14] M. Musavi, M. Sheidaii, Comparison of seismic and gravity progressive collapse in dual systems with special steel moment-resisting frames and braces. *Journal of Civil and Environmental Engineering* 109(54).4 (2023) 161-151.
- [15] Y. Tian, K. Lin, L. Zhang, X. Lu, H. Xue, Novel seismic–progressive collapse resilient super-tall building system, *Journal of Building Engineering*, Volume 41, (2021).
- [16] X.Y. Liu, W.H. Qin, Z.D. Xu, Z. Xi, Z. Zhang, Investigation on the progressive collapse resistance of three-dimensional concrete frame structures reinforced by steel-FRP composite bar, *Journal of Building Engineering*, Volume 59,(2022).
- [17] G. Ravichandra, T. Nagapura Chandan, Progressive collapse of irregular RC building, *Materials Today: Proceedings*, 62(12), Part 12, (2022), 6768-6775.
- [18] P. Kumar, S. Lavendra, T. Raghavendra, Progressive collapse resistance of reinforced concrete frame structures subjected to column removal scenario, *Materials Today: Proceedings*, Volume 61, Part 2,(2022), 264-274.
- [19] D.Y Kong, B. Yang, M. Elchalakani, K. Chen, L.M. Ren, Progressive collapse resistance of 3D composite floor system subjected to internal column removal: Experiment and numerical simulation, *Journal of Constructional Steel Research*, Volume 172, (2020).
- [20] INBC. Design and Construction of Steel Structures. Tehran: Ministry of Housing and Urban Development,

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

H. Alimadadi, S. Sh. Emamzadeh, Evaluation of Eccentrically Braced Steel Frames with Double Vertical Link Beam under Progressive Collapse, Amirkabir J. Civil Eng., 55(6) (2023) 1195-1218.

DOI: 10.22060/ceej.2023.21429.7721

