



Damage Evaluation of Steel Moment and Buckling Restrained Braces Frames under Critical Successive Earthquakes

H. Banijamali¹, E. Rajabi², Gh. Ghodrati Amiri¹

¹Natural Disasters Prevention Research Center, School of Civil Engineering, Iran University of Science & Technology, Tehran, IRAN

² Department of Civil Engineering, Tafresh University, Tafresh, Iran.

ABSTRACT: In seismic active zones, structures are often exposed to successive earthquakes. Seismic sequence phenomenon refers to the occurrence of repeated earthquakes with significant PGA shortly after the first earthquake. Vulnerability of steel structures with buckling restrained brace (BRB) subjected to successive earthquakes consisting of main shock and critical aftershocks indicates that the effect of consecutive earthquakes, depending on their intensity, has significant effects on structural failure. For this purpose, 2D steel moment and buckling restrained brace frames with 3, 7 and 11-story are designed based on Iranian Standard 2800 (Fourth Edition). In the following, studied frames are implemented in OPENSEES software and analyzed under single and critical successive earthquakes after verification. Based on the results of nonlinear dynamic analysis, the Park-Ang damage index was calculated for all frames and after processing the output results in MATLAB software, the final results were reported. The results show that in all frames, successive earthquakes increased the damage index due to the accumulation of damage in the elements due to stiffness and strength degradation. It has also been observed that the ratio of increased damage in the steel moment frame caused by consecutive compared to single case was higher rather than the BRB frames. That is, considering the BRB has reduced the ratio of this failure under consecutive earthquakes.

Review History:

Received: Mar. 04, 2022

Revised: Nov. 05, 2022

Accepted: Feb. 16, 2023

Available Online: Mar. 05, 2023

Keywords:

Critical Successive Earthquakes

park-Ang damage index

steel moment frame

buckling restrained brace frame

nonlinear dynamic analysis

1- Introduction

Earthquakes occur due to the storage of large amounts of energy inside the earth and their sudden release due to the rapid rupture of faults in the earth's crust in a short period of time. Minor earthquakes usually occur before the main earthquake, releasing some of this stored energy. The set of these earthquakes is called pre-shocks. Also, large earthquakes are usually accompanied by a number of shocks with less intensity called aftershocks. Aftershocks may occur within a few minutes to several months after the main earthquake and sometimes have a magnitude close to the magnitude of the main earthquake [1]. The occurrence of several consecutive earthquakes with a short time interval in an area is called the seismic sequence phenomenon. The mentioned successive earthquakes have a significant maximum acceleration and often include foreshock, main shock and aftershock. Due to the short time interval between the occurrences of two earthquakes, there is often no opportunity to improve and repair the structure, and the damaged structure exposed to the main earthquake suffers more severe damages when faced with a strong aftershock. In such a way, there is even a possibility of the structure collapsing. Since Iran is located on the Alpine-Himalayan seismic belt, it has many faults and is exposed to earthquakes containing seismic sequences. Moreover, statistics evidence of the past earthquakes also

shows that many shocks have occurred in this region. For this reason, despite what is often assumed in the Seismic Design Codes such as Iran Standard 2800, it is necessary to investigate the seismic performance of structures under this phenomenon. Unfortunately, structures are still designed according to the modern seismic codes which only apply a single earthquake. On the other hands, the design earthquake is defined as a single event while ignoring the occurrence of successive earthquakes causes an increase in casualties, injuries and damage to the structure. This paper evaluates the damage in steel moment and buckling restrained braces frames under critical successive earthquakes

2- Critical Successive Scenarios

In general, choosing appropriate scenarios to apply structures is always one of the most important problems and challenges faced by researchers and engineers in seismic evaluations. In this regard, many factors affect the selection of appropriate accelerograms; As an example, we can mention the magnitude of the earthquake, intensity, distance or proximity to the fault, duration of the earthquake, frequency content, etc. In 2005 [2], during a study, Gohdra Amiri and Manochehri Dana introduced the maximum effective acceleration (EPA) parameter as a suitable criterion for selecting critical seismic scenarios. Therefore, in this paper, the successive shocks are selected based on the EPA parameter. For this purpose,

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



Copyrights for this article are retained by the author(s) with publishing rights granted to Amirkabir University Press. The content of this article is subject to the terms and conditions of the Creative Commons Attribution 4.0 International (CC-BY-NC 4.0) License. For more information, please visit <https://www.creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0/legalcode>.

Table 1. Physical interpretation of damage index

Intensity of injury	Damage index	Situation	No.
Collapse	>1	Destruction	1
Intense	0.4-1	Beyond Repair	2
Medium	>0.4	Repairable	3
Minor	0.2<		4

reported consecutive earthquakes in PEER database with a time interval of less than 10 days have been considered. For each earthquake, different accelerograms have been recorded at different stations. First, the first shock with the most EPA is determined, and if the second shock occurred at the same station and similar direction with the largest EPA compared to the rest of the recorded accelerograms in other stations, the set of the first and second shocks is selected as a critical consecutive earthquake. Since in this study, the sequence of earthquakes has been taken into consideration, no distinction has been made between for-shock and after-shock in successive earthquakes.

3- Steel Frames

In the first step, all the studied steel moment and BRB frames were modeled in the ETABS software, and the structural sections were designed using the spectral analysis method (pseudo-dynamic) based on the standard 2800, fourth edition, for soil type 3 (dense to moderate soil) and high seismicity area. Then, according to the regulations of AISC360-05/IBC2006 [3], seismic design was done and sections of beams and Columns have been obtained by checking the ratio of demand to capacity in beams and columns and applying the same range for the ratios in all sections of the moment and BRB frames.

4- Park-Ang Damage Index

The seismic performance of structures can be quantified by determining the extent of the damage using the damage index. Among the most widely used types of damage indices, we can mention the Park-Ang damage index which has been presented in 1985 [4]. This index shows the amount of damage to a member or the whole structure using several variables. The damage index is a normalized quantity whose value is equal to zero for the elastic state (without damage) and equal to one for the state in which rupture has occurred, and the damage potential of structural members is a linear combination of damages caused by maximum deformations and provides absorbed cycle energy. For example, we can refer to the study of Hoidai and Radpour in 2020 [5] and the study of Kazemi and Behnamfar [6], which used this index. Equation (1) is used to calculate the Park-Ang damage index:

$$DI_{PA} = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \beta_{PA} \frac{\int dE}{Q_y \times \delta_u} \quad (1)$$

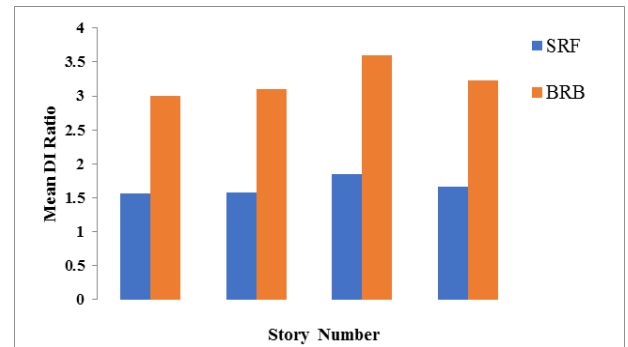


Fig. 1. The average ratio of the damage index for steel frames under consecutive to single earthquakes

In this regard, δ_m and δ_u represent the maximum and ultimate deformation of the member, β_{PA} is the constant factor related to cyclic loading, Q_y is the yield strength and $\int dE$ represents the energy absorbed by the member during the analysis of the time history of the response and is equivalent to the area under the curve of hysteresis cycles of the member.

5- Park-Ang damage index for steel moment and BRB frames under critical single and consecutive earthquakes

To calculate the Park-Ang damage index, it is necessary to determine the maximum deformation of the member and the energy absorbed by the member during the time history analysis. For this purpose, by performing nonlinear dynamic analysis, these parameters have been extracted. Also, dynamic time history analysis has been performed assuming linear behavior of elements for all frames under single and consecutive earthquakes, and finally the Park-Ang damage index has been calculated based on Equation (1) and compared for seismic scenarios with/without seismic sequence. It should be noted that all the frames were subjected to gravity loading before analysis.

6- Comparison of The average ratio of the damage index for steel frames under consecutive to single earthquakes

In this section, in order to more comprehensively examine the damageability of steel frames under critical successive earthquakes, the average ratio of the damage index under consecutive to single earthquakes is shown in Figure 1

7- Results

Despite the importance of the seismic sequence phenomenon, successive earthquakes have not been considered in the structural design process of seismic design codes such as Standard 2800. If only a single earthquake is considered in the design of the structure, there will be no difference between the performance of the structure under a single and successive earthquakes and consequently the structure may not be able to meet the successive earthquakes and suffer more damage and even collapse.

Based on the comparison of the Park-Ang damage index, the structural collapse capacity of the studied frames decreases due to (1) the increased damage caused by the first shock, (2)

the accumulation of damage in the elements because of the deterioration of stiffness and strength. Therefore, the structure collapses under consecutive earthquakes much earlier than what the design regulations have been assumed considering the single design earthquake, and the value of the damage index has increased.

8- Conclusions

The seismic sequence has increased the damage ratio in the moment frames compared to the BRB frames.

References

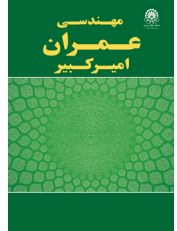
- [1] Jafari, A. (1991). *Gitashenasi Novin Geographical & Cartographic*, No (5), Tehran. Iran. (In Persian).
- [2] Amiri, G.G. and Dana, F. M. (2005). Introduction of the most suitable parameter for selection of critical earthquake. *Computers & structures*. 83(8-9): 613-626.
- [3] Morfuni, F., Freddi, F., and Galasso, C. (2019). Seismic Performance of Dual Systems with BRBs under Mainshock-Aftershock Sequences. 13th International Conference on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering, ICASP13 Seoul, South Korea, May 26-30, 2019.
- [4] Park, Y.J and Ang, A.H.S. (1985). Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete. *Journal of structural engineering*, 1985. 111(4): 722-739.
- [5] Hoveidae, N., and Radpour, S. (2020). Performance evaluation of buckling-restrained braced frames under repeated earthquakes. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 19: 241-262 (2021).
- [6] Kazemi.M., and Behnamfar, F. (2020). Active control of structures based on an arbitrary damage index distribution .2020. *AUT Journal of Civil Engineering*.

HOW TO CITE THIS ARTICLE

H. Banijamali, E. Rajabi, Gh. Ghodrati Amiri, *Damage Evaluation of Steel Moment and Buckling Restrained Braces Frames under Critical Successive Earthquakes*, Amirkabir J. Civil Eng., 55(4) (2023) 179-182.

DOI: [10.22060/ceej.2023.21182.7642](https://doi.org/10.22060/ceej.2023.21182.7642)





ارزیابی خسارت‌پذیری قاب‌های فولادی حاوی مهاربندهای کمانش‌تاب و قاب خمشی در معرض زلزله‌های متوالی بحرانی

حانیه سادات بنی جمالی^۱، الهام رجیبی^۲، غلامرضا قدرتی امیری^{۳*}

۱- مرکز مطالعات مخاطرات طبیعی، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران، تهران، ایران
۲- دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تفرش، تفرش، ایران

تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۴۰۰/۱۲/۱۳
بازنگری: ۱۴۰۱/۰۸/۱۴
پذیرش: ۱۴۰۱/۱۱/۲۷
ارائه آنلاین: ۱۴۰۱/۱۲/۱۴

کلمات کلیدی:

زمین‌لرزه‌های متوالی بحرانی
شاخص خسارت پارک-انگ
قاب مهاربندی کمانش‌تاب
قاب خمشی فولادی
تحلیل دینامیکی غیرخطی

خلاصه: سازه‌های مستقر در مناطق فعال لرزه‌ای، اغلب در معرض لرزه‌های متوالی با حداکثر شتاب زمین قابل ملاحظه قرار دارند که در مدت زمان کوتاهی پس از لرزه‌ی نخست رخ می‌دهند. بررسی‌های انجام شده در ادبیات فنی مهندسی سازه و زلزله‌حاکمی از آن است که توالی لرزه‌ها بسته به شدت آن‌ها، تأثیرات قابل توجهی بر میزان خسارت و آسیب در سازه می‌گذارد. از این‌رو در مقاله حاضر به منظور ارزیابی خسارت‌پذیری سازه‌های فولادی، قاب‌های خمشی و قاب‌های مهاربندی کمانش‌تاب ۳، ۷ و ۱۱ طبقه پس از طراحی براساس استاندارد ۲۸۰۰ ایران (ویرایش چهارم)، در محیط نرم‌افزاری OpenSEES پیاده‌سازی شده و در معرض زمین‌لرزه‌های منفرد و متوالی بحرانی تحت تحلیل دینامیکی غیرخطی قرار گرفته‌اند. براساس نتایج حاصل از تحلیل‌های غیرخطی، شاخص خسارت پارک-انگ در کلیه قاب‌های خمشی و مهاربندی کمانش‌تاب تحت زلزله‌های منفرد و متوالی بحرانی مقایسه شده و طبقات حساس به خسارت نیز شناسایی شده است. نتایج حاکی از آن است که لرزه‌های متوالی شاخص خسارت را به دلیل افزایش سطح خرابی ناشی از لرزه‌ی اول و تجمع خرابی در المان‌های قاب به دلیل زوال سختی و مقاومت، افزایش داده و از این‌رو آسیب بیشتری به جای مانده است. مقدار شاخص خسارت تحت توالی لرزه‌های نسبت به لرزه منفرد، در قاب‌های مهاربندی به طور میانگین افزایش نسبی ۱۶۶ درصدی و در قاب‌های خمشی افزایش نسبی ۳۲۳ درصدی را نشان می‌دهد. همچنین قاب‌های حاوی مهاربند کمانش‌تاب در معرض زلزله‌های متوالی نسبت به قاب‌های خمشی ۱۵۷ درصد کمتر خسارت دیده‌اند.

۱- مقدمه

به علت ذخیره شدن مقادیر زیاد انرژی در درون زمین و آزاد شدن ناگهانی آن‌ها به دلیل گسیختگی سریع در گسل‌های پوسته زمین در مدت زمان کوتاه، زلزله رخ می‌دهد. قبل از وقوع زمین‌لرزه‌ی اصلی^۱ معمولاً زمین‌لرزه‌های کوچک‌تری رخ می‌دهند که مقداری از این انرژی ذخیره شده را رها می‌سازند. مجموعه این زلزله‌ها پیش‌لرزه^۲ نامیده می‌شود. همچنین زمین‌لرزه‌های بزرگ معمولاً با تعدادی تکان‌های بعدی با شدت کمتر تحت عنوان پس‌لرزه^۳ همراه می‌باشند. پس‌لرزه‌ها ممکن است به فاصله‌ی کوتاه چند دقیقه تا چند ماه بعد از لرزه‌ی اصلی اتفاق بیفتند و بعضاً بزرگایی نزدیک به بزرگای لرزه‌ی اصلی داشته باشند [۱]. وقوع چندین زمین‌لرزه متوالی

با فاصله‌ی زمانی کوتاه در یک منطقه پدیده توالی‌لرزه‌ای^۴ نامیده می‌شود. لرزه‌های متوالی مذکور حداکثر شتاب قابل ملاحظه‌ای دارند و اغلب شامل پیش‌لرزه، لرزه‌ی اصلی و پس‌لرزه می‌باشند. با توجه به فاصله‌ی زمانی کوتاه بین وقوع دو لرزه، اغلب فرصت بهسازی و تعمیر سازه وجود ندارد و سازه خسارت‌دیده در معرض لرزه‌ی اصلی در مواجهه با پس‌لرزه قوی خسارات شدیدتری را متحمل می‌شود. به گونه‌ای که حتی امکان فروریختگی سازه نیز وجود دارد. از آنجا که کشور ایران بر کمربند لرزه‌خیز آلپ-همیالیا واقع شده است، دارای گسل‌های فراوان بوده و در معرض زمین‌لرزه‌های حاوی توالی لرزه‌ای قرار دارد. آمار به جای مانده از زلزله‌های گذشته نیز نشان می‌دهد که تاکنون زمین‌لرزه‌های بسیاری در این منطقه رخ داده است. به همین دلیل بررسی پدیده توالی لرزه‌ای و شناخت دقیق و علمی رفتار سازه تحت آن، از اهمیت بالایی برخوردار می‌باشد. این در حالی است که تاکنون در آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای و استاندارد ۲۸۰۰ ایران، موضوع

- 1 Main shock
- 2 Foreshock
- 3 After shock



توالی لرزه‌های بررسی نشده است و زلزله‌ی طراحی به صورت یک زلزله منفرد تعریف شده است. این در حالی است که چشم‌پوشی از وقوع لرزه‌های متوالی موجب افزایش تلفات و صدمات جانی و خسارات وارده به سازه می‌شود. برای نمونه وقوع زلزله‌ی قدرتمند Nepal در ۲۵ آوریل ۲۰۱۵ به بزرگای ۷/۸ در مقیاس بزرگای گشتاوری منجر به خساراتی از قبیل فوت حدود ۹۰۰۰ نفر، زخمی شدن ۲۲۰۰۰ نفر و تخریب آثار باستانی نمونه‌ای از خسارات به جای مانده از زلزله‌های متوالی است. در طی این زمین‌لرزه، پس‌لرزه‌های بسیاری به فاصله‌ی ۱۵ تا ۳۰ دقیقه پس از زلزله‌ی اصلی رخ داده‌است. گزارش‌ها حاکی از وقوع پس‌لرزه‌ای با بزرگای ۶/۶ ریشتر به فاصله ۳۴ دقیقه پس از ثبت زلزله اصلی و پس‌لرزه‌ای به بزرگای ۶/۹ ریشتر در روز بعد است. در حالی‌که بزرگترین پس‌لرزه‌ها در تاریخ ۱۲ می ۲۰۱۵ و با بزرگای ۷/۳ ریشتر بوده است. با توجه به مطالب فوق و اهمیت پدیده توالی لرزه‌ای، مطالعات بسیاری پیرامون این موضوع و اثر آن بر خسارت سازه‌های یک و چند درجه آزادی صورت گرفته است که همگی حاکی از آن است که در مناطق لرزه‌خیز، تکرار لرزه‌ها در فاصله زمانی کوتاه سبب افزایش خسارت سازه‌ای در انواع مدل‌های ساختمانی می‌شود. به عنوان مثال عمادحسن و همکاران در سال ۲۰۲۰، سه قاب نیمه صلب، با ظرفیت اتصال ۵۰٪، ۶۰٪ و ۷۰٪ لنگر پلاستیک تیر، طراحی و عملکرد آنها را تحت توالی زمین‌لرزه اصلی و پس‌لرزه مورد ارزیابی قرار دادند. نتایج نشان داده است که پس‌لرزه‌ها احتمال رسیدن یا فراتر رفتن از حد محدوده آسیب ویژه در قاب‌ها را که در نتیجه خسارات دائمی ایجاد می‌شود، به دلیل طولانی شدن دوره تناوب افزایش می‌دهند [۲]. در سال ۲۰۱۸ مطالعه‌ای به منظور بررسی پاسخ لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی خارج از مرکز (EBF) تحت توالی‌های لرزه اصلی و پس‌لرزه‌های مصنوعی با استفاده از مدل‌های تحلیلی دقیق که نماینده ساختمان‌های طراحی شده بر اساس ضوابط دستورالعمل طراحی لرزه‌ای مکزیکوسیتی است، توسط رویز^۲ و همکاران انجام شده است. در حقیقت این مدل‌های تحلیلی رفتار غیرخطی پیوندها از جمله معیار شکست را در نظر می‌گیرند. نتایج مربوط به عملکرد مهندسی نشان داده است که پس‌لرزه‌های شدید می‌توانند به طور قابل توجهی تقاضای جابجایی نسبی بین طبقه‌ای را افزایش دهند [۳]. در مطالعه بسکاس^۳ و همکاران در سال ۲۰۱۲، ۳۶ قاب خمشی فولادی کوتاه، متوسط و بلند مرتبه، تحت ۵ لرزه‌ی

متوالی واقعی ثبت شده در یک امتداد و ایستگاه یکسان و ۶۰ لرزه متوالی مصنوعی مورد بررسی قرار گرفته شده است. با انجام تحلیل تاریخچه زمانی و با استفاده از شاخص خسارت پارک-انگ^۴ و بررسی نتایج، می‌توان دریافت که تحت لرزه‌های متوالی واقعی، خسارت ناحیه‌ای و کلی سازه به ترتیب ۷۲ و ۲۷ درصد و بیشتر افزایش یافته است [۵]. در سال ۲۰۱۷ مطالعه‌ای به منظور برآورد آسیب‌پذیری ناشی از وقوع پس‌لرزه با استفاده از شدت لرزه اصلی، پاسخ ساختاری و شاخص‌های آسیب فیزیکی در یک ساختمان ۴ طبقه اسکلت بتنی مسلح توسط Henry و همکاران انجام شده است. از بین سه نوع پیش‌بینی‌کننده، مواردی که مربوط به آسیب فیزیکی قابل مشاهده در اجزای سازه‌ای کلیدی بوده، بیشترین تخمین‌ها را نسبت به خسارت‌زایی پس‌لرزه به میزان دقیق تولید کرده‌است [۶]. هم‌چنین هاتزجورجیو^۵ و همکاران در سال ۲۰۱۰، ۸ قاب بتن مسلح منظم و نامنظم در ارتفاع را تحت ۵ شتابنگاشت زلزله متوالی واقعی که حداکثر در ۳ روز رخ داده بودند، مورد بررسی قرار دادند. نتایج حاکی از آن بوده است که در اکثر موارد، تجمع خرابی قابل ملاحظه‌ای رخ داده و به علت فاصله زمانی کوتاه امکان بهسازی نیز عملاً غیرممکن است [۷]. پژوهشی نیز برای ارزیابی آسیب‌پذیری پل‌های بتنی تحت لرزه‌های متوالی و با استفاده از منحنی‌های شکنندگی توسط عمرانیان و همکاران در سال ۲۰۱۸ انجام شده است. منحنی‌های شکنندگی یک ابزار آماری است که نشان دهنده احتمال فراگذشت از یک سطح خسارت (وضعیت آسیب) مشخص برای یک اندازه‌گیری شدت حرکت زمین است. نتایج برای کلیه وضعیت‌های آسیب حاکی از آن است که پس‌لرزه سبب افزایش آسیب‌پذیری پل و خسارات وارده به آن خواهد شد. [۸]. در مطالعه دیگری توسط هاتزجورجیو و بسکاس در سال ۲۰۰۹ نسبت جابجایی غیرالاستیک برای سازه‌های یک درجه آزادی در معرض زمین‌لرزه‌های مکرر مورد بررسی قرار گرفته است. در این مطالعه مشخص شده است که پدیده زلزله‌های مکرر تأثیر قابل توجهی در نسبت جابجایی غیرالاستیک و از این رو در حداکثر جابجایی غیرکششی سیستم‌های تک درجه آزادی دارد [۹]. در سال ۲۰۱۸ در مطالعه دیگری توسط رویز و همکاران پاسخ ساختمان‌های سه بعدی فولادی ۳، ۹ و ۲۰ طبقه تحت توالی‌های لرزه‌ای بررسی شده است و با پاسخ مدل دو بعدی قاب مربوطه از نظر جابه‌جایی نسبی جانبی بین طبقه‌ای مقایسه شده است تا تفاوت در معیارهای مدل‌سازی برجسته شود. در این مطالعه مشخص شده

4 Park-Ang damage index
5 Hatzigeorgiou

1 Eccentrically Braced Frames
2 Ruiz
3 Beskos

طبقه که بر اساس ضوابط ساختمانی ایران طراحی و در معرض سناریوهای لرزه اصلی و پس لرزه اصلی قرار گرفتند. نتایج نشان داده است که توالی لرزه ای پتانسیل افزایش جابه‌جایی بین طبقه، جابه‌جایی باقیمانده، شاخص آسیب و ضریب شکل‌پذیری کلی قاب‌های مهاربندی شده کماتش تاب را دارد. همچنین مشخص شده است که شتاب طیفی زلزله‌های متوالی در مقایسه با زلزله منفرد، به طور قابل توجهی بر عملکرد قاب مهاربندی شده کماتش تاب تحت زلزله‌های مکرر تأثیرگذار می‌باشد [۱۳].

مطالعات فوق مؤکد ضرورت لحاظ نمودن زلزله‌های متوالی بر عملکرد لرزه‌ای قاب‌های فولادی می‌باشند. چرا که زلزله منفرد پیشنهاد شده توسط آیین‌نامه‌های لرزه‌ای نمی‌تواند بیانگر زلزله‌های متوالی باشد که در واقعیت به وقوع می‌پیوندند و اکثر سازه‌ها پیش از آنچه آیین‌نامه‌ها تصور می‌کنند، در مواجهه با لرزه‌های متوالی از حدود عملکردی مورد نظر طراحی عبور می‌کنند. از طرفی با توجه به استقبال گسترده از مهاربندهای کماتش تاب، هنوز ضرورت ارزیابی این سیستم به ویژه در برابر زلزله‌های متوالی احساس می‌شود. در این مقاله با انتخاب شتاب‌نگاشت‌های ثبت شده بحرانی به دلیل عدم دقت روش‌های شبیه‌سازی مصنوعی توالی لرزه‌ای، نقش مهاربندهای کماتش تاب در بهبود رفتار لرزه‌ای قاب‌های فولادی مورد ارزیابی قرار گرفته شده است. به این منظور تغییرات شاخص خسارت در سازه‌های قاب خمشی ویژه و قاب مهاربندی کماتش تاب تحت لرزه‌های منفرد و متوالی بررسی شده است. در این راستا ۳ قاب فولادی با سیستم قاب خمشی ویژه و ۳ قاب فولادی با سیستم قاب مهاربندی کماتش تاب با تعداد طبقات ۳، ۷ و ۱۱ براساس ضوابط آیین‌نامه لرزه‌ای ایران (استاندارد ۲۸۰۰-ویرایش چهارم) طراحی و در محیط نرم‌افزاری OpenSEES پیاده‌سازی شده است. پس از تحلیل دینامیکی غیرخطی مجموعه قاب‌های فولادی با اعمال شتاب‌نگاشت‌های بحرانی یک‌بار به صورت منفرد و بار دیگر به صورت متوالی، پارامترهای مورد نیاز جهت محاسبه شاخص خسارت پارک-انگ از جمله پیشینه تغییرمکان عضو و انرژی عضو محاسبه و مقادیر شاخص خسارت استخراج شده است. نتایج حاکی از آن است که به طور میانگین مقدار شاخص خسارت قاب‌های فولادی حاوی مهاربند کماتش تاب تحت توالی لرزه‌ای نسبت به لرزه منفرد، افزایش نسبی ۱/۶۶ برابر را نشان می‌دهد. این در حالی است که افزایش نسبی خسارت به طور میانگین در قاب‌های خمشی تقریباً سه برابر بوده است. همچنین در این مطالعه طبقات حساس به خسارت نیز برای قاب‌های خمشی و مهاربندی معرفی شده است.

است که تفاوت در پاسخ لرزه‌ای مدل‌های ۳ بعدی در مقایسه با مدل‌های ۲ بعدی وابسته به زاویه انتشار اجزای متعامد توالی‌های لرزه‌ای و تعداد طبقه‌ها است. در نهایت رویکرد مدل‌سازی در مدل‌های ۳ بعدی تأثیر قابل توجهی در پاسخ لرزه‌ای ساختمان‌های فولادی تحت توالی‌های لرزه‌ای دارد. [۱۰]. در طراحی لرزه‌ای سازه‌ها باید برای مقابله با نیروی جانبی زلزله، سیستم مقاومی را طراحی نمود. از جمله این سیستم‌ها در سازه‌های فولادی می‌توان به انواع مهاربندهای فلزی اشاره نمود. نقص عمده در بادبندهای متعارف (همگرا-واگرا) اختلاف بین ظرفیت کششی و فشاری این مهاربندها و زوال مقاومت آن‌ها در بارگذاری‌های چرخه‌ای می‌باشد. روشی که در سال‌های اخیر مد نظر قرار گرفته عبارت است از محصورسازی یک هسته فلزی شکل‌پذیر در میان حجمی از بتن که خود توسط یک غشاء فلزی در بر گرفته شده است که اصطلاحاً مهاربند کماتش تاب (BRB) نامیده می‌شود. مبنای اصلی عملکرد مهاربند کماتش تاب، جلوگیری از وقوع کماتش هسته فولادی به منظور امکان وقوع پدیده تسلیم فشاری در آن است. در نتیجه امکان جذب انرژی در این عضو از سازه فراهم می‌شود. عابدینی و همکاران در مطالعه‌ای در سال ۲۰۲۰، طراحی بهینه قاب‌های مهاربندی شده کماتش تاب (BRBFs) تحت تحریک لرزه‌ای را مورد بررسی قرار دادند. تابع هدف در مسئله بهینه‌سازی به گونه‌ای تعریف شده است که وزن سازه و مقدار انرژی تلف شده به طور همزمان بهینه شوند. در این مطالعه مشخص شده است که وزن مهاربند کماتش تاب تأثیر کمی بر وزن کل ساختار دارد. با این حال، مهاربندهای کماتش تاب با به حداقل رساندن برش پایه در کاهش وزن سازه مؤثر بودند. همچنین می‌توانند وزن سازه را با به حداکثر رساندن اتلاف انرژی کاهش دهند [۱۱]. ارزیابی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی کماتش تاب در معرض زلزله‌های منفرد در سال ۲۰۲۰ توسط محسنیان و همکاران نیز مورد مطالعه قرار گرفته است. در این مطالعه یک روش پارامتر آسیب مهندسی جدید برای تجزیه و تحلیل قابلیت اطمینان قاب‌های مهاربندی کماتش تاب ۴، ۸ و ۱۲ طبقه با استفاده از سیستم‌های اجزای موازی و سری اتخاذ شده است. به طور کلی، نتایج این مطالعه نشان‌دهنده قابلیت اطمینان بالای لرزه‌ای مهاربند کماتش تاب برای سطح بالایی از شدت زلزله است [۱۲]. هویدایی و رادپور در مطالعه‌ای در سال ۲۰۲۰ به بررسی اثر زلزله‌های مکرر بر عملکرد قاب‌های مهاربندی شده کماتش تاب فولادی، پرداخته‌اند. به این منظور، پنج رکورد زلزله ثبت شده که از پایگاه PEER استخراج شده، در نظر گرفته شده است. قاب‌های مهاربندی شده کماتش تاب ۴ طبقه و ۱۰

۲- ضرورت تحقیق

شواهد و آمار به جای مانده از زلزله‌های گذشته بیانگر لرزه‌خیز بودن کشور ایران در منطقه است. شهر تهران بعنوان پایتخت کشور با جمعیت قابل ملاحظه و تعدد بافت‌های فرسوده در کنار گسل‌های متعدد از اهمیت بالایی برخوردار است. از طرفی نادیده گرفته شدن پدیده توالی لرزه‌ای در آیین‌نامه‌ها و دستورالعمل‌های طراحی و پتانسیل بالای خسارت‌زایی این زلزله‌ها، ضرورت در نظر گرفتن این پدیده را بیش از پیش آشکار می‌نماید. در مطالعه پیش‌رو خسارت‌پذیری سازه‌های فولادی حاوی قاب خمشی به جهت مورد استقبال بودن و مهاربند کمانش‌تاب به عنوان سازه‌های نوظهور در معرض زمین‌لرزه‌های متوالی بحرانی مقایسه شده است.

۳- سناریوهای لرزه‌ای متوالی بحرانی

به طور کلی انتخاب شتاب‌نگاشت‌های مناسب جهت اعمال به سازه‌ها در ارزیابی‌های لرزه‌ای، همواره یکی از مشکلات و چالش‌های پیش روی محققان و مهندسان به حساب می‌آید. در این راستا، عوامل زیادی در انتخاب شتاب‌نگاشت‌های مناسب دخیل می‌باشند؛ به عنوان نمونه می‌توان به بزرگای زلزله، شدت، دوری و یا نزدیکی به گسل، مدت زمان رخداد زلزله، محتوای فرکانسی و ... اشاره نمود. قدرتی امیری و منوچهری دانا در سال ۲۰۰۵ [۱۴] طی مطالعه‌ای پارامتر حداکثر شتاب مؤثر (EPA) را به عنوان معیار مناسب جهت انتخاب سناریوهای لرزه‌ای بحرانی معرفی نموده‌اند. از این‌رو در مقاله حاضر لرزه‌ها بر اساس پارامتر EPA انتخاب شده‌اند. به این منظور لرزه‌های متوالی ثبت شده در پایگاه PEER با فاصله زمانی کمتر از ۱۰ روز نسبت به یکدیگر مدنظر قرار گرفته‌اند. برای هر لرزه شتاب‌نگاشت‌های مختلفی در ایستگاه‌های مختلف ثبت شده است. ابتدا لرزه نخست با بیشترین EPA تعیین شده و چنانچه لرزه دوم در همان ایستگاه و راستا با بیشترین EPA نسبت به بقیه شتاب‌نگاشت‌های ثبت شده در ایستگاه‌های دیگر رخ داده باشد، مجموعه لرزه اول و دوم به عنوان یک زلزله متوالی بحرانی انتخاب می‌شود. از آنجایی که در این مطالعه، متوالی بودن لرزه‌ها مدنظر بوده است، تفکیکی در مورد پیش‌لرزه و پس‌لرزه بودن لرزه‌ها لحاظ نشده است. جدول ۱ مشخصات رکوردهای انتخاب شده را نشان می‌دهد.

با توجه به اینکه در شتاب‌نگاشت‌های مذکور، فاصله زمانی بین لرزه اول و دوم زیاد است و در نظر گرفتن مقدار واقعی آن در تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی منجر به افزایش زمان و حجم عملیات می‌شود، در این مقاله با توجه به ارتفاع و زمان تناوب قاب‌ها و با استفاده از مطالعه [۱۵] از فاصله زمانی ۴۰ ثانیه بین

لرزه نخست و لرزه دوم استفاده شده است. در حقیقت در نظر گرفتن فاصله زمانی مصنوعی (از پیش تعیین شده) میان لرزه‌ها به جهت در نظر گرفتن زمانی کافی جهت پایان ارتعاش آزاد سازه در معرض لرزه نخست و به تعادل رسیدن آن می‌باشد. کنترل صحت فاصله زمانی انتخاب شده در قالب مراحل زیر قابل انجام است:

- انتخاب زلزله متوالی با فاصله زمانی واقعی.
- تولید زلزله متوالی با فاصله زمانی با گام‌های ۵ ثانیه‌ای تا رسیدن به فاصله زمانی واقعی.
- تحلیل سازه در معرض زلزله‌های متوالی گام قبل، استخراج شاخص خسارت و مقایسه تغییرات شاخص خسارت با افزایش فاصله زمانی و در نهایت کنترل کفایت فاصله زمانی پیشنهادی

۴- قاب‌های فولادی

کلیه قاب‌های فولادی مورد مطالعه (خمشی و مهاربندی کمانش‌تاب) در گام اول در محیط نرم‌افزاری ETABS مدل‌سازی شده‌اند و طراحی مقاطع با استفاده از روش تحلیل طیفی (شبه دینامیکی) با بهره‌گیری از استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم، برای خاک نوع ۳ (خاک متراکم تا متوسط) و منطقه با لرزه‌خیزی بالا با بارگذاری و ترکیب بار یکسان انجام شده است. سپس براساس آیین‌نامه [۱۶] AISC ۳۶۰-۰۵/۰۶-۲۰۰۵ IBC طراحی لرزه‌ای صورت گرفته و با بررسی نسبت تقاضا به ظرفیت در تیرها و ستون‌ها و اعمال یک محدوده یکسان برای نسبت‌ها در همه مقاطع و در هر ۶ قاب خمشی و مهاربندی، مقاطع تیرها و ستون‌ها حاصل شده است. جزئیات مربوط به مدل‌سازی قاب‌های مورد مطالعه به تفکیک در ادامه معرفی شده است.

۴-۱- قاب‌های خمشی

در مقاله حاضر ۳ قاب فولادی دوبعدی مستقر در شهر تهران با تعداد طبقات ۷، ۳ و ۱۱ که به ترتیب نماینده‌های از سازه کوتاه مرتبه^۱، متوسط^۲ و بلندمرتبه^۳ هستند، مورد بررسی قرار گرفته شده است. کلیه قاب‌ها مطابق شکل ۱، شامل ۳ دهانه به طول ۵ متر هستند. ارتفاع طبقات ۳/۲ متر، سطح باربر دهانه‌ها در جهت متعامد ۵ متر لحاظ شده و سیستم باربر جانبی، قاب خمشی فولادی ویژه است. فولاد به کار رفته در تیر و ستون دارای مقاومت تسلیم $10^8 * 2/4$ نیوتن بر مترمربع و مقاومت نهایی $10^8 * 3/7$ نیوتن بر مترمربع است. مدول الاستیسیته و ضریب پواسون آن نیز به ترتیب $10^{11} * 1/999$ نیوتن بر مترمربع

Low Rise Buildings	1
Mid- Rise Buildings	2
High Rise Buildings	3

جدول ۱. مشخصات شتاب‌نگاشت‌های انتخاب شده [۱۴]

Table 1. Characteristics of the selected accelerograms [14]

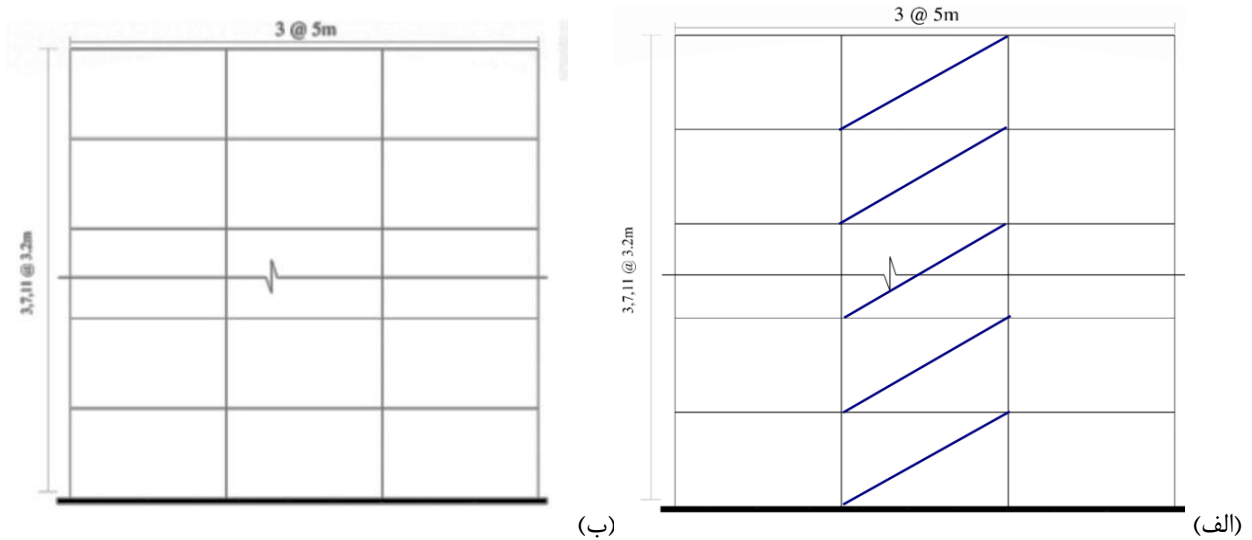
ایستگاه ثبت زلزله	PGA (g)	EPA (g)	M	سال وقوع	نام زلزله	ردیف
Brothers Ranch CDMG 54428 Zack	۰/۲۳۸۲	۰/۲۴۵۱	۵/۷۷	۱۹۸۶	Chalfant Valley3	۱
Brothers Ranch CDMG 54428 Zack	۰/۰۴۲۴۶	۰/۴۸۵۴	۶/۱۹			
(Elm (Old CHP & Coalinga-14th CDMG 46617	۰/۱۵۳۹	۰/۰۹۹۳	۴/۸۹	۱۹۸۳	Coalinga	۲
(Elm (Old CHP & Coalinga-14th CDMG 46617	۰/۵۸۱۳	۰/۳۵۱۳	۵/۲۱			
(bsmt) ITSAK 99999 Kalamata	۰/۲۶۴۹	۰/۲۵۱۲	۶/۲۰	۱۹۸۶	Kalamata	۳
(bsmt) ITSAK 99999 Kalamata	۰/۱۷۶۷	۰/۲۳۲۲	۵/۴			
Anapsiktirio ITSAK 99999 Chromio	۰/۱۳۳	۰/۰۹۳۱	۵/۱	۱۹۹۵	Kozani	۴
Anapsiktirio ITSAK 99999 Chromio	۰/۱۱۴۴	۰/۱۰۲۳	۵/۳			
Managua, ESSO ۳۵۰۱	۰/۳۹۴۱	۰/۳۳۰۵	۶/۲۴	۱۹۷۲	Managua	۵
Managua, ESSO ۳۵۰۱	۰/۲۹۴۵	۰/۲۳۵۴	۵/۲			
CSB 19001 Jiashi	۰/۲۴۳۷	۰/۱۸۷۹	۵/۹	۱۹۹۷	Northwest1	۶
CSB 19001 Jiashi	۰/۱۳۴۹	۰/۱۲۸۳	۵/۹۳			
CSB 19001 Jiashi	۰/۲۴۳۷	۰/۱۸۷۹	۵/۹	۱۹۹۷	Northwest2	۷
CSB 19001 Jiashi	۰/۲۹۶۱	۰/۲۲۷۸	۶/۱			
CSB 19001 Jiashi	۰/۲۴۳۷	۰/۱۸۷۹	۵/۹	۱۹۹۷	Northwest3	۸
CSB 19001 Jiashi	۰/۲۰۹۱	۰/۱۵۴۵	۵/۸			
CSB 19001 Jiashi	۰/۱۳۴۹	۰/۱۲۸۳	۵/۹۳	۱۹۹۷	Northwest4	۹
CSB 19001 Jiashi	۰/۲۹۶۱	۰/۲۲۷۸	۶/۱			
CSB 19001 Jiashi	۰/۱۳۴۹	۰/۱۲۸۳	۵/۹۳	۱۹۹۷	Northwest5	۱۰
CSB 19001 Jiashi	۰/۲۰۹۱	۰/۱۵۴۵	۵/۸			
Brothers Ranch CDMG 54428 Zack	۰/۱۳۴۷	۰/۱۰۴۷	۵/۶۵	۱۹۸۶	Chalfant Valley6	۱۱
Brothers Ranch CDMG 54428 Zack	۰/۰۶۱۶	۰/۰۴۹۳	۵/۴۴			
LADWP South St - CDMG 54171 Bishop	۰/۰۸۶۴	۰/۰۸۸۷	۵/۶۵	۱۹۸۶	Chalfant Valley8	۱۲
LADWP South St - CDMG 54171 Bishop	۰/۱۵۱۵	۰/۰۹۶۶	۵/۴۴			
LADWP South St - CDMG 54171 Bishop	۰/۱۱۰۵	۰/۰۸۸	۵/۷۷	۱۹۸۶	Chalfant Valley9	۱۳
LADWP South St - CDMG 54171 Bishop	۰/۲۰۵۸	۰/۲۱۹۷	۶/۱۹			
(Baths (temp CDMG 47T03 Sulphur	۰/۰۳۹۵	۰/۰۲۴۸	۴/۸۹	۱۹۸۳	Coalinga3	۱۴
(Baths (temp CDMG 47T03 Sulphur	۰/۲۰۵۳	۰/۱۰۱۲	۵/۲۱			
ITSAK 99999 Grevena	۰/۰۴۰۷	۰/۰۴۰۴	۵/۱	۱۹۹۵	Kozani2	۱۵
ITSAK 99999 Grevena	۰/۰۳۱۶	۰/۰۳۰۸	۵/۱			
ITSAK 99999 Grevena	۰/۰۲۴۲	۰/۰۱۵۹	۵/۳	۱۹۹۵	Kozani3	۱۶
ITSAK 99999 Grevena	۰/۰۳۱۶	۰/۰۳۰۸	۵/۱			
Lakes H. S CDMG 54301 Mammoth	۰/۲۸۱۸	۰/۲۳۸۷	۶/۰۶	۱۹۸۰	Mammoth1	۱۷
Lakes H. S CDMG 54301 Mammoth	۰/۴۱۴۳	۰/۴۰۹۱	۵/۶۹			
Creek CDMG 54099 Convict	۰/۴۱۹۳	۰/۳۴۴۳	۶/۰۶	۱۹۸۰	Mammoth2	۱۸
Creek CDMG 54099 Convict	۰/۱۶۶۹	۰/۱۵۶۳	۵/۶۹			
Creek CDMG 54099 Convict	۰/۱۶۶۹	۰/۱۵۶۳	۵/۶۹	۱۹۸۰	Mammoth6	۱۹
Creek CDMG 54099 Convict	۰/۲۱۷۲	۰/۲۰۴۱	۵/۹۱			
Creek CDMG 54099 Convict	۰/۱۲۳۴	۰/۰۹۱۲	۵/۷	۱۹۸۰	Mammoth15	۲۰
Creek CDMG 54099 Convict	۰/۳۱۶۹	۰/۲۲۰۷	۵/۹۴			
(Down Cafe (OR1 & CDMG 1546 Up	۰/۰۶۳	۰/۰۳۷۷	۴/۳۷	۱۹۷۵	Oroville4	۲۱
(Down Cafe (OR1 & CDMG 1546 Up	۰/۱۲۳۴	۰/۰۶۵۶	۴/۷			
Brothers Ranch CDMG 54428 Zack	۰/۲۳۸۲	۰/۲۴۵۱	۵/۷۷	۱۹۸۶	Chalfant Valley 4	۲۲
Brothers Ranch CDMG 54428 Zack	۰/۱۳۴۷	۰/۱۰۴۷	۵/۶۵			
CSB 19001 Jiashi	۰/۲۹۶۱	۰/۲۲۷۸	۶/۱	۱۹۹۷	Northwest 6	۲۳
CSB 19001 Jiashi	۰/۲۰۹۱	۰/۱۵۴۵	۵/۸			
CSB 19002 Xiker	۰/۰۳۹۲	۰/۰۳۸۹	۵/۹			

CSB 19002 Xiker	۰/۰۷۴۸	۰/۰۶۲۵	۵/۹	۱۹۹۷	Northwest 7	۲۴
Creek DMG 54099 Convict	۰/۴۱۹۳	۰/۳۴۴۳	۶/۰۶			
Creek CDMG 54099 Convict	۰/۴۱۵۶	۰/۲۶۱۸	۵/۷	۱۹۸۰	Mammoth1	۲۵
Creek CDMG 54099 Convict	۰/۱۷۳۸	۰/۱۳۲۸	۵/۳۴			
Creek CDMG 54099 Convict	۰/۱۲۰۸	۰/۱۲۰۱	۵/۳۱	۱۹۸۳	Mammoth3	۲۶
Creek Inn USC 37 USC McGee	۰/۲۱۷۸	۰/۱۷۲۲	۴/۷۳			
Creek Inn USC 37 USC McGee	۰/۳۶۸۹	۰/۲۷۶۷	۴/۸	۱۹۸۰	Mammoth4	۲۷
(Valley Dam (Upr L Abut CDMG 54214 Long	۰/۳۲۸۹	۰/۲۷۲۶	۵/۹۱			
(Valley Dam (Upr L Abut CDMG 54214 Long	۰/۶۲۹۳	۰/۴۲۸۷	۵/۹۴	۱۹۸۰	Mammoth5	۲۸
(Long Valley Dam (Upr L Abut ۵۴۲۱۴ CDMG	۰/۰۹۲۶	۰/۱۱۱۷	۵/۷			
(Long Valley Dam (Upr L Abut ۵۴۲۱۴ CDMG	۰/۶۲۹۳	۰/۴۲۸۷	۵/۹۴	۱۹۸۰	Mammoth6	۲۹

شکل ۳ نشان داده شده است. همانطور که در این شکل مشخص است، حلقه‌های هیستریزس در اطراف منحنی رفتاری تشکیل شده‌اند. در این مطالعه نسبت میرایی با فرض یکسان بودن برای هر مود ارتعاش، ۵ درصد در نظر گرفته شده است. با اعمال جرم به صورت ترکیب بار مرده به علاوه ۲۰ درصد بار زنده به گره‌های قاب و در نظر گرفتن سختی الاستیک سازه، زمان تناوب ارتعاش مود اول سازه محاسبه شده است که در قابهای ۳، ۷ و ۱۱ طبقه به ترتیب ۰/۷۳۵، ۱/۲۴۱ و ۱/۵۳۲ ثانیه است. در جدول ۴ مقادیر زمان تناوب قاب‌ها در OpenSEES و ETABS برای ۳ مود اول ارتعاش برای قاب‌های خمشی ارائه شده است. همان طور که مشاهده می‌شود مقادیر بسیار نزدیک به هم بوده و اختلاف قابل صرف نظر کردن است.

جهت اطمینان از صحت عملکرد مدل‌سازی در قاب‌های خمشی فولادی، صحت سنجی کمی مطابق با گزارش ATC-67-1 [۱۸]، فصل ششم که مربوط به سازه قاب خمشی است، صورت گرفته است. به نحوی که از مدل قاب خمشی ۴ طبقه با اتصالات صلب و مقاطع طراحی شده توسط گزارش مذکور استفاده شده و مدل‌سازی المان‌ها، مدل رفتاری و مصالح مورد استفاده در این مقاله به آن‌ها اختصاص داده شده است. با قراردادن شرایط بارگذاری و مشخصات فولاد مصرفی بیان شده در مدل مذکور زمان تناوب قاب را محاسبه کرده و نتیجه حاصل اختلاف بسیار کمی با مقدار ارائه شده در گزارش دارد. زمان تناوب محاسبه شده در گزارش، ۱/۶۲ ثانیه و مقدار حاصله از روند مدل‌سازی مقاله حاضر، ۱/۵۸ ثانیه است. اختلاف نسبی در حدود ۰/۰۴ می‌باشد که به علت تفاوت در اعمال جرم‌های گره‌ای و ... منطقی به نظر می‌رسد.

و ۰/۳ در نظر گرفته شده است. مقادیر بار ثقلی اعمال شده بر تیرها در جدول ۲ ارائه شده است. بارگذاری زلزله بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ ایران - ویرایش چهارم - اعمال شده است. به این منظور محل استقرار قاب‌ها شهر تهران با خطر نسبی خیلی زیاد و نسبت شتاب مبنای طرح به شتاب ثقل ۰/۳۵، خاک نوع سه و ضریب اهمیت سازه یک در نظر گرفته شده است. مقاطع به کار رفته در قاب‌های فولادی در جدول ۳ معرفی شده است. در کلیه قابهای خمشی برای شبیه‌سازی رفتار غیرخطی تیرها و ستون‌ها از مدل پلاستیسیته متمرکز استفاده شده است و با به کارگیری المان با طول صفر مفاصل متمرکز به صورت فنرهای پیچشی به دو انتهای تیرها و ستون‌ها اختصاص داده شده است. المان بین دو مفصل متمرکز نیز به صورت خطی در نظر گرفته شده است و نواحی غیرخطی و پلاستیک به دو انتهای المان محدود می‌شود. به منظور اختصاص نمودار لنگر-دوران به فنرهای پیچشی که نماینده نواحی تشکیل مفاصل پلاستیک متمرکز هستند، از مدل رفتاری ایبارا-کراوینکلر که بیانگر رفتار هیستریزس سیستم و نشان‌دهنده زوال سختی و مقاومت می‌باشد (شکل ۲)، استفاده شده است. پارامترهای مؤثر در تعریف این مدل رفتاری در فهرست علائم معرفی شده‌اند و روابط و جزئیات دقیق‌تر در مطالعه [۱۷] بیان شده است. رفتار هیستریزس مفاصل پلاستیک با مصالح دوخطی شبیه‌سازی و به تیرها و ستون‌های فولادی اختصاص داده شده است. در نرم‌افزار OpenSEES مصالح Bilin، مدل زوال Ibarra-Krawin- kler را با پاسخ هیستریزس دوخطی شبیه‌سازی می‌کند. برای نمونه نمودار لنگر-دوران و منحنی رفتاری مفصل پلاستیک تیردهانه چپ طبقه اول از قاب خمشی ۳ طبقه تحت شتابنگاشت زلزله (Northridge 1994) در



شکل ۱. نمای کلی از قاب‌های فولادی (الف) مهاربندی کمانش تاب و (ب) خمشی مورد مطالعه

Fig. 1. Schematic view of studied frames (a) buckling restrained bracing and (b) Moment frames

جدول ۲. مقادیر بار ثقلی اعمال شده بر تیرها

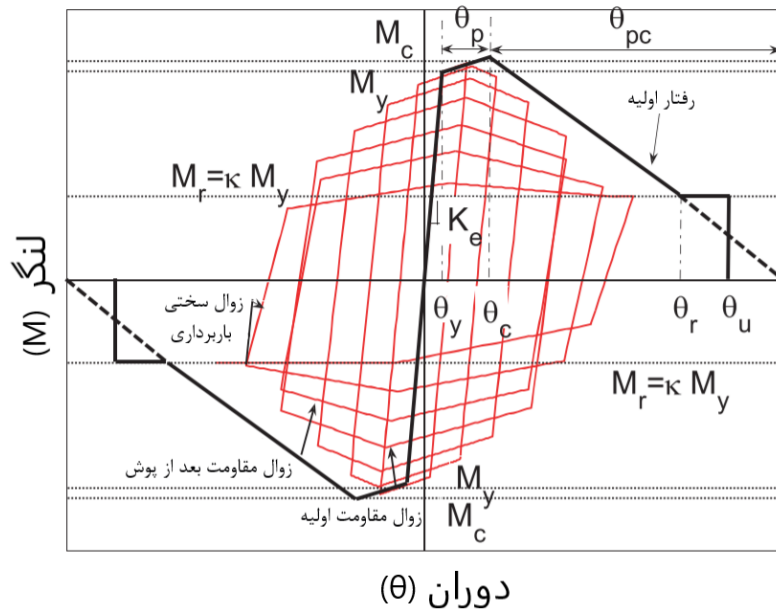
Table 2. Gravity load values

مقدار بار	نوع بار
۵۰۰ کیلوگرم بر متر مربع	بار مرده طبقات
۳۰۰ کیلوگرم بر متر مربع	بار مرده بام
۲۰۰ کیلوگرم بر متر مربع	بار زنده طبقات
۱۵۰ کیلوگرم بر متر مربع	بار زنده بام
۶۰۰ (کیلوگرم بر متر)	بار دیوار داخلی

جدول ۳. مشخصات مقاطع قاب‌های خمشی ۳، ۷ و ۱۱ طبقه

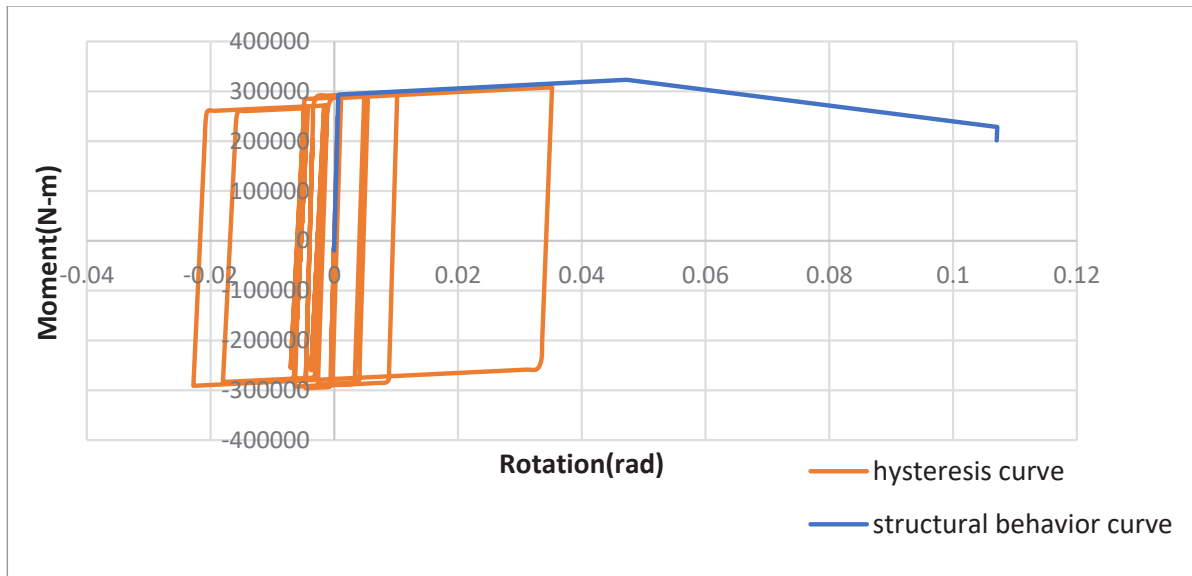
Table 3. Geometric properties of the moment frames with 3, 7 and 11 story

مقاطع قاب‌های خمشی ویژه			
تیرها	ستون‌های میانی	ستون‌های کناری	طبقه
IPE۳۶۰	Box ۳۰x۳۰x۲	Box ۳۰x۳۰x۲	۱ و ۲
IPE۳۳۰	Box ۲۰x۲۰x۱/۵	Box ۲۰x۲۰x۱/۵	۳
IPE۴۵۰	Box ۴۰x۴۰x۲/۵	Box ۴۰x۴۰x۲/۵	۱ و ۲ و ۳
IPE۴۰۰	Box ۳۵x۳۵x۲/۵	Box ۳۵x۳۵x۲/۵	۴ و ۵
IPE۳۶۰	Box ۲۵x۲۵x۲	Box ۲۵x۲۵x۲	۶ و ۷
IPE۵۰۰	Box ۵۰x۵۰x۳/۵	Box ۵۰x۵۰x۳/۵	۱ و ۲ و ۳ و ۴ و ۵
IPE۴۵۰	Box ۴۰x۴۰x۲/۵	Box ۴۰x۴۰x۲/۵	۶ و ۷
IPE۴۰۰	Box ۳۵x۳۵x۲/۵	Box ۳۵x۳۵x۲/۵	۸ و ۹
IPE۳۶۰	Box ۳۰x۳۰x۲	Box ۳۰x۳۰x۲	۱۰ و ۱۱



شکل ۲. منحنی لنگر-دوران مدل رفتاری ایبارا-کراوینکلر [۱۶]

Fig. 2. Backbone curve of the Ibarra-Krawinkler model [16]



شکل ۳. منحنی لنگر-دوران و منحنی رفتاری مفصل پلاستیک تیر دهانه چپ طبقه اول در قاب ۳ طبقه تحت شتابنگاشت زلزله Northridge (۱۹۹۴)

Fig. 3. Moment-rotation and backbone curve of plastic hinge for the left beam of the first floor in a 3-story bending frame under Northridge (1994)

جدول ۴. مقادیر زمان تناوب ارتعاش قاب‌های خمشی در دو نرم‌افزار OpenSEES و ETABS

Table 4. Vibration period of moment frames in OpenSEES and ETABS

مقاطع قاب‌های خمشی ویژه				
تیرها	ستون‌های میانی	ستون‌های کناری	طبقه	قاب
IPE۳۶۰	Box ۳۰x۳۰x۲	Box ۳۰x۳۰x۲	۲ و ۱	۳ طبقه
IPE۳۳۰	Box ۲۰x۲۰x۱/۵	Box ۲۰x۲۰x۱/۵	۳	
IPE۴۵۰	Box۴۰x۴۰x۲/۵	Box ۴۰x۴۰x۲/۵	۳ و ۲ و ۱	۷ طبقه
IPE۴۰۰	Box ۳۵x۳۵x۲/۵	Box ۳۵x۳۵x۲/۵	۵ و ۴	
IPE۳۶۰	Box ۲۵x۲۵x۲	Box ۲۵x۲۵x۲	۷ و ۶	
IPE۵۰۰	Box ۵۰x۵۰x۳/۵	Box ۵۰x۵۰x۳/۵	۵ و ۴ و ۳ و ۲ و ۱	۱۱ طبقه
IPE۴۵۰				
IPE۴۰۰	Box۴۰x۴۰x۲/۵	Box۴۰x۴۰x۲/۵	۹ و ۸	
IPE۳۶۰	Box ۳۵x۳۵x۲/۵	Box ۳۵x۳۵x۲/۵	۱۱ و ۱۰	

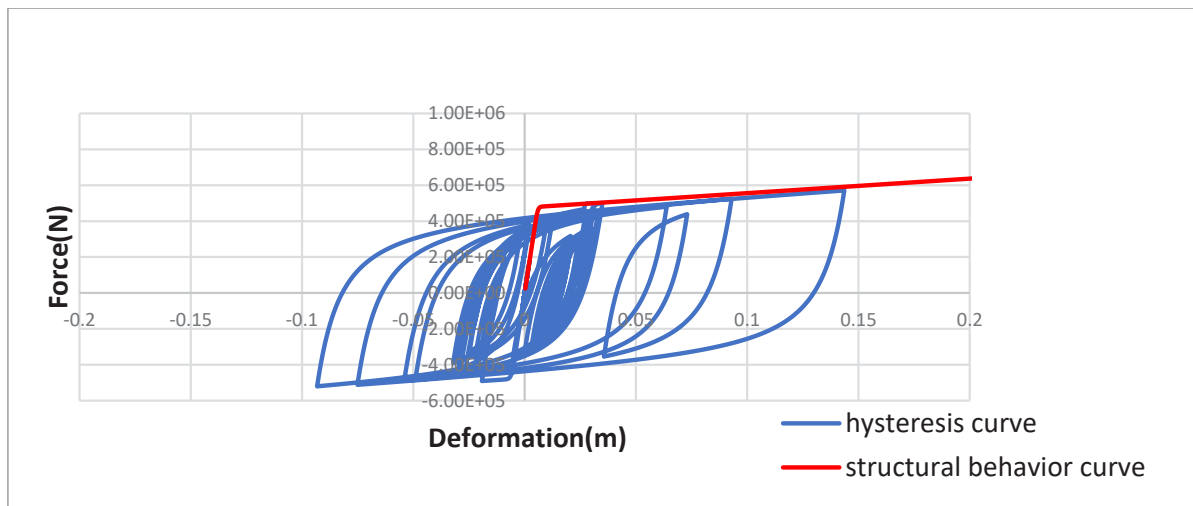
۴-۲- قاب‌های فولادی حاوی مهاربندهای کمانش‌تاب
 مبنای اصلی عملکرد مهاربند کمانش‌تاب، جلوگیری از وقوع کمانش هسته فولادی به منظور امکان وقوع پدیده تسلیم فشاری در آن است. در نتیجه امکان جذب انرژی در این عضو از سازه فراهم می‌شود. چالش اصلی در ساخت مهاربند کمانش‌تاب ایجاد مکانیزمی مؤثر برای افزایش مقاومت فشاری بدون افزایش سختی است؛ به عبارت دیگر اگر هدف افزایش مقاومت فشاری و آستانه کمانش مهاربند تنها با افزایش مقطع باشد، در عمل نتیجه‌ی مطلوب حاصل نخواهد شد. چرا که اولاً اختلاف مقاومت کششی و فشاری باقی خواهد ماند و دوماً این افزایش مقطع موجب افزایش سختی نیز شده که خود منجر به افزایش جذب نیروی زلزله خواهد شد. با توجه به خسارت‌زا بودن زلزله‌های متوالی، در این مقاله نقش مهاربندهای BRB در عملکرد لرزه‌ای قاب‌های فولادی مورد‌ارزیابی قرار گرفته شده است. در مقاله حاضر ۳ قاب فولادی دوعده‌ی مستقر در شهر تهران مشابه قاب‌های فولادی خمشی با تعداد طبقات ۳، ۷، و ۱۱ مورد بررسی قرار گرفته شده است. کلیه قاب‌ها شامل ۳ دهانه به طول ۵ متر هستند. ارتفاع طبقات ۳/۲ متر، سطح باربر دهانه‌ها در جهت متعامد ۵ متر لحاظ شده و سیستم باربر جانبی مطابق شکل (۱) قاب مهاربندی کمانش‌تاب است. فولاد به کار رفته در تیر و ستون دارای مقاومت تسلیم $108 \times 2/4$ نیوتن بر مترمربع و مقاومت نهایی $108 \times 3/7$ نیوتن بر مترمربع است. مدول الاستیسیته و ضریب پواسون آن نیز به ترتیب $1011 \times 1/999$ نیوتن بر مترمربع و $0/3$ در نظر گرفته شده است. مقادیر بار ثقلی اعمال شده بر تیرها در جدول ۲ ارائه شده است. بارگذاری

زلزله بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ ایران - ویرایش چهارم - اعمال شده است. به این منظور محل استقرار قاب‌ها شهر تهران با خطر نسبی خیلی زیاد و نسبت شتاب مبنای طرح به شتاب ثقل $0/35$ ، خاک نوع سه و ضریب اهمیت سازه یک در نظر گرفته شده است. مقاطع به کار رفته در قاب‌های مهاربندی کمانش‌تاب در جدول ۵ معرفی شده است. در سیستم قاب مهاربندی کمانش‌تاب تنها دهانه مهاربندی مدل‌سازی شده است [۱۳] و برای المان‌های تیر و ستون از مدل پلاستیسیته گسترده با اعمال المان تیرستون غیرخطی نیرو-کنترل و مقاطع فایبر استفاده شده است و مهاربندها با اعمال المان Truss مدل شده‌اند. مقاطع فایبر پلاستیسیته را از طریق نقاطی خاص به نام نقاط انتگرال‌گیری در سطح مقطع المان توزیع کرده و رفتار تنش کرنش محوری را به آن‌ها اختصاص می‌دهد. برای تیرها و ستون‌ها و مهاربندها مصالح فولادی Steel02 اختصاص داده شده است. به منظور مدل‌سازی زوال رفتاری و گسیختگی مهاربند، یک محدوده برای شکل‌پذیری مهاربند مشخص شده است و حداکثر شکل‌پذیری ۱۵ [۱۹] برای مهاربندهای کمانش‌تاب پیشنهاد شده است. بدین ترتیب مهاربند در زمان رسیدن به حداکثر شکل‌پذیری خود دچار گسیختگی شده است. برای نمونه منحنی نیرو-تغییرشکل و منحنی رفتاری مهاربند طبقه اول در قاب مهاربندی ۳ طبقه تحت شتاب‌گاشت زلزله Northridge(1994) در شکل ۴ نشان داده شده است. همانطور که در این شکل مشخص است، مشابه قاب‌های خمشی حلقه‌های هیستریزس در اطراف منحنی رفتاری تشکیل شده‌اند. در این مطالعه نسبت میرایی با فرض یکسان بودن برای

جدول ۵. مشخصات مقاطع قاب‌های مهاربندی ۳، ۷ و ۱۱ طبقه

Table 5. Geometric properties of the BRB frames with 3, 7 and 11 story

مقاطع قاب‌های مهاربندی کمانش تاب					طبقه	قاب
مهاربندها	تیرهای دهانه غیربادبندی	تیرهای دهانه بادبندی	ستون‌های دهانه غیربادبندی	ستون‌های دهانه بادبندی		
BRB۲۰	IPE۳۰۰	IPE۳۳۰	Box ۱۵x۱۵x۱	Box ۲۰x۲۰x۱/۵	۲ و ۱	۳ طبقه
BRB۱۰	IPE۳۰۰	IPE۲۲۰	Box ۱۵x۱۵x۱	Box ۲۰x۲۰x۱/۵	۳	
BRB۴۰	IPE۳۰۰	IPE۳۳۰	Box ۱۵x۱۵x۱	Box ۳۵x۳۵x۲/۵	۳ و ۲ و ۱	۷ طبقه
BRB۳۵	IPE۳۰۰	IPE۳۰۰	Box ۱۵x۱۵x۱	Box ۲۵x۲۵x۲	۵ و ۴	
BRB۲۰	IPE۳۰۰	IPE۳۰۰	Box ۱۵x۱۵x۱	Box ۱۵x۱۵x۱	۶	
	IPE۲۴۰	IPE۲۴۰			۷	
BRB۹۰		IPE۵۰۰			۴ و ۳ و ۲ و ۱	۱۱ طبقه
BRB۹۰		IPE۴۵۰	Box ۱۵x۱۵x۱	Box ۶۵x۶۵x۳/۸	۵	
BRB۸۵	IPE۳۰۰	IPE۴۵۰			۷ و ۶	
BRB۸۵		IPE۴۰۰			۸	
BRB۶۰	IPE۳۰۰	IPE۴۰۰	Box ۱۵x۱۵x۱	Box ۴۰x۴۰x۲/۵	۱۰ و ۹	
BRB۴۵	IPE۳۰۰	IPE۳۰۰	Box ۱۵x۱۵x۱	Box ۴۰x۴۰x۲/۵	۱۱	



شکل ۴. منحنی نیرو-تغییر شکل مهاربند طبقه اول در قاب مهاربندی ۳ طبقه تحت زلزله Northridge (۱۹۹۴)

Fig. 4. Force-Deformation curve of the BRB in the first floor of the 3-story BRB frame under Northridge (1994)

جدول ۶. مقادیر زمان تناوب ارتعاش قاب‌های مهاربندی در دو نرم‌افزار ETABS و OpenSEES

Table 6. Vibration period of BRB frames in OpenSEES and ETABS

ETABS	OpenSEES	زمان تناوب قاب ۳ طبقه
0.512	0.487	T ₁ (Sec)
0.201	0.195	T ₂ (Sec)
0.144	0.142	T ₃ (Sec)
ETABS	OpenSEES	زمان تناوب قاب ۷ طبقه
1.108	0.989	T ₁ (Sec)
0.388	0.336	T ₂ (Sec)
0.222	0.198	T ₃ (Sec)
ETABS	OpenSEES	زمان تناوب قاب ۱۱ طبقه
1.275	1.136	T ₁ (Sec)
0.39	0.342	T ₂ (Sec)
0.214	0.205	T ₃ (Sec)

خسارت پارک-انگ، ضریب اضافه مقاومت نیز استخراج شده است. نحوه توزیع بار جانبی با استفاده از بند ۳ پیوست دوم استاندارد ۲۸۰۰ ایران- ویرایش چهارم، به صورت متناسب با نیروهای جانبی حاصل از تحلیل دینامیکی خطی طیفی با لحاظ آن تعداد مودهای ارتعاشی که حداقل ۹۰ درصد جرم سازه در تحلیل مشارکت کند، در نظر گرفته شده است. تغییرمکان هدف مرکز جرم بام معادل ۱۰ درصد برای قاب‌ها در نظر گرفته شده است و سازه‌ها تا این مقدار جابه جایی مورد تحلیل قرار گرفته‌اند. شکل‌های (۵) و (۶) نمودار برش پایه تقسیم بر وزن سازه (W) بر حسب تغییرمکان هدف بام را به ترتیب برای قاب‌های خمشی و مهاربندی ۳، ۷ و ۱۱ طبقه نشان می‌دهند.

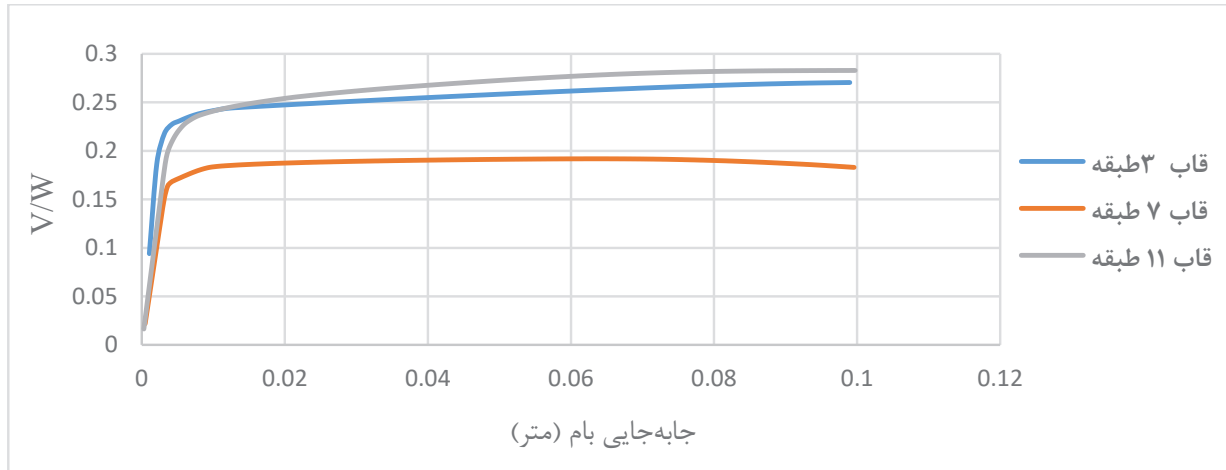
همانطور که پیش‌تر اشاره شد، با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی پوش‌آور می‌توان ضریب اضافه مقاومت را در کلیه سازه‌ها به دست آورد. باتوجه به مفهوم اضافه مقاومت سازه در هنگام زلزله، سازه‌ی واقعی با قرارگرفتن در معرض نیروی زلزله، ظرفیت بیشتری را در مقایسه با ظرفیت در نظرگرفته شده در طراحی (Vs) از خود نشان می‌دهد و بدین ترتیب می‌تواند معیاری برای میزان شکل‌پذیری قاب باشد. مقادیر ضریب اضافه مقاومت برای قاب خمشی ۳، ۷ و ۱۱ طبقه به ترتیب برابر با ۲/۳۶، ۳/۱۱ و ۲/۵ و برای قاب مهاربندی ۳، ۷ و ۱۱ طبقه به ترتیب برابر با ۱/۸۵، ۱/۶۳ و ۲/۳۳ به دست آمده است. مقادیر بین ۱/۵ تا ۳ اعداد مناسبی برای مقدار ضریب اضافه مقاومت می‌باشند که در مطالعه حاضر مقادیری در این بازه برای سازه‌ها به دست آمده است. در واقع قاب‌ها شکل‌پذیری مناسبی از خود به نمایش گذاشته‌اند.

هر مود ارتعاش، ۵ درصد در نظر گرفته شده است. با اعمال جرم به‌صورت ترکیب بار مرده به‌علاوه ۲۰ درصد بار زنده به گره‌های قاب و در نظر گرفتن سختی الاستیک سازه، زمان تناوب ارتعاش مود اول سازه محاسبه شده است که در قاب‌های ۳، ۷ و ۱۱ طبقه به ترتیب ۰/۵۱۲، ۱/۱۰۸ و ۱/۲۷۵ ثانیه است.

در جدول ۶ مقادیر زمان تناوب قاب‌ها در ETABS و OpenSEES برای ۳ مود اول برای قاب‌های مهاربندی ارائه شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود مقادیر بسیار نزدیک به هم بوده و اختلاف قابل صرف‌نظر کردن است. جهت صحت‌سنجی مدل قاب‌های مهاربندی کمانش‌تاب نیز از نتایج پژوهش Ghowsi و همکاران در سال ۲۰۲۰ [۲۰] استفاده شده است. به این منظور از پارامترهای موجود در مدل قاب مهاربندی کمانش‌تاب ۳ طبقه که توسط مطالعه مذکور طراحی شده است مجدداً با المان‌ها، مدل رفتاری و مصالح مورد استفاده در این مقاله مدل‌سازی گردیده است. با قرار دادن شرایط بارگذاری و مشخصات فولاد مصرفی بیان شده در مطالعه Ghowsi و همکاران، زمان تناوب قاب را محاسبه کرده و نتیجه حاصل اختلاف بسیار کمی با مقدار ارائه شده در مطالعه دارد. زمان تناوب محاسبه شده توسط مطالعه، ۰/۴۷ ثانیه و مقدار حاصله از روند مدل‌سازی مقاله حاضر، ۰/۵۱ ثانیه است که مقدار اختلاف بسیار کم و قابل قبول است.

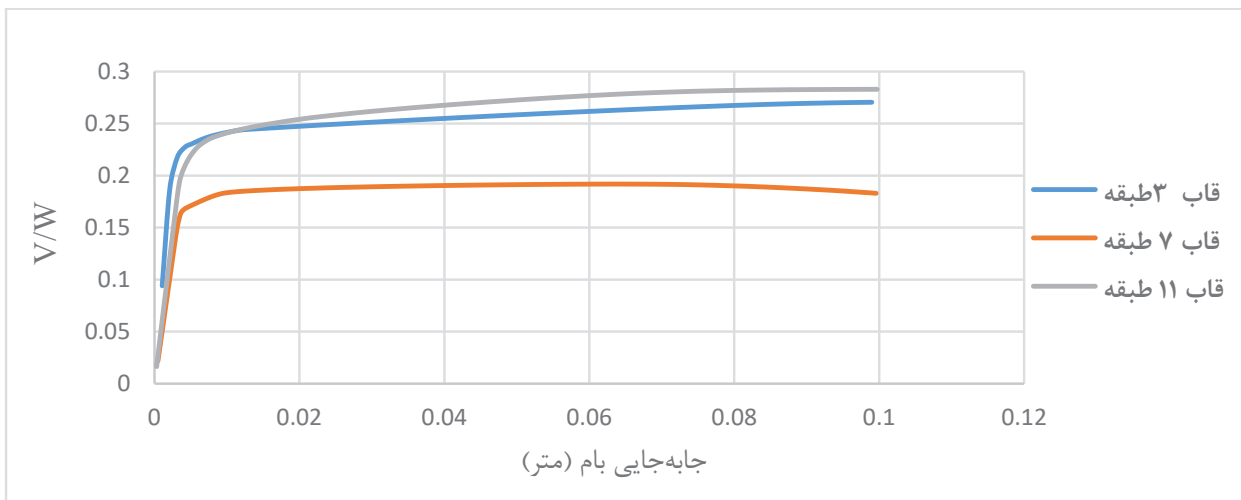
۵- تحلیل استاتیکی غیر خطی

به منظور اغنای بخش نتیجه‌گیری، تحلیل استاتیکی غیرخطی پوش‌آور بر روی کلیه قاب‌ها صورت گرفته و علاوه بر پارامترهای مؤثر در رابطه شاخص



شکل ۵. نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی قاب‌های خمشی ۳، ۷ و ۱۱ طبقه

Fig. 5. Nonlinear static analysis results of the studied moment frames



شکل ۶. نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی قاب‌های مهاربندی ۳، ۷ و ۱۱ طبقه

Fig. 6. Nonlinear static analysis results of the studied BRB frames

خسارت اعضای سازه‌ای را به صورت ترکیب خطی از خسارت‌های ناشی از بیشینه تغییرشکل‌ها و انرژی چرخه‌ای جذب شده ارائه می‌دهد. برای نمونه می‌توان به مطالعه هویدایی و رادپور در سال ۲۰۲۰ [۱۳] و مطالعه کاظمی و بهنام‌فر [۲۱] اشاره نمود که از این شاخص استفاده شده است. برای محاسبه شاخص خسارت پارک-انگ از رابطه (۱) استفاده شده است:

$$DI_{PA} = \frac{\delta m}{\delta u} + \beta_{PA} \frac{\int dE}{Q_y \times \delta u} \quad (1)$$

۶- شاخص خسارت پارک-انگ

عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها را می‌توان با تعیین حدود خسارت وارد شده به کمک شاخص خسارت کمی نمود. از پرکاربردترین انواع شاخص‌های خسارت می‌توان به شاخص خسارت پارک-انگ ارائه شده در سال ۱۹۸۵ [۴] اشاره نمود. این شاخص خسارت با استفاده از چند متغیر، میزان خسارت وارده به یک عضو و یا کل سازه را نشان می‌دهد. شاخص خسارت یک کمیت نرمال شده‌ای است که برای حالت الاستیک (بدون خسارت) مقدار آن برابر صفر و برای حالتی که گسیختگی روی داده است، برابر با مقدار یک است و پتانسیل

جدول ۷. تفسیر فیزیکی شاخص‌های خسارت [۱۹]

Table 7. Physical interpretation of damage index [19]

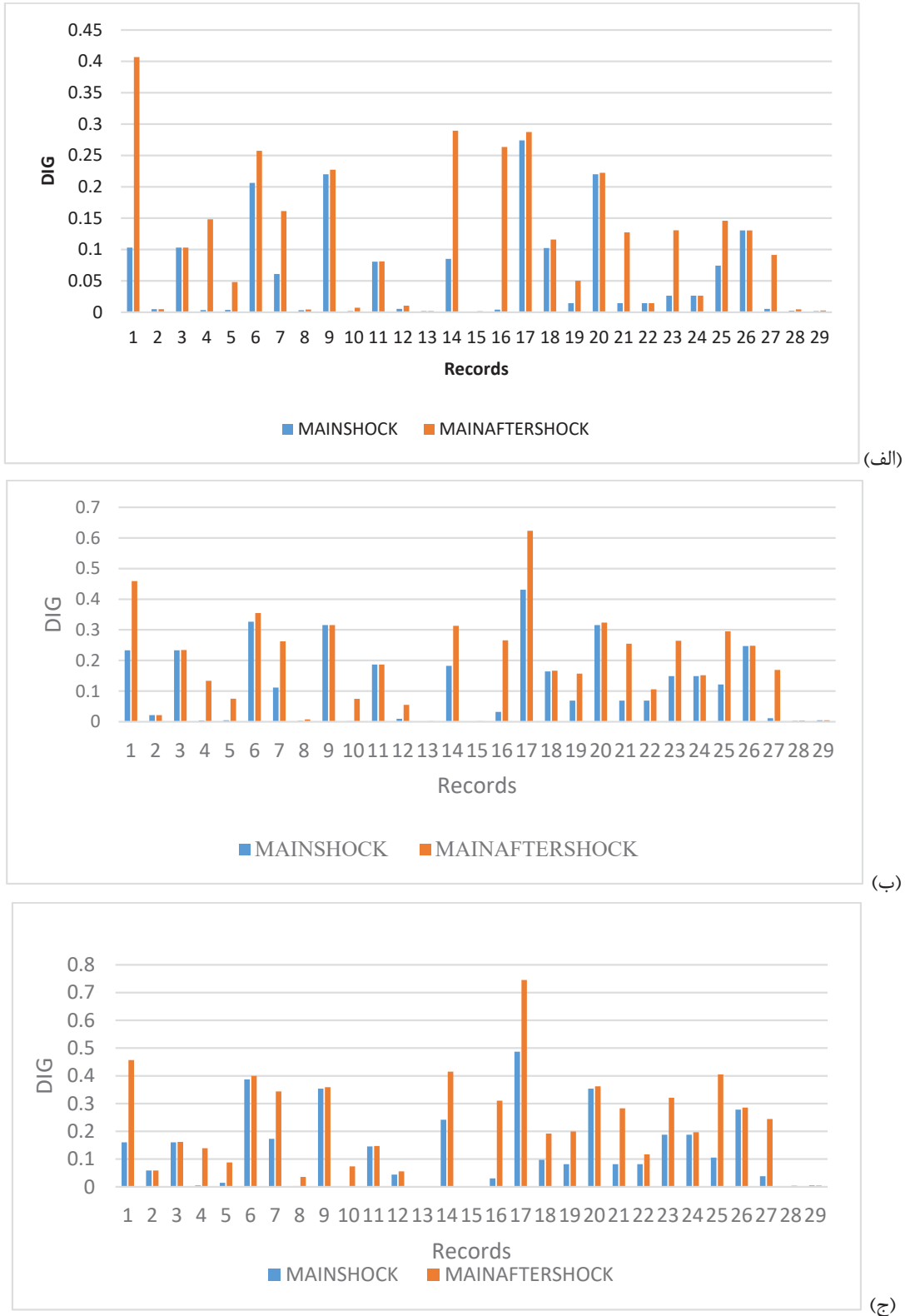
وضعیت	شاخص خسارت	شدت آسیب
تخریب ساختمان	$> 1/0$	فروپاشی
فرا تراز تعمیر	$0/4 - 1/0$	شدید
قابل تعمیر	$> 0/4$	متوسط
	$< 0/2$	جزئی

خراب شود در واقع کل سازه خراب شده است، مبنای کار قرار داده شده و شاخص خسارت فقط برای مهاربندهای کمانش تاب محاسبه شده است [۱۳]. با انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی مقادیر بیشترین تغییرشکل عضو و انرژی جذب شده توسط عضو محاسبه شده است. تغییرشکل گسیختگی عضو و مقاومت تسلیم با توجه به پارامترهای مقطع به دست آمده است و مقدار ضریب β_{PA} برای کلیه قاب‌های فولادی مقدار ثابت $0/025$ در نظر گرفته شده است [۲۲]. در ادامه نتایج در سه حالت گزارش شده است. ابتدا مقادیر شاخص خسارت به تفکیک تعداد طبقات و نوع قاب - خمشی و مهاربندی - برای دو حالت منفرد و متوالی گزارش شده است. در ادامه به منظور نمایش بهتری از خسارت‌زایی لرزه‌های متوالی، نسبت شاخص خسارت قاب‌های مذکور برای حالت متوالی به منفرد مقایسه شده است. در انتها با معرفی توزیع خسارت در ارتفاع، طبقات حساس به خسارت شناسایی شده‌اند. در این بخش شاخص‌های خسارت قاب‌های فولادی تحت ۲۹ رکورد زلزله منفرد و متوالی بحرانی در شکل‌های ۷ و ۸ به تفکیک طبقات و نوع قاب فولادی نشان داده است. در این شکل‌ها محور افق معرف شماره رکورد بوده و محور قائم به شاخص خسارت DIG اختصاص دارد. با بررسی نتایج حاصل می‌توان دریافت که شاخص خسارت در کلیه قاب‌ها عدد کمتر از ۱ به دست آمده است که این موضوع با توجه به جدول ۷ بدین معنی است که هیچ کدام از سازه‌ها به طور کامل دچار خرابی و واژگونی نشده است. همچنین مقدار شاخص خسارت در حالت توالی لرزه‌ای در مقایسه با زلزله منفرد به میزان قابل توجهی افزایش پیدا کرده است. بیشترین میزان افزایش شاخص خسارت تحت زلزله متوالی، مربوط به قاب خمشی ۳ طبقه تحت رکورد زلزله Kozani3 (۱۹۹۵) بوده است.

در این رابطه δ_m نشان‌دهنده بیشترین تغییرشکل عضو، δ_u تغییرشکل گسیختگی عضو، β_{PA} ضریب ثابت مربوط به بارگذاری چرخه‌ای، Q_y مقاومت تسلیم و dE بیانگر انرژی جذب شده توسط عضو در حین تحلیل تاریخیچه زمانی پاسخ و معادل مساحت زیر منحنی چرخه‌های هیستریزس عضو است.

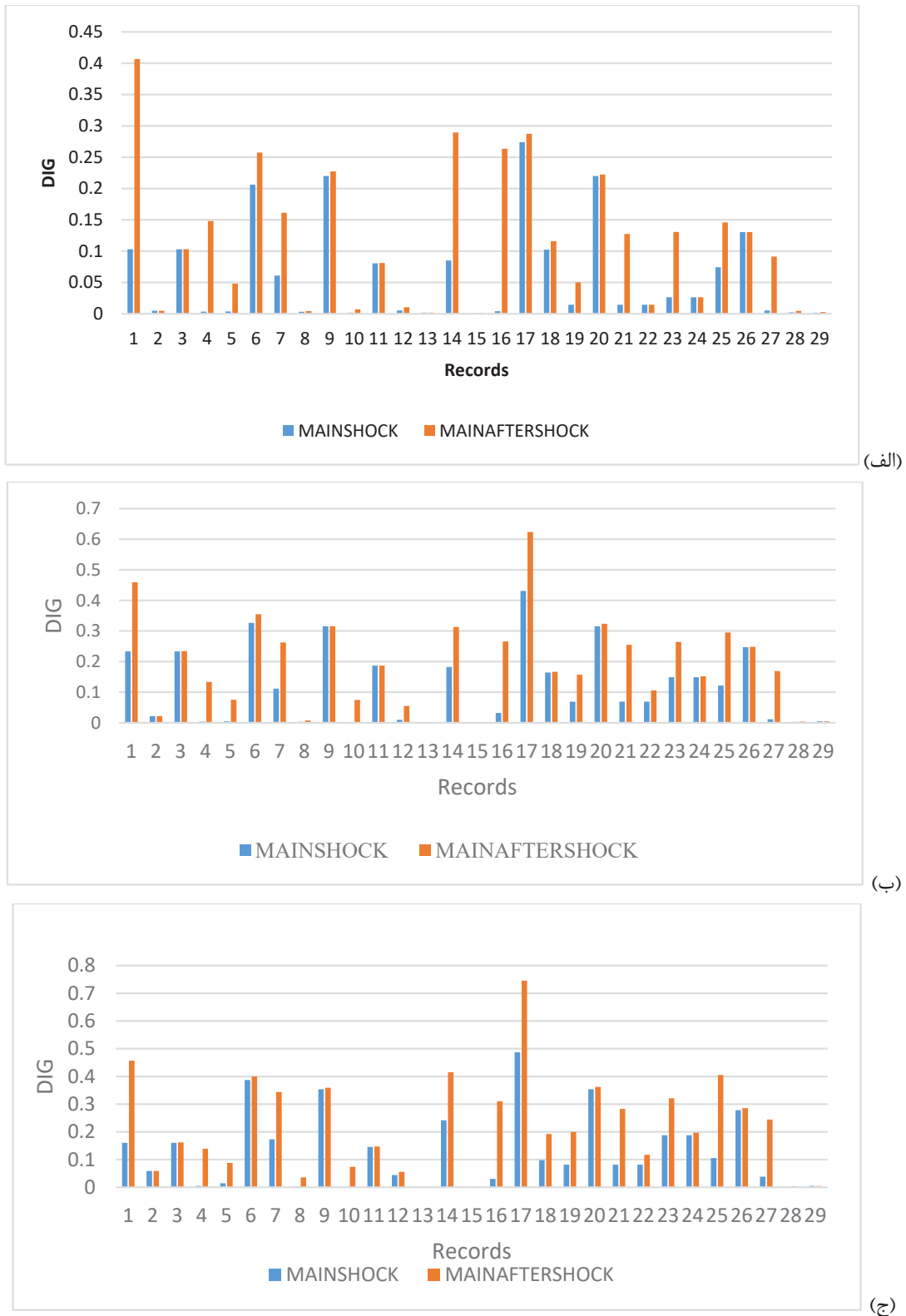
۷- شاخص خسارت پارک-انگ در قاب‌های فولادی خمشی و حاوی مهاربند کمانش تاب در معرض زلزله‌های منفرد و متوالی بحرانی

همانطور که پیش‌تر اشاره شد، در راستای استخراج شاخص خسارت پارک-انگ نیاز به تعیین حداکثر تغییر شکل عضو و انرژی جذب شده توسط عضو در حین تحلیل تاریخیچه زمانی پاسخ می‌باشد. به این منظور با انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی، این پارامترها استخراج شده است. همچنین تحلیل تاریخیچه زمانی دینامیکی با فرض رفتار خطی المان‌ها برای کلیه قاب‌ها تحت لرزه‌های منفرد و متوالی صورت گرفته و در نهایت شاخص خسارت پارک-انگ با استفاده از رابطه (۱) محاسبه و در دو حالت سناریوهای لرزه‌ای منفرد و متوالی، مقایسه شده است. لازم به ذکر است که کلیه قاب‌ها قبل از انجام تحلیل‌ها تحت بارگذاری ثقلی قرار گرفته‌اند. در این راستا شاخص خسارت در قاب خمشی فولادی برای تک‌تک اعضا، برای مثال در یک تیر برای مفاصل چپ و راست به طور جداگانه محاسبه شده و در نهایت شاخص خسارت طبقه به دست آمده است. در این سازه‌ها چون مفاصل مورد بررسی قرار گرفته‌اند، منظور از بیشترین تغییرشکل عضو، بیشترین دوران عضو است. در قاب‌های فولادی مهاربندی نیز این فرض منطقی که اگر BRB



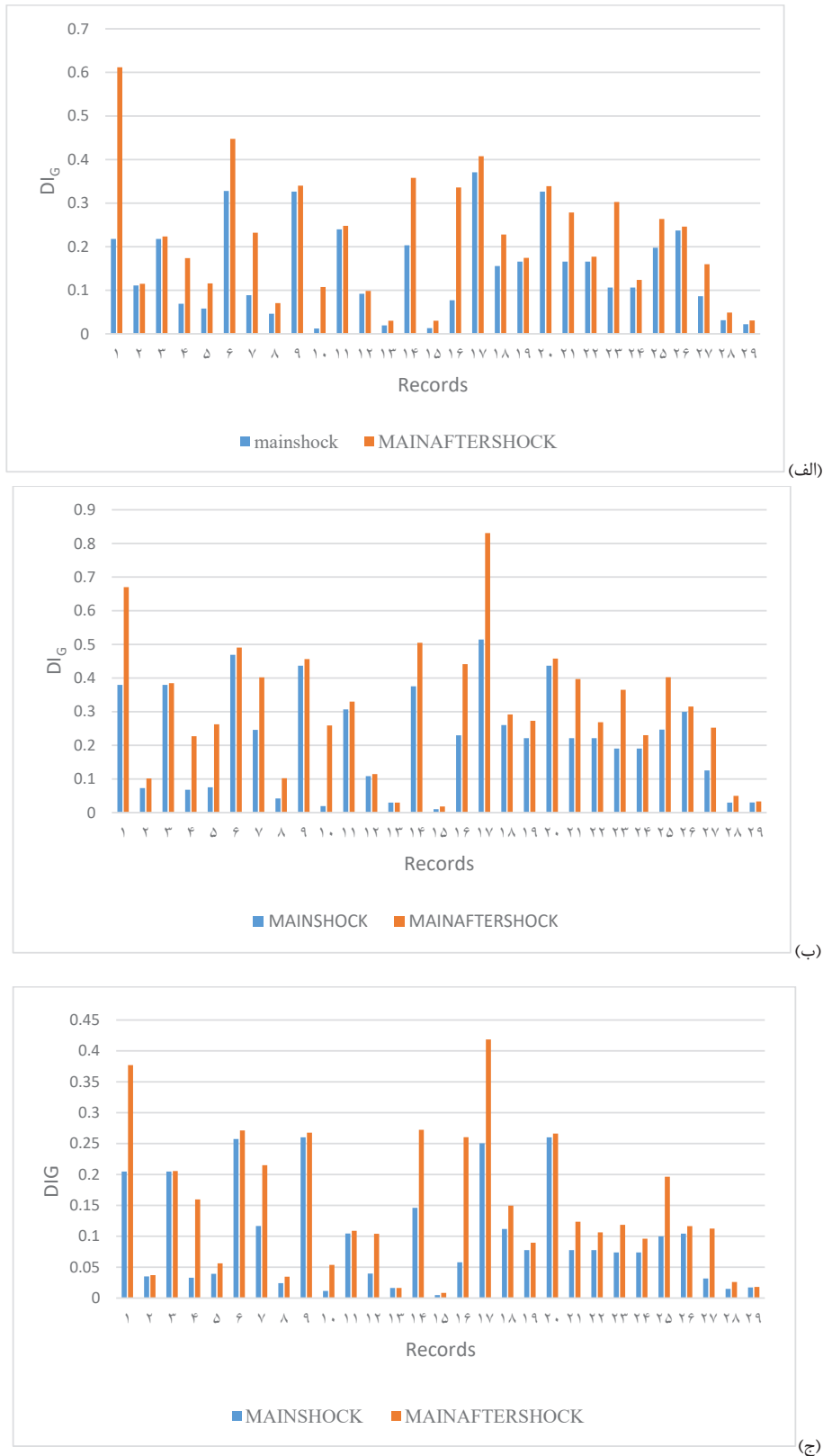
شکل ۷. مقایسه شاخص خسارت در قاب‌های خمشی تحت ۲۹ رکورد زمین‌لرزه منفرد و متوالی بحرانی (الف) ۳ طبقه، (ب) ۷ طبقه و (ج) ۱۱ طبقه

Fig.7. Comparison of damage index in moment frames under 29 single and consecutive critical earthquake records (a) 3-story, (b) 7-story and (c) 11-story



شکل ۸. مقایسه شاخص خسارت در قاب‌های مهاربندی تحت ۲۹ رکورد زمین‌لرزه منفرد و متوالی بحرانی (الف) ۳ طبقه، (ب) ۷ طبقه و (ج) ۱۱ طبقه

Fig. 8. Comparison of damage index in BRB frames under 29 single and consecutive critical earthquake records (a) 3-story, (b) 7-story and (c) 11-story



شکل ۹. نسبت شاخص خسارت قاب‌های خمشی ناشی از زمین‌لرزه متوالی به منفرد (الف) ۳ طبقه، (ب) ۷ طبقه و (ج) ۱۱ طبقه

Fig. 9. The ratio of damage index for Moment frames under consecutive earthquakes to single (a) 3-story, (b) 7-story and (c) 11-story

۸- نتایج

وقایع تاریخی گذشته و مطالعات بسیار صورت گرفته حاکی از آن است که بررسی پدیده توالی لرزه‌ای و تأثیر آن بر رفتار سازه امری ضروری بوده و چشم‌پوشی از آن، موجب افزایش تلفات و صدمات جانی و خسارات وارد به سازه می‌شود. از این رو مقاله حاضر با هدف ارزیابی خسارت‌پذیری قاب‌های خمشی و قاب مهاربندی کمانش‌تاب به بررسی پارامتر شاخص خسارت پارک-انگ در سازه‌ها تحت سناریوهای لرزه‌ای منفرد و متوالی بحرانی و شناسایی طبقات حساس به خسارت پرداخته است. اهم نتایج استخراج شده به شرح زیر است:

- علی‌رغم اهمیت پدیده توالی لرزه‌ای، در آیین‌نامه‌های طراحی نظیر استاندارد ۲۸۰۰ ایران، ضوابط مدونی برای لحاظ نمودن این پدیده در نظر گرفته نشده است. چنانچه فقط زلزله منفرد در طراحی سازه منظور شود و تفاوتی میان عملکرد سازه تحت یک زلزله منفرد و زلزله‌های متوالی وجود نداشته باشد، ممکن است سازه قادر به پاسخگویی نیازهای حاصل از زلزله‌های متوالی نبوده و دچار خسارات بیشتر و حتی فروریزش شود.
- براساس نتایج حاصل از نمودارهای مقایسه شاخص خسارت پارک-انگ در هر ۶ قاب تحت ۲۹ رکورد زلزله منفرد و متوالی، ظرفیت فروریزش سازه به دلیل افزایش سطح خرابی ناشی از لرزه اول و تجمع خرابی و خسارت در المان‌های قاب به دلیل زوال سختی و مقاومت، کاهش می‌یابد و سازه به واسطه رویارویی با لرزه‌های بعدی خیلی زودتر از آنچه آیین‌نامه‌های طراحی با منفرد لحاظ نمودن زلزله طراحی در نظر گرفته‌اند، دچار فروریزش می‌شود و مقدار شاخص خسارت افزایش پیدا کرده است. افزایش‌های ناگهانی هم‌چنین می‌تواند مربوط به پدیده احتمالی تشدید و نزدیک بودن محتوای فرکانسی سازه و زلزله باشد.
- با بررسی نمودارهای نسبت شاخص خسارت در حالت زمین‌لرزه متوالی و منفرد، میانگین نسبت شاخص خسارت زمین‌لرزه متوالی به منفرد در قاب مهاربندی ۳ طبقه برابر ۱۵۶/۴۳ درصد، در قاب مهاربندی ۷ طبقه ۱۵۷/۱۷ درصد و در قاب مهاربندی ۱۱ طبقه ۱۸۴/۳۸ درصد به دست آمده است. هم‌چنین به طور میانگین در مجموع قاب‌های مهاربندی مقدار شاخص خسارت تحت توالی لرزه‌ای نسبت به لرزه منفرد، افزایش نسبی

۷-۱- مقایسه نسبت شاخص خسارت زلزله متوالی به منفرد

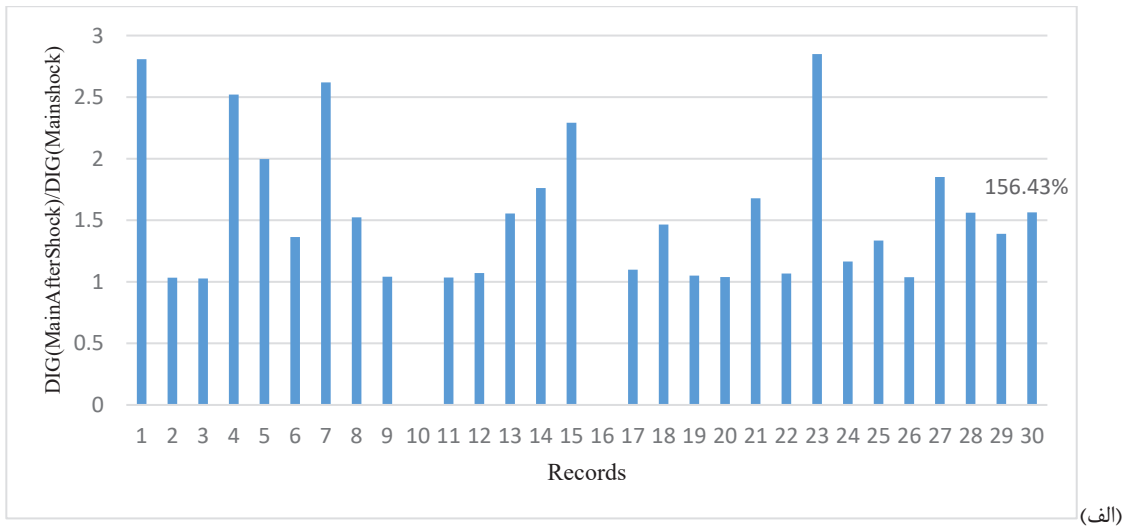
در این بخش به منظور بررسی جامع‌تر خسارت‌پذیری قاب‌های فولادی در رویارویی با لرزه‌های متوالی بحرانی، نسبت شاخص خسارت قاب‌های خمشی و مهاربندی ناشی از زمین‌لرزه‌های متوالی به منفرد به ترتیب در شکل‌های ۹ و ۱۰ معرفی شده است. در این راستا، داده‌های پرت حذف و متوسط نتایج در میله آخر مقایسه داده شده است. هم‌چنین شکل ۱۱ صرفاً به مقایسه متوسط نتایج برای قاب‌ها اختصاص داده شده است. همانطور که در نمودارها مشاهده شده است، میانگین نسبت شاخص خسارت زمین‌لرزه متوالی به منفرد در قاب خمشی ۳، ۷ و ۱۱ طبقه به ترتیب برابر با ۳۰۹/۵۸، ۳۰۱/۱۰ و ۳۵۸/۰۹ درصد و برای قاب‌های مهاربندی به ترتیب برابر با ۱۵۶/۴۳، ۱۵۷/۱۷ و ۱۸۴/۳۸ درصد می‌باشد.

با بررسی نتایج حاصل از نمودارها می‌توان دریافت با افزایش تعداد طبقات، سازه‌ها زودتر وارد ناحیه غیرخطی شده‌اند و نسبت خسارت‌پذیری هم افزایش داشته است. از طرفی استفاده مهاربندهای کمانش‌تاب میزان خسارت را به اندازه قابل‌ملاحظه‌ای کاهش داده‌اند. بیشترین میزان نسبت شاخص خسارت زمین‌لرزه‌ی متوالی به منفرد مربوط به قاب خمشی ۱۱ طبقه تحت رکورد زلزله (۱۹۹۵) Kozani بوده است.

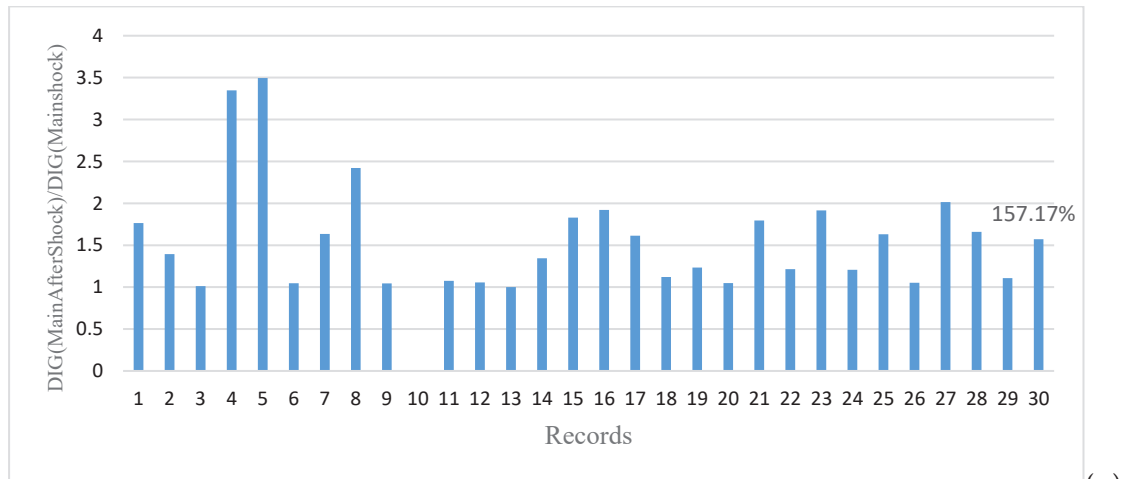
۷-۲- توزیع خسارت در ارتفاع قاب‌های فولادی

در شکل‌های ۱۲ و ۱۳ توزیع خسارت در ارتفاع طبقات نشان داده شده است. در این نمودارها محور افق نسبت شاخص خسارت در حالت زمین‌لرزه متوالی به منفرد و محور قائم معرف شماره طبقات است. این نمودار برای هر ۲۹ رکورد زلزله در هر ۶ سازه رسم شده و در بین آن‌ها متوسط نسبت شاخص خسارت طبقه با نمودار قرمز رنگ متمایز شده است.

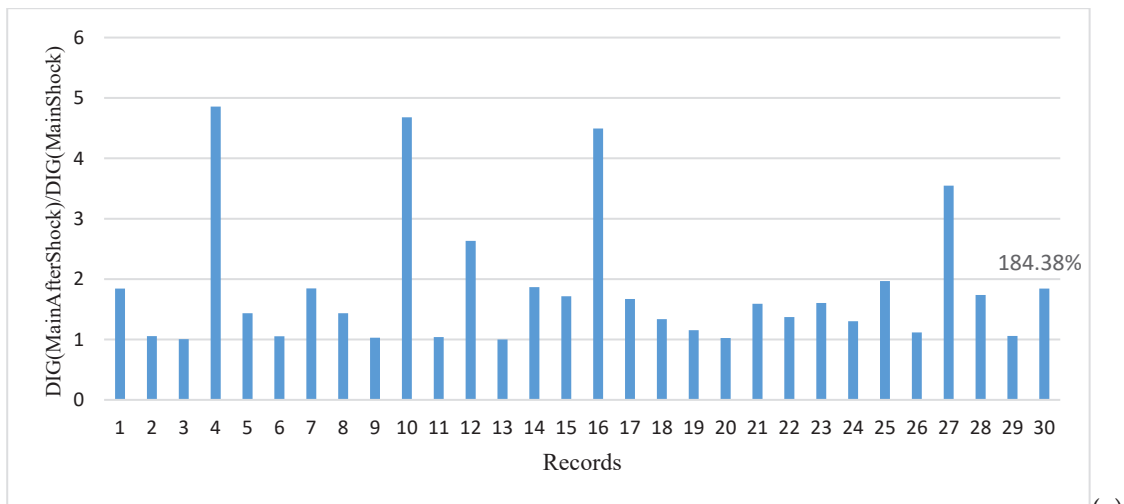
برای تشخیص طبقات حساس به خسارت، هر چه میانگین نسبت شاخص خسارت طبقه‌ای به سمت راست‌تر باشد، طبقه ضعیف‌تر و حساس‌تر بوده و در نتیجه نیاز به تقویت دارد. همانطور که در نمودارها مشاهده شده است در قاب خمشی ۳ طبقه و ۷ طبقه، طبقات انتهایی نسبت به خسارت حساس‌تر بوده‌اند. در قاب خمشی ۱۱ طبقه، طبقه هشتم بیشترین میزان نسبت شاخص خسارت را در میان طبقات دارد که طبقه حساس‌تر به خسارت به حساب می‌آید. در قاب مهاربندی نیز در قاب ۳ طبقه، طبقه اول ضعیف است و در قاب ۷ طبقه مهاربندی، طبقه چهارم نسبت خسارت‌پذیری بیشتری داشته است. در قاب ۱۱ طبقه نیز در طبقه پنجم نمودار به سمت راست‌تر است و خسارت‌پذیری بیشتر بوده است. این حساسیت می‌تواند از تغییر مقاطع سازه‌ای در محدوده طبقات فوق‌الذکر نیز ناشی گردد.



(الف)



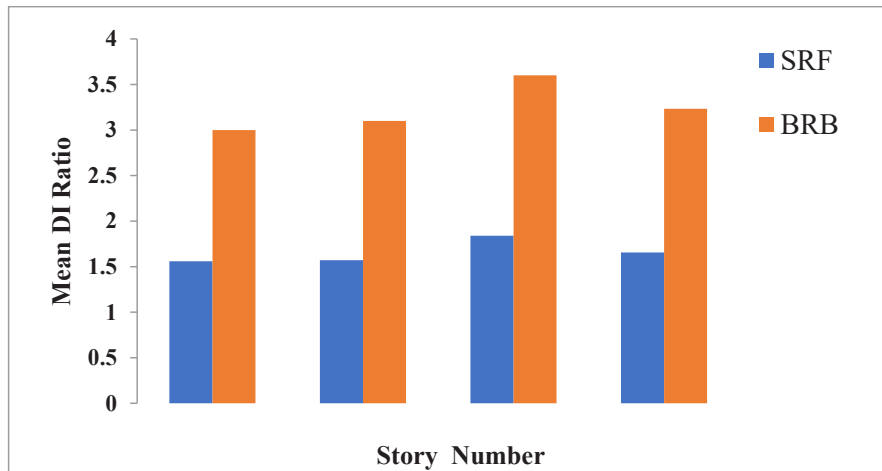
(ب)



(ج)

شکل ۱۰. نسبت شاخص خسارت قاب‌های مهاربندی ناشی از زمین‌لرزه متوالی به منفرد (الف) طبقه ۳، (ب) طبقه ۷ و (ج) طبقه ۱۱

Fig. 10. The ratio of damage index for BRB frames under consecutive earthquakes to single (a) 3-story, (b) 7-story and (c) 11-story



شکل ۱۱. متوسط نسبت شاخص خسارت قاب‌های فولادی در برابر زلزله‌های متوالی به منفرد

Fig. 11. The average ratio of the damage index for steel frames under consecutive to single earthquakes

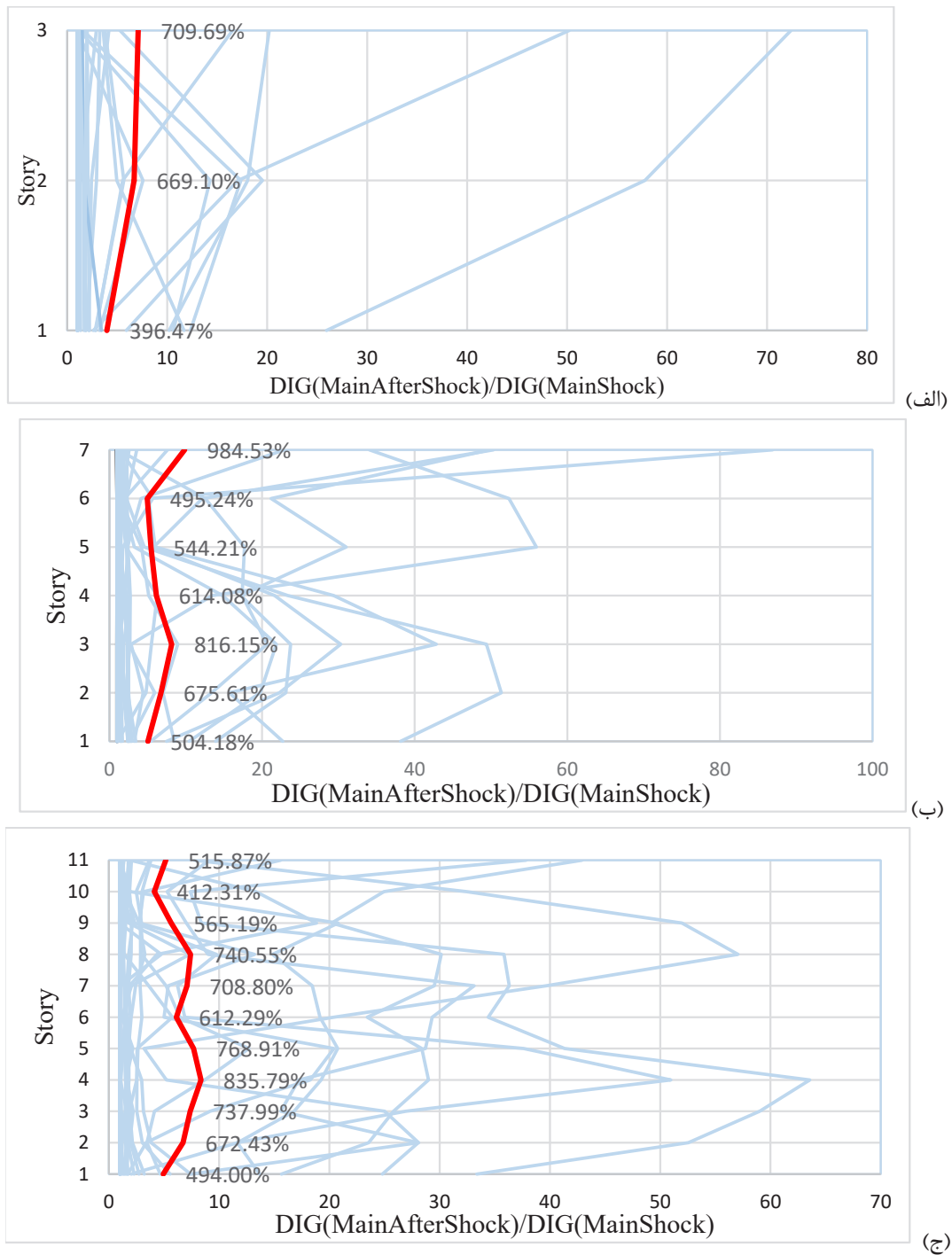
خسارت‌پذیری بیشتری داشته است. در قاب ۱۱ طبقه نیز در طبقه پنجم نمودار به سمت راست‌تر و خسارت‌پذیری بیشتر بوده است.

همچنین در این مطالعه وضعیت ستون‌های قاب مهاربندی کمانش‌تاب با مقایسه کرنش به دست آمده در بحرانی‌ترین تار مقطع با کرنش تسلیم، بررسی شده است. با توجه به نتایج در قاب مهاربندی ۳ طبقه تحت ۳ رکورد زلزله انتخابی طبقه اول بیشترین میزان کرنش را در ستون‌ها تجربه کرده و وارد ناحیه غیرخطی شده است که به دلیل نیروی محوری زیادی که در پایه سازه وجود دارد، طبیعی و منطقی می‌باشد. در قاب مهاربندی ۷ طبقه در رکورد اول و سوم المان‌های ستون طبقه اول و پنجم از حد تسلیم فراتر رفته و وارد محدوده غیرخطی شده‌اند. در همین سازه المان ستون‌ها در رکورد دوم به طور کامل در محدوده خطی قرار دارند. در قاب مهاربندی ۱۱ طبقه نیز در رکورد اول و سوم، ستون‌های طبقه اول وارد ناحیه غیرخطی شده‌اند و مابقی ستون‌ها در حالت خطی قرار دارند. نتایج نشان داده است که عملکرد مهاربندهای کمانش‌تاب باعث شده است که تعداد زیادی از المان‌های ستون پس از پس‌لرزه در محدوده خطی قرار بگیرند.

۱۶۶ درصد را نشان می‌دهد. از طرفی نسبت شاخص خسارت زمین لرزه متوالی به منفرد در قاب خمشی ۳ طبقه برابر $309/58$ درصد، در قاب خمشی ۷ طبقه $301/10$ درصد و در قاب خمشی ۱۱ طبقه $358/09$ درصد مشاهده شده است و به طور میانگین در مجموع قاب‌ها ۳۲۳ درصد افزایش نسبی داشته است. در نتیجه با افزایش تعداد طبقات، سازه‌ها زودتر وارد ناحیه غیرخطی شده‌اند و نسبت خسارت‌پذیری هم افزایش داشته است.

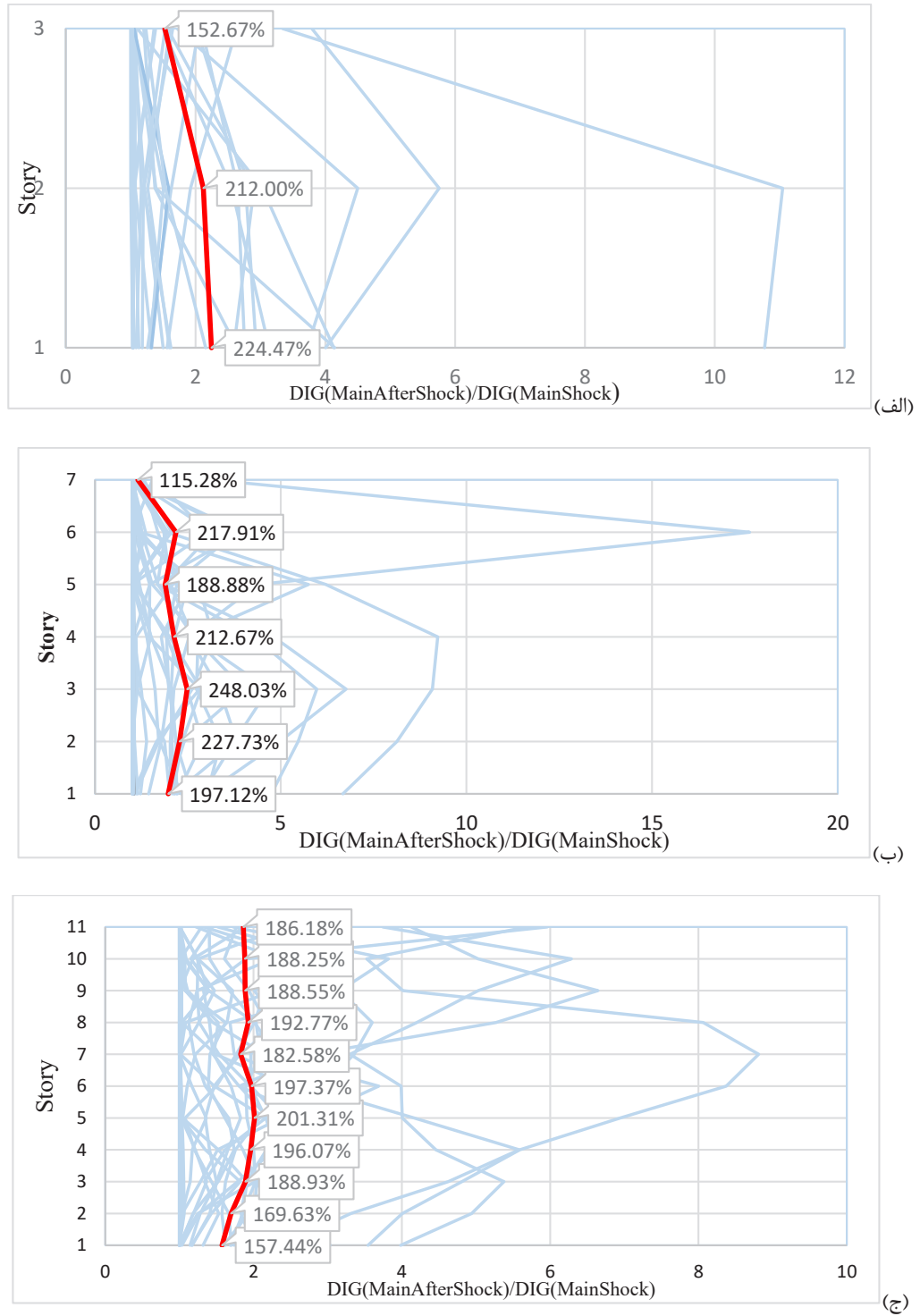
توالی لرزه‌ای، نسبت خسارت‌پذیری در قاب خمشی را در مقایسه با قاب مهاربندی به میزان بیشتری افزایش داده است. بیشترین میزان نسبت شاخص خسارت زمین‌لرزه‌ی متوالی به منفرد مربوط به قاب خمشی ۱۱ طبقه تحت رکورد زلزله (1995) Kozani بوده است.

برای تشخیص طبقات حساس به خسارت، میانگین نسبت شاخص خسارت طبقه مورد بررسی قرار گرفت. براساس نتایج حاصل از نمودارها در سازه قاب خمشی ۳ طبقه و ۷ طبقه، طبقات آخر نسبت به خسارت حساس‌تر بوده‌اند. در قاب خمشی ۱۱ طبقه، طبقه هشتم بیشترین میزان نسبت شاخص خسارت را در میان طبقات دارد که به عنوان طبقه حساس‌تر شناسایی می‌گردد. در قاب مهاربندی نیز در قاب ۳ طبقه، طبقه اول ضعیف است و در قاب ۷ طبقه مهاربندی، طبقه چهارم نسبت



شکل ۱۲: توزیع نسبت شاخص خسارت در ارتفاع طبقات در قاب‌های خمشی (الف) ۳ طبقه، (ب) ۷ طبقه و (ج) ۱۱ طبقه

Fig. 12. Distribution of the damage index ratio for moment frames (a) 3-story, (b) 7-story and (c) 11-story



شکل ۱۳. توزیع نسبت شاخص خسارت در ارتفاع طبقات در قاب‌های مهاربندی (الف) ۳ طبقه، (ب) ۷ طبقه و (ج) ۱۱ طبقه

Fig. 13. Distribution of the damage index ratio for BRB frames (a) 3-story, (b) 7-story and (c) 11-story

physical damage indicators. *Structural Safety*. 68 (2017): 85–96

- [7] Hatzigeorgiou, G.D., and Liolios, A. A. (2010). Nonlinear behaviour of RC frames under repeated strong ground motions. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 30(10): 1010-1025.
- [8] Omranian, E., Abdelnaby, A., Abdollahzadeh, G., Rostamian, M., and Hosseinpour, F. (2018). Fragility Curve Development for the seismic Vulnerability Assessment of Retrofitted RC Bridges under Mainshock-Aftershock seismic sequences. In *structures Congress 2018: Bridges, Transportation Structures, and Nonbuilding Structures*. 2018. American Society of Civil Engineers Reston, V A.
- [9] Hatzigeorgiou, G., and Beskos, D. (2009). Inelastic displacement ratios for SDOF structures subjected to repeated earthquakes. *Engineering Structures*. 31 (2009): 2744–2755.
- [10] Ruiz-Garcia, J., Yaghmaei-sabegh, S., and Bojorquez, E. (2018). Three-dimensional response of steel moment-resisting buildings under seismic sequences. *Engineering Structures*, 175 (2018): 399–414.
- [11] Abedini, H., Hoseini Vaez, S. H., and Zarrineghbal, A. (2020). Optimum design of buckling-restrained braced frames. *Structures*. 25 (2020): 99–112.
- [12] Mohsenian, V., Gharaei-Moghaddam, N., and Hajirasouliha, I. (2020). Reliability analysis and multi-level response modification factors for buckling restrained braced frames. *Journal of Constructional Steel Research*. 171 (2020): 106137.
- [13] Hoveidae, N., Radpour, S. (2020). Performance evaluation of buckling-restrained braced frames under repeated earthquakes. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 19: 241–262 (2021). <https://doi.org/10.1007/s10518-020-00983-0>.
- [14] Amiri, G.G. and Dana, F. M. (2005). Introduction of the most suitable parameter for selection of critical earthquake. *Computers & structures*. 83(8-9): 613-626.
- [15] Ghodrati Amiri G., and Rajabi E. (2017). Damage evaluation of reinforced concrete and steel frames under

۹- فهرست علائم

PGA	بیشینه شتاب زلزله
EPA	بیشینه شتاب مؤثر زلزله، % g
T	دوره تناوب سازه، ثانیه (s)
DIG	شاخص خسارت کلی پارک-انگ
My	لنگر نظیر نقطه تسلیم
θy	دوران نظیر نقطه تسلیم
θpc	دوران ناحیه پس از سخت‌شوندگی
Ke	سختی ناحیه الاستیک
M	لنگر خمشی باقیمانده
δ_m	بیشینه تغییرشکل عضو
δ_u	تغییرشکل گسیختگی عضو
βPA	ضریب ثابت مربوط به بارگذاری چرخه‌ای
Qy	مقاومت تسلیم
$\int dE$	بیانگر انرژی جذب شده توسط عضو

منابع

- [1] Jafari, A. (1991). *Gitashenasi Novin Geographical & Cartographic*, No (5), Tehran. Iran. (In Persian).
- [2] Hassan, E., Admuthe, S., and Mahmoud, H. (2020). Response of semi-rigid steel frames to sequential earthquakes. *Journal of Constructional Steel Research*. 173 (2020): 106272.
- [3] Ruiz-Garcia, J., Bojorquez, E., and Coron, E. (2018). Seismic behavior of steel eccentrically braced frames under soft-soil seismic sequences. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 115 (2018): 119–128.
- [4] Park, Y.J and Ang, A.H.S. (1985). Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete. *Journal of structural engineering*, 1985. 111(4): 722-739
- [5] Loulelis, D., Hatzigeorgiou, G., and Beskos, D. (2013). Moment resisting steel frames under repeated earthquakes. *Earthquake and Structures*. 2013.3(3-4): 231-248.
- [6] Burton, H., Sreekumar, S., Sharma, M., and Sun, H. (2017). Estimating aftershock collapse vulnerability using mainshock intensity, Structural response and

- [19] Veismoradi, S., and Darvishan, E. (2018). Probabilistic seismic assessment of mega buckling-restrained braced frames under near-fault ground motions. *Earthquakes and Structures*. 15(5): 487-498.
- [20] Ghowsi, A. F. and Sahoo, D. R. (2020). Seismic response of SMA-based self-centering buckling-restrained braced frames under near-fault ground motions. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 139: 106397.
- [21] Kazemi, M., and Behnamfar, F. (2020). Active control of structures based on an arbitrary damage index distribution. 2020. *AUT Journal of Civil Engineering*.
- [22] Barbosa, A.R., Filipe L. A. Ribeiro, and Luis A. C. Neves. (2016). Influence of earthquake ground-motion duration on damage estimation: application to steel moment resisting frames. *EARTHQUAKE ENGINEERING & STRUCTURAL DYNAMICS*. 2016. <https://doi.org/10.1002/eqe.276>
- critical successive scenarios. *International Journal of Steel Structures*, 17(4): 1495-1514, 2017/12/01 2017, doi: 10.1007/s13296-017-1218-5.
- [16] Morfuni, F., Freddi, F., Galasso, C. (2019). Seismic Performance of Dual Systems with BRBs under Mainshock-Aftershock Sequences. 13th International Conference on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering, ICASP13 Seoul, South Korea, May 26-30, 2019.
- [17] Ibara, L.F., Medina, R. A., and Krawinkler, H. (2005). Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration. *Earthquake engineering & structural dynamics*. 34(12): 1489-1511.
- [18] ATC 67_1, (2010). Evaluation of the FEMA P-695 Methodology for Quantification of Building Seismic Performance Factors. NEHRP Consultants Joint Venture 2010.

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

H. Banijamali, E. Rajabi, Gh. Ghodrati Amiri, *Damage Evaluation of Steel Moment and Buckling Restrained Braces Frames under Critical Successive Earthquakes*, *Amirkabir J. Civil Eng.*, 55(4) (2023) 849-872.

DOI: 10.22060/ceej.2023.21182.7642



