



Seismic Performance of Building Frames with Buckling Resistance Braces Under Far and Near Field with and without Pulse Earthquakes

Abdol Ghaium Dehvari¹ , Mohsen Khazaei²

¹ Department of Civil Engineering, Velayat University, Iranshahr, Iran

² Department of Civil Engineering, Quchan University of Technology, Quchan, Iran

ABSTRACT: Buckling Resistance braces are known as elements which resistant to axial loads in tension and compression. The present study is focused on the seismic behavior of low to medium height of braced building frame, which equipped with non-buckling braces under far and near fault with and without pulse earthquakes. In this research, building frames with pinned beam-to-column connections in 4 stories have been studied. Incremental dynamic analysis has been performed for 14 earthquake records from all three domains. The results obtained from the incremental dynamic analysis for the studied frames under the selected earthquake records with the conditions and characteristics affected by the distance from the earthquake site, has shown the vulnerability of 4 and 8-story frames with pinned beam-to-column joints against ground movements in all three areas distance from location of the fault and for the damage parameter of inter story drift ratio. Also, the results have shown that the bracing members are the most vulnerable members of this frame. The median acceleration that obtained to a 4-story structure and for the performance levels of immediate occupancy, life safety and collapse threshold to meet the functional conditions of the inter story drift ratio as damage parameter in far-field earthquakes are 0.30 g, 0.85 g and 1.05 g, and 0.40 g, 0.75 g, and 0.95 g were obtained for the near field with pulse, and 0.30 g, 0.80 g, and 1.00 g for the near field without pulse, respectively.

Review History:

Received: Jul. 13, 2023

Revised: May, 16, 2024

Accepted: May, 17, 2024

Available Online: May, 31, 2024

Keywords:

Buckling-Resistant Brace

Fragility Curve

Progressive Seismic Analysis

Seismic Performance Levels

Far and Near Field Earthquakes

1- Introduction

Lateral force-resisting systems are used in buildings to increase lateral strength, stiffness, ductility, and energy dissipation potential under seismic loading. Buckling resistance braces (BRBs) as one of these lateral force-resistant elements which have shown almost equal resistance in tension and compression, higher ductility, and better energy dissipation capability [1]. Experimental and numerical studies have shown that frames equipped with buckling resistance braces may have relatively higher residual deformations when exposed to severe earthquakes [2, 3]. Also, it has been shown that buckling-resistance braced frames can be used to overcome several potential problems related to conventional concentrically braced steel frames (CBFs), such as sudden reductions in strength and stiffness, reduced energy dissipation capacity, and limited plasticity [4]. After the recent earthquakes and the large damage of the structures designed with the seismic codes, it has been proven by researchers that the nonlinear response of the structures that are exposed to far and near field earthquakes is different, and therefore the codes should be modified [5-6]. One of such resistant systems that has recently received much attention for use in high seismic areas is the building frame system with buckling resistance braces.

2- Methodology

A building, 4 story, is considered for seismic evaluation in this study. This building represents low-rise structures. The plan dimensions and elevation views of these buildings are shown in Figure 1. The floor plan dimensions of the buildings are 18 (m) x 18 (m) with three beams 6 (m) length in one direction and three beams 6 (m) length in the other direction. The total height of the 4-story building is 12.50 (m) and the height of the first story is 3.50 (m). As shown in Figure 1, all beam-to-column connections are considered non-earthquake-resistant connections (or hinge connection).

The computational models of the frame were developed in Python software version 8.3 and using the OpenSeesPy library [7], and the members were individually calibrated by comparing the hysteresis response of the components used with the results of the past test. Then, the analysis of the progressive nonlinear dynamic of the frame has been done. Finally, by drawing the overall fragility curves of the frame (based on story relative displacement) and the fragility of frame members (brace axial deformation and column rotation), the seismic response of frames with buckling resistance braces investigated in this article, has been evaluated for the required performance at different risk levels.

14 records were used to perform incremental dynamic

*Corresponding author's email: a.dehvari@velayat.ac.ir



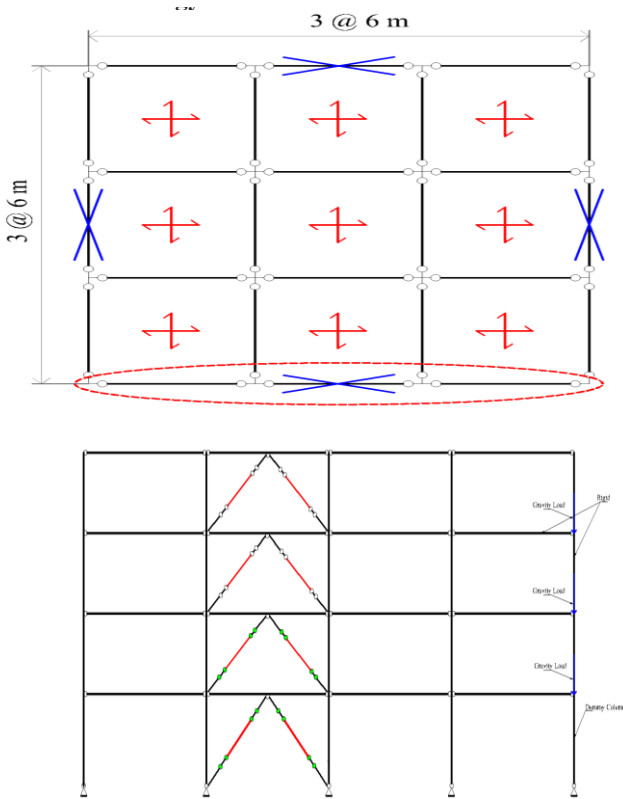
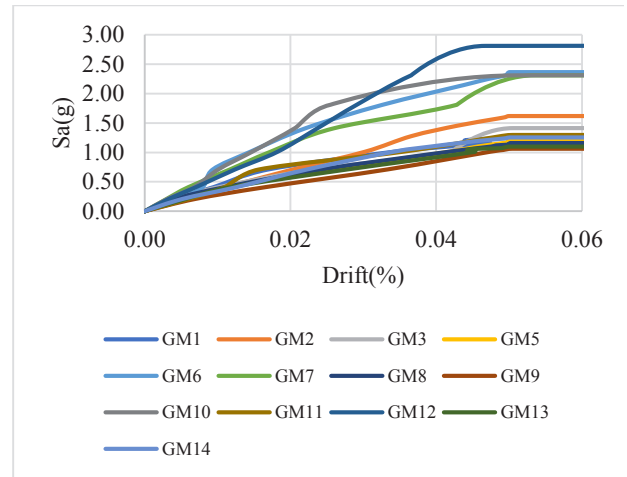


Fig. 1. Plan and side view of two-dimensional frame extracted from three-dimensional frame of 4-story

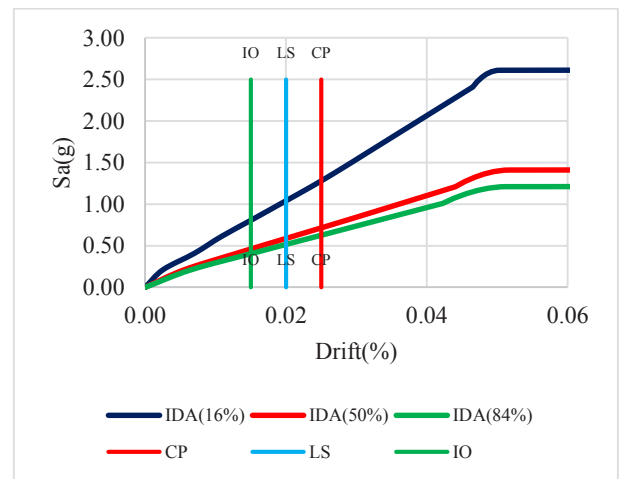
analysis for each investigated seismic field. According to the guidelines for the evaluation of seismic performance coefficients of structures (FEMA P-695) [8], all records after scaling to their maximum acceleration at the period of the main mode of the analyzed structure, scaled up to the target design spectrum with incremental step (0.01g) until collapse criteria are achieved. In the process of modeling, in each structure, one of the side frames is modeled as a two-dimensional frame, in which the brace is located in the middle bays. Incremental nonlinear dynamic analysis under 14 earthquake records for all three domains has been done in this research based on proposed FEMA P-695 guidelines. In this method, each structure was subjected to incremental dynamic analysis 42 times, and a collapse capacity was obtained for each analysis, and their results were used to evaluate the collapse probability of the frame.

3- Result and Discussion

Figure 2(a) shows the maximum variation of the 4-story frame relative displacement response for near-field earthquakes with a pulse. It has been observed that the maximum value of spectral acceleration response is 2.81g.



(a) Analysis results under different earthquake records

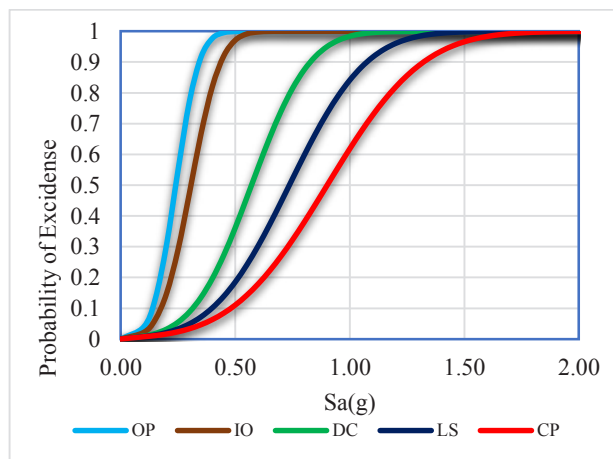


(b) Summary of analysis results

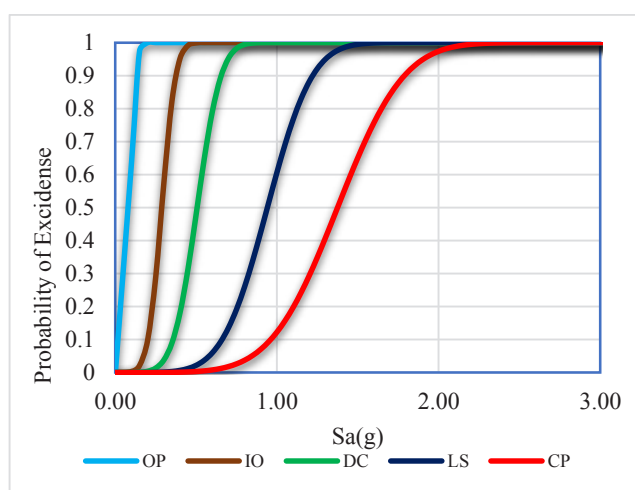
Fig. 2. Results of incremental dynamic analysis of 4-story braced steel building frame for near field records with a pulse.

In Figure 2(b), the spectral acceleration in maximum story relative displacement of a 4-story frame, in quantiles of 84%, 50%, and 16% (respectively), is 1.21, 1.41, and 2.61g have been achieved. In addition, for the three main performance levels of IO, LS, and CP, the mean spectral acceleration values (respectively) are calculated 0.48, 0.61, and 0.70g.

Figure 3(a) shows the maximum variation of story relative displacement response of a 4-story frame for far-field earthquakes. It has been observed that the maximum value for the response of spectral acceleration is 3.45g and the maximum displacement is obtained in the first story. In Figure 3(b), the spectral acceleration in maximum story relative displacement of a 4-story frame, in the quantiles of 84%, 50%, and 16% (respectively), is obtained 1.41, 1.81, and 2.61g. In addition, for the three main performance levels of IO, LS, and CP, the median spectral acceleration values are



(a) Relative displacement of the story in the field with pulse



(b) Axial deformation of the brace in the field with pulse

Fig. 3. Fragility curves of 4-story braced steel building frame at performance level

obtained 0.50, 0.69, and 0.90g, respectively.

As mentioned previously, the response of the structures was obtained according to the type of earthquake records in terms of the distance from the record released field, magnitude, and presence of pulse for the selected records. Therefore, probabilistic evaluation by considering the uncertainties in the design of engineering structures is inevitable, and it can be provided to better express the functional behavior of structures for obtained results. From incremental non-linear dynamic analysis, the response of structural elements such as braces deformation and column rotation have been also extracted. In this research, these responses were used as other damage parameters in addition to the relative story displacement (i.e., brace axial deformation, and columns plastic hinge rotation) to evaluate the structural performance. Also, the summary of results is presented in Table 1.

Table 1. The values of the 4-story frame maximum spectral acceleration result from incremental dynamic analysis and the median spectral acceleration from fragility analysis

CP	LS	DC	IO	OP	Damage parameter	IDA-50%	Seismic field
0.90g	0.75g	0.60g	0.35g	0.25g	Story relative displacement	1.41 g	Near field with pulse
1.40g	0.95g	0.50g	0.30g	0.10g	Brace axial deformation		
1.80g	1.50g	0.85g	0.35g	0.10g	Column rotation		
1.00g	0.80g	0.60g	0.35g	0.25g	Story relative displacement	2.01 g	Near field without pulse
1.60g	1.05g	0.60g	0.30g	0.10g	Brace axial deformation		
1.90g	1.55g	0.90g	0.30g	0.10g	Column rotation		
1.05g	0.85g	0.65g	0.35g	0.25g	Story relative displacement	1.81 g	Far field
1.30g	0.90g	0.50g	0.30g	0.10g	Brace axial deformation		
1.95g	1.60g	0.95g	0.55g	0.30g	Column rotation		

4- Conclusions

1-There is a significant gap between the story relative displacement damage criterion and two other damage criteria, column plastic hinge rotation and brace axial deformation, for the 4-story structure. So, it can indicate that the failure criteria must be used which consider the maximum capacity of the structure according to the general regulation's restrictions (such as story relative displacement) and the limitations of structural components (such as column rotation and brace axial deformation), and it seems that more optimal structural designs can be achieved by providing conditions that help bring these control criteria being closer.

2- Earthquakes in the area near to the fault have a higher destructive effect for relative displacement response for 4-story frames, which are braced with buckling resistance brace so that in the middle of the spectral acceleration, more damages were imposed to the structure compared to earthquakes in the far field records.

3- Using the obtained results, it can be stated that the functional response of the structures will have a significant impact on the number of stories, and the location of the building in relation to the location of the probable earthquake, and the need for more investigation and research in this field to change parameters. Such as the width and height of the braced bays, and the type of bracing arrangement can be suggested for future research.

References

- [1] A. Fayeq Ghowsi, D. Ranjan Sahoo, Seismic response of SMA-based self-centering buckling-restrained braced frames under near-fault ground motions, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 139 (2020).
- [2] MS. Pandikkadavatha, DR. Sahoo. Cyclic testing of short-length buckling-restrained braces with detachable casings. Earthq Struct, 10(3) (2016) 699–716.

- [3] C. Avci-Karatas, OC. Celik, Yalcin C. Experimental investigation of aluminum alloy and steel core buckling restrained braces (BRBs). *Int J Steel Struct*, 18(2) (2018) 650–73.
- [4] S. Zaruma, LA. Fahnestock. Assessment of design parameters influencing seismic collapse performance of buckling-restrained braced frames. *Soil Dynam Earthq Eng*, 113(10) (2018) 35–46.
- [5] FEMA P 695. Quantification of Building Seismic Performance Factors. Washington, D. C. Federal Emergency Management Agency, USA, (2009).
- [6] YO. Ozkılıç, MB. Bozkurt, C. Topkaya. Evaluation of seismic response factors for BRBFs using FEMA P695 methodology. *J Constr Steel Res*, 151 (2018) 41–57.
- [7] Q. Canxing, Z. Yichen, L. Han, Q. Bing, H. Hetao, T. Li, Seismic performance of Concentrically Braced Frames with non-buckling braces, *Engineering Structures*, 154 (2018) 93-102.
- [8] Z. Minjee, OpenSeesPy Documentation, Release 3.4.0.7, Apr 02, 2023, Web Site: <https://OpenSeesPy.readthedocs.io/en/latest/>.



عملکرد لرزه ای قاب‌های ساختمانی دارای مهاربند کمانش ناپذیر تحت زلزله های حوزه دور و نزدیک با و بدون پالس

عبدالقیوم دهواری^{۱*}، محسن خزایی^۲

۱- گروه مهندسی عمران، دانشگاه ولایت، ایرانشهر، ایران

۲- گروه مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی قوچان، قوچان، ایران.

تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۴۰۲/۰۴/۲۲

بازنگری: ۱۴۰۳/۰۲/۲۷

پذیرش: ۱۴۰۳/۰۲/۲۸

ارائه آنلاین: ۱۴۰۳/۰۳/۱۱

کلمات کلیدی:

مهاربند کمانش ناپذیر

منحنی شکنندگی

تحلیل لرزه‌ای پیشرونده

سطوح عملکرد لرزه‌ای

زمین لرزه‌های حوزه دور و نزدیک

خلاصه: مهاربندهای کمانش ناپذیر به عنوان عناصر مقاوم در برابر بارهای محوری در کشش و فشار شناخته می‌شوند. مطالعه حاضر بر بررسی عملکردی رفتار لرزه‌ای قاب ساختمانی مهاربندی شده با مهاربند کمانش ناپذیر با ارتفاع کم تا متوسط تحت زمین لرزه‌های دور و نزدیک با و بدون پالس از گسل متمرکز شده است. در این تحقیق قاب‌های ساختمانی دارای اتصالات تیر به ستون مفصلی در ۴ و ۸ طبقه مورد مطالعه قرار گرفته‌اند. تحلیل دینامیکی افزایشی برای ۱۴ رکورد زلزله از هر سه حوزه انجام شده است. نتایج بدست آمده از تحلیل دینامیکی افزایشی برای قاب‌های مورد تحقیق تحت اعمال رکوردهای زلزله با شرایط و ویژگی‌های متاثر از فاصله با محل وقوع زلزله، آسیب پذیری قاب‌های ۴ و ۸ طبقه را در برابر حرکات زمین در هر سه حوزه قرار گیری از محل گسل و برای پارامتر آسیب جابجایی نسبی طبقه نشان داده است. همچنین نتایج نشان داده‌اند که اعضای مهاربندی آسیب پذیرترین اعضای این قاب هستند. میانه شتاب برای سازه ۴ طبقه در سطوح عملکردی استفاده بدون وقفه، ایمنی جانی و آستانه فروریزش و در تامین شرایط عملکردی برای پارامتر آسیب جابجایی نسبی طبقه در زمین لرزه‌های حوزه دور $g/0.3$ و $g/0.185$ و $g/1.05$ ، برای حوزه نزدیک دارای پالس $g/0.4$ و $g/0.75$ و $g/0.95$ و برای حوزه نزدیک بدون پالس (به ترتیب) $g/0.3$ و $g/0.8$ و $g/1.0$ بدست آمده‌اند.

۱- مقدمه

اصلی این نوع مهاربند بصورت یک سیستم دارای رفتار هیستریزس کامل و جاذب انرژی، با قابلیت جلوگیری از وقوع پدیده کمانش هسته فولادی و فراهم نمودن وقوع پدیده تسلیم فشاری در آن بیان شده است. سطح مقطع هسته فولادی در دو انتهای مهاربند و خارج از غلاف فولادی، برای اطمینان از عدم کمانش، و عدم تسلیم تحت نیروی محوری، بزرگتر در نظر گرفته شده است. رفتار چرخه‌ای غیر الاستیک این مهاربندها با انجام آزمایش‌های زیادی بررسی شده است. این آزمایش‌ها که با مطالعات اجزای محدود نیز همخوانی داشته، نشان داده‌اند که برخلاف مهاربندهای معمول چرخه‌های هیستریزس پایدار در کشش و فشار حاصل شده، و با استفاده به عنوان اجزای باربر جانبی یک سیستم ساختمانی ظرفیت بالایی برای جذب انرژی زلزله فراهم شده است [۳ و ۴]. مطالعات تجربی و عددی نشان داده است که قاب‌های مهاربندی شده با مهاربند کمانش تاب ممکن است تغییر شکل‌های ماندگار نسبتاً بالاتری در هنگام قرار گرفتن در معرض زمین لرزه‌های شدید داشته باشند [۵ و ۶]. همچنین نشان داده شده است که قاب‌های مهاربندی شده با مهاربند کمانش ناپذیر می‌توانند برای غلبه بر چندین مشکل بالقوه

سیستم‌های مقاوم در برابر نیروی جانبی در ساختمان‌ها برای افزایش استحکام جانبی، سختی، شکل‌پذیری، و پتانسیل اتلاف انرژی تحت بارگذاری لرزه‌ای استفاده می‌شوند. مهاربندهای غیر کمانشی (BRBs) به عنوان یکی از این عناصر مقاوم در برابر نیروی جانبی مقاومت تقریباً یکسان در کشش و فشار، شکل‌پذیری بالاتر، و قابلیت اتلاف انرژی بهتر از خود نشان داده‌اند [۱]. سیستم مهاربند کمانش ناپذیر بصورت یک هسته فولادی قرار گرفته درون یک غلاف فلزی با فضای بین پر شده از بتن تعریف شده است. عملکرد هسته فولادی ایجاد ظرفیت برای تحمل نیروی محوری و نقش غلاف و ماده پرکننده جلوگیری از کمانش هسته فولادی تعیین شده است. همچنین نیاز است برای جلوگیری یا به حداقل رساندن انتقال نیروی محوری هسته به ماده پرکننده و غلاف به دلیل وجود برش و اثر پواسون، و برای فراهم نمودن شرایط تسلیم در فشار برای هسته فولادی یک سطح لغزش یا لایه ناپیوستگی بین هسته فولادی و بتن محصورکننده ایجاد شود [۲]. عملکرد

* نویسنده عهده‌دار مکاتبات: a.dehvari@velayat.ac.ir



مرتبط با قاب فولاد معمولی که به صورت متحدالمرکز مهاربندی شده‌اند، یعنی قاب‌های (CBFs) مورد استفاده قرارگیرند، مانند کاهش ناگهانی در استحکام و سختی، کاهش ظرفیت اتلاف انرژی و شکل پذیری محدود، زیرا رفتار تقریباً متقارن مهاربند کماتش ناپذیر در کشش و فشار منجر به ایجاد نیروی عمودی نامتعادل بسیار کوچکتر در مهاربند شده، و علاوه بر این قاب‌های با مهاربند کماتش ناپذیر به تیر کوچکتری در مقایسه با قاب فولاد معمولی با پیکربندی مهاربندی شورون نیاز دارند [۷]. در تحقیق انجام شده [۱] بر روی این نوع سیستم مهاربندی تحت اثر رکوردهای حوزه نزدیک برای قاب‌های ۳ و ۹ طبقه و با فرض ۲/۵ درصد جابجایی نسبی مجاز طبقه برای جلوگیری از فروریزش مشاهده شده است که این نوع قاب‌ها تحت اثر برخی از رکوردها (به ترتیب) به جابجایی نسبی طبقه بیش از ۸ و ۴ درصد رسیده‌اند. همچنین در این تحقیق میزان تغییر شکل ماندگار (به ترتیب) ۱/۲ و ۱/۷ درصد برای این دو نوع قاب بدست آمده است.

تفاوت‌های قابل ملاحظه‌ای بین زمین لرزه‌های حوزه دور و نزدیک گسل مشاهده شده است، مهمترین آن‌ها برای میدان دور حداکثر شتاب زمین کم (PGA) و برای میدان نزدیک می‌توان حداکثر سرعت بالا (PGV)، محتوای فرکانسی بالا، و پالس طولانی مدت بیان شده است [۸]. تقسیم بندی تشخیص قرار گیری نقاط در این دو حوزه مطابق با FEMA P-695 بیان شده است، فاصله کمتر از ۸/۸ کیلومتر به عنوان حوزه نزدیک و بیشتر آن به عنوان حوزه دور [۹]. تحقیق بر روی ویژگی رکوردهای ثبت شده در این دو حوزه و تاثیر آن‌ها بر نوع و میزان پاسخ سازه‌های مهندسی اخیرا توجه محققین بسیاری را به خود متمرکز نموده است. در این میان بیشترین مطالعات روی زمین لرزه‌های حوزه نزدیک با داشتن ویژگی‌هایی خاص مانند پالس حرکت با پرپود بلند در ابتدای رکورد، مولفه عمود بر گسل بزرگتر نسبت به مولفه موازی، انرژی بالا و انتقال لحظه‌ای آن بصورت اعمال نیروی ضربه‌ای به سازه که موجب ایجاد آسیب‌های شدید در سازه می‌شود، انجام شده‌اند. همچنین با توجه به وجود یا عدم وجود پدیده پالس یا ضربان در رکوردهای ثبت شده برای حوزه نزدیک می‌توان آن‌ها را به بخش با ضربان و بدون ضربان تقسیم بندی نمود. ویژگی ضربان در زمین لرزه‌های حوزه نزدیک به صورت ضربان شتاب، سرعت و جابجایی، که به صورت تغییرات بزرگ در تاریخچه‌های شتاب، سرعت و جابجایی شناخته شده، ویژگی محتوای فرکانسی بالا به دلیل فاصله کوتاه بین محل گسل (منبع تولید موج) و سازه مورد بررسی، و نبود فرصت برای مستهلک شدن فرکانسهای بالای زمین لرزه بیان شده است. پس از زلزله‌های اخیر و خسارت زیاد

سازه‌های طراحی شده با آیین نامه‌های زلزله، برای محققین به اثبات رسیده است که پاسخ غیرخطی سازه‌هایی که در معرض زلزله میدان دور و نزدیک هستند متفاوت است و بنابراین آیین نامه‌ها باید اصلاح شوند [۱۰-۱۳]. یکی از سیستم‌های مقاوم باربر جانبی که اخیرا برای بکارگیری در مناطق با لرزه خیزی بالا بسیار مورد توجه قرار گرفته است سیستم قاب ساختمانی با مهاربند کماتش ناپذیر است. مهاربندهای کماتش تاب (BRBs)، به عنوان دمپرهای هیستریزیس با رفتار جابجایی- بار تقریباً یکسان در فشار و کشش، می‌توانند مقدار انرژی ورودی لرزه‌ای قابل توجهی را مستهلک نمایند [۱۱-۱۳]. با این حال، هنوز مطالعات انجام گرفته برای بیان وضعیت عملکرد لرزه‌ای مهاربندهای کماتش تاب تحت حرکات زمین نزدیک به گسل بسیار محدود می‌باشند. همچنین، رفتار قاب‌های مهاربندی شده با مرتبه کوتاه و متوسط مجهز به مهاربندهای کماتش تاب تحت حرکات زمین دور از گسل مورد توجه محققین زیادی قرار نگرفته است. علاوه بر این نتایج حاصل از تحقیقات پیشین بیانگر تفاوت در نوع پاسخ (کلی یا بر اساس اجزای سازه) و مقدار پاسخ این نوع قاب برای رکوردهای مختلف بوده است، که با فراهم نمودن یک جامعه آماری مناسب از پاسخ‌های سازه‌ها برای فاصله متفاوت از محل انتشار امواج زلزله و متغیر در شدت و بزرگی، می‌توان به پاسخ‌های قابل اعتماد تری برای بیان عملکرد سازه‌های مهاربندی شده با مهاربند کماتش ناپذیر دست پیدا نمود. از اینرو، در این مقاله رفتار بر مبنای عملکرد مهاربندهای کماتش ناپذیر برای سطوح خطر لرزه‌ای تعریف شده در آیین نامه‌های طراحی، تحت زمین لرزه‌های حوزه دور و نزدیک گسل با یک رویکرد احتمالاتی مورد بررسی قرار گرفته است.

اهداف اصلی این مطالعه عبارتند از: (۱) بررسی عملکرد لرزه‌ای احتمالاتی قاب‌های مهاربندی شده با ارتفاع کم تا متوسط مجهز به مهاربندهای کماتش تاب تحت حرکات زمین دور و نزدیک به گسل، (۲) ترسیم منحنی‌های شکنندگی قاب‌های مهاربندی شده با استفاده از مهاربندهای کماتش تاب با عملکرد مبتنی بر ساختمان، (۳) ترسیم منحنی‌های شکنندگی قاب‌های مهاربندی شده با استفاده از مهاربندهای کماتش ناپذیر با عملکرد مبتنی بر اعضای قاب. در بررسی عددی دو نمونه اولیه قاب مهاربندی شده با ارتفاع‌های مختلف (یعنی ۴ و ۸ طبقه) مجهز به مهاربندهای کماتش تاب، اتصالات تیر به ستون مفصلی یا ساده در نظر گرفته شده است. مدل‌های محاسباتی این قاب‌ها در نرم افزار Python نسخه ۳/۸ و با استفاده از کتابخانه OpenSeesPy [۱۴] توسعه یافته‌اند و اعضا با مقایسه پاسخ هیستریزیس اجزای مورد استفاده با نتایج آزمایش گذشته بصورت جداگانه

نیروی محوری طراحی مهاربند غیر کمانشی یعنی P_{BRBd} بصورت زیر در نظر گرفته شده است [۱۶]:

$$P_{BRBd} = \phi P_{BRBy} = \phi F_{ySc} A_{Sc} \quad (1)$$

P_{BRBd} اینجا P_{BRBy} نیروی محوری تسلیم فلز هسته، F_{ySc} تنش تسلیم مصالح فلز هسته، A_{Sc} سطح مقطع فلز هسته مهاربند کمانش تاب، و ϕ ضریب کاهش مقاومت که ۰/۹ در نظر گرفته شده است. $289/58 F_{ySc}$ مگاپاسکال در نظر گرفته شده است. سطح اولیه المان هسته مهاربند کمانش تاب قرار گرفته در زاویه θ با راستای افق براساس برش پایه طبقه، V_u می‌تواند بصورت زیر تعیین شود [۱۶]:

$$A_{Sc} = \frac{V_u}{\phi n \cos \theta F_{ySc}} \quad (2)$$

اینجا n تعداد مهاربند کمانش تاب در طبقه تعریف شده است. مقاومت فشاری مهاربندهای کمانش ناپذیر بصورت ضرب ضریب تطبیق فشاری (β) در مقدار متناظر مقاومت کششی در نظر گرفته شده است. مقاومت کششی حداکثر از ضرب ضریب تطبیق کششی (ω) در مقاومت تسلیم بدست آمده است. مقادیر β و ω وابسته به جزییات ساخت و مصالح مهاربندهای کمانش ناپذیر هستند. این مقادیر به ترتیب ۱/۰۴ و ۱/۵۶ در نظر گرفته شده اند [۱۶].

$$T_{max} = \omega R_y P_{ySc} \quad (3)$$

$$C_{max} = \beta \omega R_y P_{ySc} \quad (4)$$

جزئیات مقاطع المان‌های سازه‌ای در جدول ۱ برای ساختمان ۴ طبقه و در جدول ۲ برای ساختمان ۸ طبقه داده شده است.

۲-۴- مدل‌سازی عددی تیر و ستون

مدلسازی تیر و ستون‌های قاب‌ها در نرم افزار OpenSeesPy

کالیبره شده‌اند. سپس تجزیه و تحلیل نتایج دینامیکی غیر خطی پیشرونده قاب‌های مورد مطالعه انجام شده است. در نهایت، با ترسیم منحنی‌های شکنندگی کلی قاب (بر مبنای جابجایی نسبی طبقه) و شکنندگی اعضای قاب (تغییر شکل محوری مهاربند و دوران ستون) پاسخ لرزه‌ای قاب‌های دارای مهاربند کمانش تاب مورد تحقیق در این مقاله برای عملکرد مورد نیاز در سطوح خطر مختلف مورد ارزیابی قرار گرفته‌اند.

۲- طراحی قاب‌های تحقیق

۲-۱- قاب‌های تحقیق

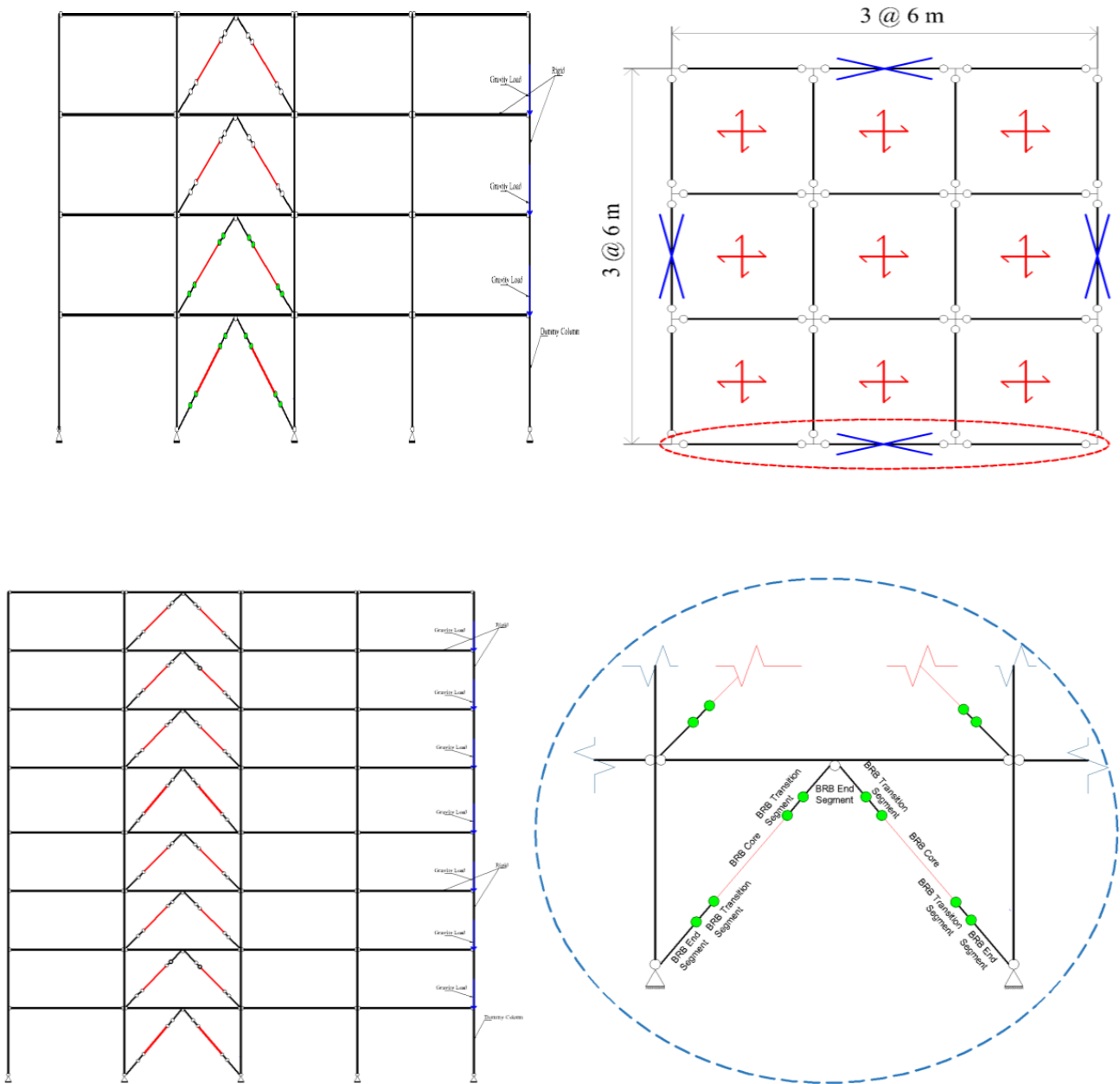
دو ساختمان، یعنی ۴ طبقه و ۸ طبقه، در این مطالعه برای ارزیابی لرزه‌ای در نظر گرفته شده‌اند. این ساختمان‌ها نمایانگر سازه‌های با ارتفاع کم و متوسط هستند. ابعاد پلان و نماهای ارتفاعی این ساختمان‌ها در شکل ۱ نمایش داده شده‌اند. ابعاد پلان ساختمان‌ها طبقه ۱۸ متر \times ۱۸ متر با سه تیر به عرض ۶ متر در یک جهت و سه تیر به عرض ۶ متر در جهت دیگر است. ارتفاع کل ساختمان ۴ طبقه ۱۲/۵۰ متر و ارتفاع طبقه اول ۳/۵۰ متر است. ارتفاع کل ساختمان ۸ طبقه ۲۴/۵۰ متر و ارتفاع طبقه اول آن ۳/۵۰ متر در نظر گرفته شده است. همانطور که در شکل ۱ نشان داده شده است، همه اتصالات تیر به ستون در طبقات غیرمقاوم در برابر زلزله در نظر گرفته شده‌اند.

۲-۲- طراحی لرزه‌ای

در طراحی لرزه‌ای مقدار بار مرده و زنده طبقات مطابق با آیین نامه ASCE/SEI 41-17 به ترتیب ۸۰۰ و ۲۰۰ کیلوگرم بر متر مربع و ساختمان‌ها فرض شده است در سایت کلاس D گرفته‌اند [۱۵]. مقادیر پارامترهای شتاب لرزه‌ای S_{D1} و S_{D5} به ترتیب g ۱/۳۹ و g ۰/۷۷ در نظر گرفته شده است. در طراحی ساختمان‌های این تحقیق مهاربند کمانش ناپذیر به عنوان سیستم مقاوم در برابر بار جانبی در نظر گرفته شده‌اند. از این رو مقادیر ضریب رفتار (R)، ضریب اضافه مقاومت (\dot{U}_0)، و ضریب بزرگنمایی تغییر شکل (C_d) به ترتیب ۷، ۲/۵، و ۵ در نظر گرفته شده است. همچنین در طراحی سازه‌های این تحقیق از آیین نامه ANSI/AISC 341-16 استفاده شده است [۱۶].

۲-۳- طراحی مهاربند غیر کمانشی

بادبندها در قاب‌های مورد مطالعه با این فرض طراحی شده‌اند که کل برش پایه طراحی طبقه را بدون مشارکت تیروها و ستون‌ها تحمل می‌کنند.



شکل ۱. پلان و نمای قاب دو بعدی کناری استخراج شده از قاب سه بعدی ۴ و ۸ طبقه

Fig. 1. Plan and side view of two-dimensional frame extracted from three-dimensional frame of 4 and 8 story

جدول ۱. مقاطع بکار رفته در مدل سازه‌ای ۴ طبقه

Table 1. Sections used in the 4-story structural model

اتصال تیر به ستون	تراز طبقه	ستون‌های دهانه بادبندی (میلی متر)	ستون‌های کناری (اعداد به میلی متر)	تیرها (اعداد به میلی متر)	سطح مقطع مهاربند کمانش ناپذیر (میلی متر مربع)
مفصل	۴		BOX ۲۰۰×۲۰۰×۱۰	W۲۵۰×۴۹	۱۱۳۰
	۳	BOX ۲۰۰×۲۰۰×۱۰	BOX ۲۰۰×۲۰۰×۱۰		۲۴۲۰
	۲		BOX ۲۰۰×۲۰۰×۱۰		۳۲۳۰
	۱	BOX ۲۰۰×۲۰۰×۲۰	BOX ۲۰۰×۲۰۰×۱۰		۴۱۹۰

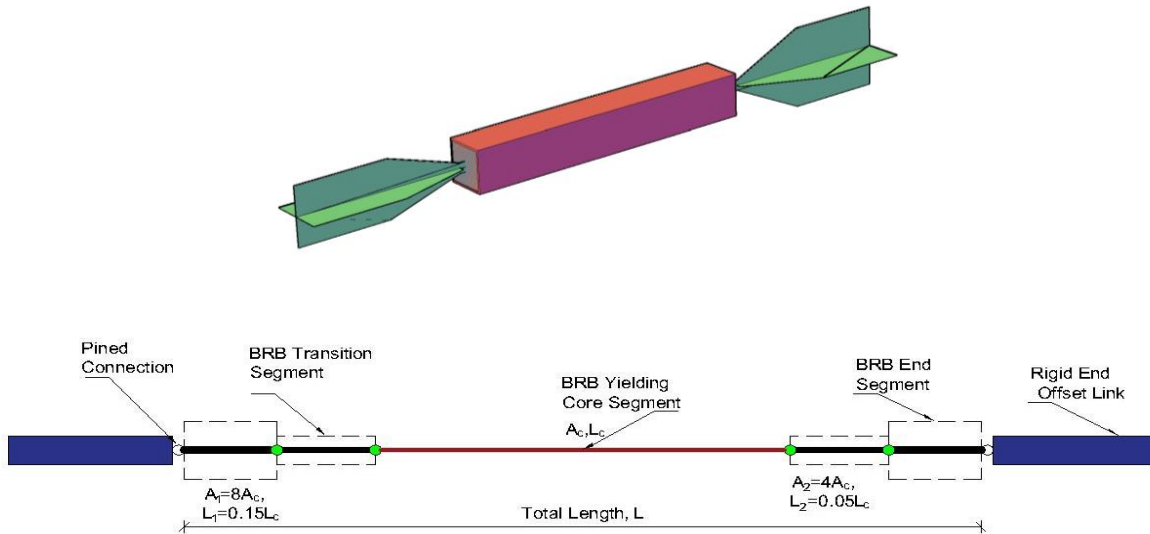
جدول ۲. ابزار تقویت‌کننده استفاده شده در آزمایش

Table 2. Sections used in the 8-story structural model

اتصال تیر به ستون	تراز طبقه	ستون‌های دهانه بادبندی (اعداد به میلی متر)	ستون‌های کناری (اعداد به میلی متر)	تیرها (اعداد به میلی متر)	سطح مقطع مهاربند کمانش ناپذیر (میلی متر مربع)
مفصل	۸	BOX ۲۰۰×۲۰۰×۱۰	BOX ۲۰۰×۲۰۰×۱۰	W ۲۰۰×۴۶	۱۲۹۰
	۷	BOX ۲۰۰×۲۰۰×۱۲	BOX ۲۰۰×۲۰۰×۱۰		۲۹۰۰
	۶	BOX ۲۰۰×۲۰۰×۲۰	BOX ۲۰۰×۲۰۰×۱۰		۳۸۷۰
	۵		BOX ۲۰۰×۲۰۰×۱۰		۵۱۶۰
	۴	BOX ۳۰۰×۳۰۰×۲۵	BOX ۲۰۰×۲۰۰×۱۰		۵۴۸۰
	۳	BOX ۳۵۰×۳۵۰×۲۵	BOX ۲۰۰×۲۰۰×۱۰		
	۲	BOX ۴۰۰×۴۰۰×۳۰	BOX ۲۰۰×۲۰۰×۱۰		
	۱	BOX ۴۵۰×۴۵۰×۳۰	BOX ۲۰۰×۲۰۰×۱۰		۸۳۹۰

گیگاپاسکال با نسبت سختی پس از تسلیم ۳/۷۵ درصد در نظر گرفته شده است. ناحیه انتهایی صلب در محل اتصال تیر، ستون و بادبند (برای شبیه سازی ورق اتصال بادبند) که ممکن است پاسخ جابجایی نسبی و ظرفیت باربری قاب‌های ساختمانی را تحت بار جانبی تحت تاثیر قرار دهد بصورت ناحیه پانلی با المان‌های صلب تیر - ستون الاستیک در نظر گرفته شده‌اند. جرم‌های کف در نقاط بالایی ستون‌های قاب‌های مهاربندی شده بعلاوه بارهای گرانشی متمرکز در تراز طبقات ستون نمایشی برای لحاظ نمودن اثر پی دلتا بکار برده شده‌اند. همچنین ۵ درصد میرایی رایلی در تحلیل لرزه‌ای در نظر گرفته شده است [۱۴ و ۱].

بر اساس روش فایبر صورت گرفته است. این اعضا بصورت المان‌های تیر- ستون الاستیک براساس نیرو به همراه ناحیه پلاستیسیته متمرکز در انتهای المان‌های مدل‌سازی شده‌اند. تعداد ۱۰ لایه برای المان فایبر در بال و جان برای مدل‌سازی هندسه تیرها و ستون‌ها انتخاب شده است. مفاصل پلاستیک متمرکز در انتها رفتار غیر خطی نیرو-جابجایی را شبیه سازی می‌کنند. یک مدل چند خطی لنگر-دوران مطابق با آیین نامه FEMA 356 و ASCE/SEI 41-17 در این تحقیق برای تیرها و ستون‌ها در نظر گرفته شده است [۱۷ و ۱۶]. مصالح هیستریزیس موجود در کتابخانه OpenS-Py برای هر مقطع فایبر فولاد با مقاومت تسلیم و نهایی ۲۴۰ و ۳۷۰ مگاپاسکال به ترتیب انتخاب شده‌اند. مدول الاستیک مصالح فولادی ۲۰۰



شکل ۲. اجزای مهاربند کمانش ناپذیر

Fig. 2. Components of a buckling resistance brace

۲-۵- مدل‌سازی عددی مهاربند کمانش ناپذیر

مدلسازی محاسباتی مهاربند کمانش ناپذیر شامل سه قسمت مجزا است، هسته تسلیم (غیر الاستیک) مرکزی، بخش انتقالی میانی (الاستیک)، و بخش انتهایی الاستیک. المان‌های تیر - ستون الاستیک براساس جابجایی با مقاطع فایبر برای مدل‌سازی بخش هسته تسلیم مرکزی استفاده شده‌اند. مقطع فایبر ۶ بخشی در امتداد عمق و فایبر ۴ بخشی در امتداد ضخیم هسته فلزی با مقطع مستطیلی استفاده شده‌اند. المان هسته به ۱۰ قسمت در امتداد طول مهاربند کمانش ناپذیر تقسیم شده است [۱-۳]. بخش‌های انتقالی و انتهایی بصورت المان‌های تیر - ستون الاستیک براساس نیرو بطوریکه سطح مقطع آن‌ها به ترتیب ۴ و ۸ برابر بخش هسته تسلیم فرض شده است مدل‌سازی شده‌اند، شکل ۲. همچنین به این دو قسمت انتهایی ممان اینرسی بالا برای جلوگیری از کمانش در فشار اختصاص داده شده است. اتصال مفصلی (بدون لنگر) در انتها با استفاده از قیود چند نقطه‌ای دارای اجازه چرخش مدل‌سازی شده است. برای حذف مسائل همگرایی از المان‌های اتصال با طول صفر اما با سختی غیر صفر (خیلی کوچک) که شرایط اتصال مفصلی را فراهم می‌کنند استفاده شده است. رفتار نیرو - تغییر شکل غیر خطی بخش هسته تسلیم شونده مهاربند کمانش ناپذیر با استفاده از مصالح

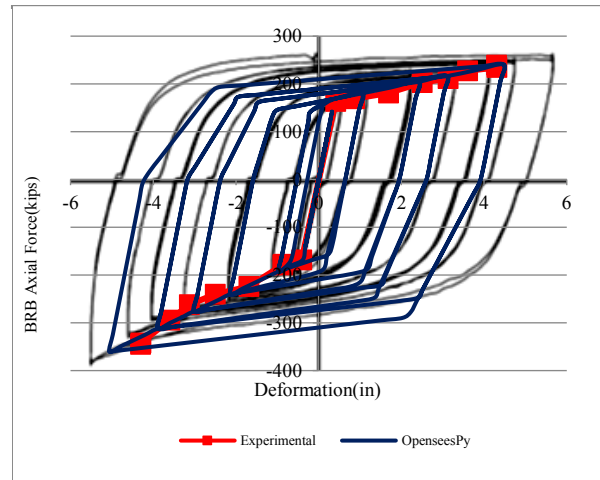
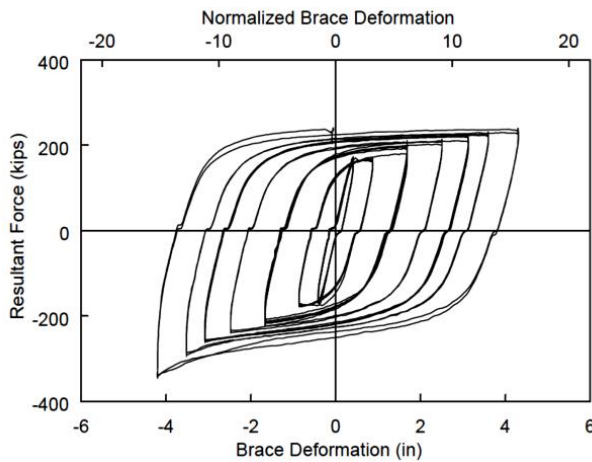
SteelMPF که یک مدل توسعه یافته منگتو-پینتو موجود در کتابخانه OpenSeesPy می‌باشد مدل‌سازی شده است [۱ و ۱۴].

۲-۶- صحت سنجی

در این مقاله جهت صحت سنجی نتایج بدست آمده از مدل‌سازی عددی در نرم افزار Python نسخه ۳/۸ و با استفاده از کتابخانه OpenSeesPy، از نتایج تحقیق آزمایشگاهی مرجع [۱۹] که در آن از مهاربندهای کمانش ناپذیر در مدل آزمایشگاهی استفاده شده، بهره برده شده است. با مدل‌سازی مدل آزمایشگاهی در نرم افزار و بدست آوردن چرخه هیستریزیس مهاربند کمانش ناپذیر، همپوشانی قابل قبولی با چرخه هیستریزیس مدل آزمایشگاهی مشاهده شده است، شکل ۳.

۳- تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA)

جهت انجام تحلیل‌های دینامیکی افزایشی برای هر حوزه مورد بررسی از ۱۴ رکورد استفاده شده است. براساس دستورالعمل ارزیابی ضرایب عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها (FEMA P-695) [۹]، همه رکوردها پس از مقیاس به مقدار حداکثر شتاب خود و در زمان تناوب مود اصلی سازه مورد تحلیل به



شکل ۳. صحت سنجی مدل المان مهاربند کماتش ناپذیر مورد استفاده در این تحقیق و مرجع [۱۹]

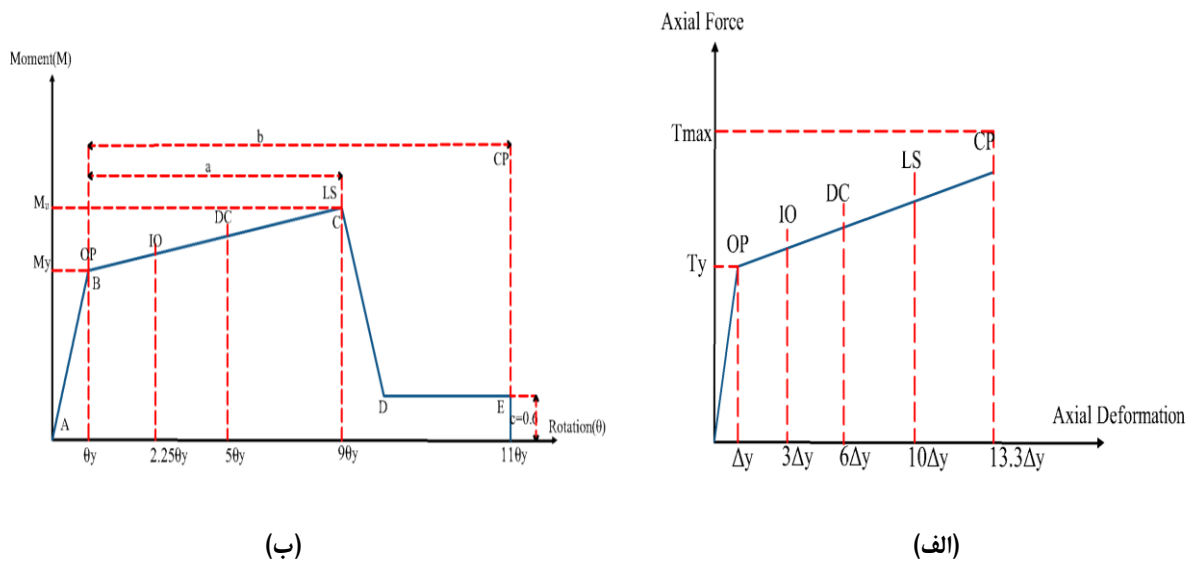
Fig. 3. validation of the buckling resistance brace element model used in this research and reference

[۱۵] برای نوع خاک و پارامترهای شتاب لرزه‌ای فرض شده در طراحی سازه و در زمان تناوب اصلی قاب‌های مورد مطالعه، ارایه شده در جدول ۴، با میرایی ۵٪ مقیاس شده‌اند. در جداول ۵، ۶ و ۷ مشخصات شتاب‌نگاشت‌های مورد نظر ارائه شده است. همچنین در شکل ۵ نمودار میانه شتاب طیفی رکوردهای زلزله انتخابی در حالت مقیاس نشده و طیف طراحی (هدف) مورد استفاده در تحقیق نمایش داده شده است [۲۰ و ۱۵].

۳-۱- حالت‌های آسیب پارامتر تقاضای مهندسی (EDP)

پارامترهای تقاضای مهندسی (Engineering Demand Parameter) بصورت معیارهای مورد نیاز برای رسیدن به یک میزان از تغییر شکل در اعضا یا ساختمان در یک عملکرد مورد انتظار (حالت آسیب) برای سازه طراحی شده تعریف شده‌اند. از این معیارها در آیین‌نامه‌های طرح لرزه‌ای بصورت آستانه آسیب یاد شده است. آستانه آسیب، رویداد خاصی را تعریف می‌کند که در تحلیل‌ها قابل شناسایی و تغییر پاسخ سازه و قرار گرفتن در یک مرحله آسیب جدید را تعیین می‌کند. در این تحقیق آستانه هر حالت آسیب برای رفتار کلی ساختمان یعنی نقطه‌ای که جابجایی نسبی طبقه شروع به رسیدن به آن می‌نماید تعریف شده است. برای مثال، سطوح عملکردی در ASCE 41-17 که هر کدام برای تحقق نیاز به رسیدن به یک مقدار از معیار مورد استفاده (در این تحقیق جابجایی نسبی طبقه) دارند

طیف طرح هدف به سطوح فزاینده با افزایش گام اولیه $g \ 0.1$ تا رسیدن به معیارهای فروریزش مقیاس شده‌اند. در ادامه‌ی مدل سازی، در هر سازه یکی از قاب‌های کناری با استفاده از نرم افزار Python نسخه ۳/۸ و استفاده از کتابخانه OpenSeesPy، به صورت دو بعدی مدل شده و رفتار غیر ارتجاعی قاب‌ها، که در دهانه‌های میانی دارای مهاربند هستند با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی تحت ۱۴ رکورد زلزله برای هر سه حوزه در این تحقیق و پیشنهادی دستورالعمل FEMA P-695 ارزیابی شده‌اند. به این ترتیب هر سازه ۴۲ بار تحت تحلیل دینامیکی افزایشی قرار گرفته و برای هر تحلیل یک ظرفیت فروریزش بدست آمده و از نتایج آن‌ها جهت ارزیابی احتمال فروریزش قاب‌ها استفاده شده است. مبنای فروریزش و توقف تحلیل دینامیکی افزایشی برای قاب‌های مهاربندی شده با مهاربند کماتش ناپذیر در این تحقیق رسیدن به ۲۰ درصد شیب اولیه در منحنی تحلیل دینامیکی افزایشی و حداکثر دررفت مجاز بین طبقه‌ای ۱۰ درصد در نظر گرفته شده است. سپس منحنی‌های شکنندگی با استفاده از خروجی‌های تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی ترسیم شده و از تفسیر نتایج آن در جهت تعیین سطوح عملکرد سازه بهره گرفته شده است. پارامترهای آسیب مورد استفاده در تحقیق و معیارهای مورد قبول آن‌ها برای سطوح عملکردی در شکل ۴ و جدول ۳ نمایش داده شده است. شتاب‌نگاشت‌های مورد نظر از سایت PEER [۲۰] استخراج شده و سپس با طیف طراحی ASCE 7-16



شکل ۴. نمودار رفتار غیر خطی و سطوح عملکردی مفاصل پلاستیک محوری و خمشی مهاربند، و ستون [۱۷ و ۱۸]. (الف) مفصل پلاستیک محوری مهاربند، (ب) مفصل پلاستیک خمشی تیر و ستون

Fig. 4. Diagram of non-linear behavior and performance levels of axial and bending plastic joints of brace, and column. (a) Axial plastic hinge of brace, (b) Bending plastic joint of beam and column

جدول ۳. مقادیر دوران مجاز ستون، تغییر شکل محوری مهاربندها و دررفت طبقات طبق ASCE/SEI 41-17، FEMA356 [۱۷ و ۱۸]

Table 3. Values of allowable moment of column, axial deformation of braces and story drift according to FEMA356, ASCE/SEI 41-17

CP	LS	DC	IO	OP	نوع عضو/سطح عملکرد
$11\theta_y$	$9\theta_y$	$5\theta_y$	$2/25\theta_y$	θ_y	دوران مفصل پلاستیک ستون
$13/3\Delta_y$	$10\Delta_y$	$6\Delta_y$	$3\Delta_y$	Δ_y	تغییر شکل محوری مهاربند
$2/5$	$2/0$	$1/5$	$1/0$	$0/5$	جابجایی نسبی طبقه (درصد)

جدول ۴. نتایج تحلیل مودال قاب‌های تحقیق

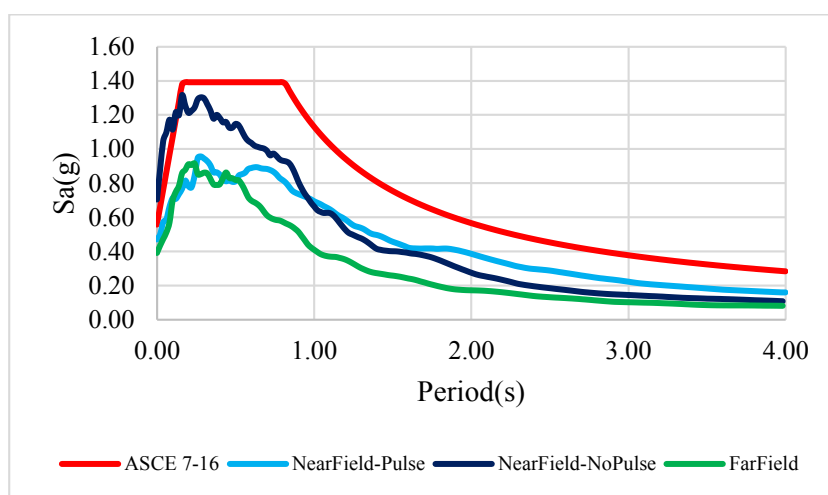
Table 4. Results of modal analysis of research frames

قاب	پارامترهای تحلیل مودال	قاب مهاربندی شده با مهاربند کماتش ناپذیر		
	مد اول	مد دوم	مد سوم	
۴ طبقه	$T_a(\text{sec})$	۰/۵۷	۰/۲۴	۰/۱۶
	درصد مشارکت جرمی (%)	۷۷/۸۷	۱۶/۳۰	۴/۳۱
۸ طبقه	$T_a(\text{sec})$	۰/۹۶	۰/۳۵	۰/۲۲
	درصد مشارکت جرمی (%)	۷۳/۴۱	۱۷/۱۴	۴/۶۱

جدول ۵. جزئیات رکورد زلزله‌های نزدیک به گسل به همراه پالس بکار رفته در تحلیل دینامیکی غیرخطی [۲۰]

Table 5. The details of earthquake records near the fault with the pulse used in nonlinear dynamic analysis

مکانیزم	PGV (cm/s)	PGA(g)	فاصله محل وقوع زلزله (کیلومتر)	سال وقوع	بزرگی (M) (ریشتر)	نام ایستگاه زلزله	نام زلزله	شماره
Strike-Slip	۶۳	۰/۴۱	۱/۴	۱۹۷۹	۶/۵	El_Centro_Array_#6	Imperial_Valley-06	۱
Strike-Slip	۴۵	۰/۳۴	۰/۶	۱۹۷۹	۶/۵	El_Centro_Array_#7	Imperial_Valley-06	۲
Normal	۶۲	۰/۲۵	۱۰/۸	۱۹۸۰	۶/۹	Sturmo	Irpinia-Italy-01	۳
Strike-Slip	۴۲	۰/۴۵	۰/۹	۱۹۸۷	۶/۵	Parachute_Test_Site	Superstition_Hills-02	۴
Reverse-Oblique	۳۳	۰/۵۱	۸/۵	۱۹۸۹	۶/۹	Saratoga-Aloha_Ave	Loma_Prieta	۵
Strike-Slip	۴۲	۰/۴۹	۴/۴	۱۹۹۲	۶/۷	Erzincan	Erzincan-Turkey	۶
Reverse	۳۷	۰/۵۹	۸/۲	۱۹۹۲	۷	Petrolia	Cape_Mendocino	۷
Strike-Slip	۳۸	۰/۷۳	۲/۲	۱۹۹۲	۷/۳	Lucerne	Landers	۸
Reverse	۵۹	۰/۸۲	۶/۵	۱۹۹۴	۶/۷	Rinaldi_Receiving_Sta	Northridge-01	۹
Reverse	۴۰	۰/۶۰	۵/۳	۱۹۹۴	۶/۷	Sylmar-Olive_View_Med_FF	Northridge-01	۱۰
Strike-Slip	۵۲	۰/۲۲	۷/۲	۱۹۹۹	۷/۵	Izmit	Kocaeli-Turkey	۱۱
Reverse-Oblique	۴۲	۰/۸۱	۰/۶	۱۹۹۹	۷/۶	TCU065	Chi-Chi-Taiwan	۱۲
Reverse-Oblique	۳۵	۰/۳۰	۱/۵	۱۹۹۹	۷/۶	TCU102	Chi-Chi-Taiwan	۱۳
Strike-Slip	۴۵	۰/۳۵	۶/۶	۱۹۹۹	۷/۱	Duzce	Duzce-Turkey	۱۴



شکل ۵. طیف طراحی یا هدف به همراه طیف رکوردهای حوزه‌های مختلف مورد مطالعه در این تحقیق [۱۶ و ۲۰]

Fig. 5. The range of design or goal along with the range of records of different fields studied in this research

جدول ۶. جزئیات رکورد زلزله‌های نزدیک به گسل بدون پالس بکار رفته در تحلیل دینامیکی غیرخطی [۲۰]

Table 6. Details of earthquake records near the fault without pulses used in nonlinear dynamic analysis

مکانیزم	PGV (cm/s)	PGA(g)	فاصله محل وقوع زلزله (کیلومتر)	سال وقوع	بزرگی (M) (ریشتر)	نام ایستگاه زلزله	نام زلزله	شماره
Unkown	۶۳	۰/۶۱	۵/۵	۱۹۷۶	۶/۸	Karakyr	Gazli-USSR	۱
Strike-Slip	۴۵	۰/۵۹	۲/۷	۱۹۷۹	۶/۵	Bonds_Corner	Imperial_Valley-06	۲
Strike-Slip	۶۲	۰/۲۷	۷/۳	۱۹۷۹	۶/۵	Chihuahua	Imperial_Valley-06	۳
Reverse	۴۲	۰/۹۸	۹/۶	۱۹۸۵	۶/۸	Site_1	Nahanni-Canada	۴
Reverse	۳۳	۰/۴۹	۴/۹	۱۹۸۵	۶/۸	Site_2	Nahanni-Canada	۵
Reverse-Oblique	۴۲	۰/۴۸	۱۰/۷	۱۹۸۹	۶/۹	BRAN	Loma_Prieta	۶
Reverse-Oblique	۳۷	۰/۶۴	۳/۹	۱۹۸۹	۶/۹	Corralitos	Loma_Prieta	۷
Reverse	۳۸	۱/۵۰	۷	۱۹۹۲	۷	Cape_Mendocino	Cape_Mendocino	۸
Reverse	۵۹	۰/۷۵	۸/۴	۱۹۹۴	۶/۷	LA-Sepulveda_VA_Hospital	Northridge-01	۹
Reverse	۴۰	۰/۳۷	۱۲/۱	۱۹۹۴	۶/۷	Northridge-17645_Saticoy_St	Northridge-01	۱۰
Strike-Slip	۵۲	۰/۲۷	۴/۸	۱۹۹۹	۷/۵	Yarimca	Kocaeli-Turkey	۱۱
Reverse-Oblique	۴۲	۰/۵۰	۰/۶	۱۹۹۹	۷/۶	TCU067	Chi-Chi-Taiwan	۱۲
Reverse-Oblique	۳۵	۱/۱۶	۱۱/۲	۱۹۹۹	۷/۶	TCU084	Chi-Chi-Taiwan	۱۳
Strike-slip	۳۷	۰/۵۱	۸/۷	۱۹۹۵	۶/۹	Nishi-Akashi	Kobe, Japan	۱۴

چندک‌های ۰/۱۶٪، ۰/۵۰٪، و ۰/۸۴٪ از تحلیل دینامیکی غیرخطی استخراج و نمایش داده شده‌اند. تحلیل دینامیکی افزایشی جهت ارزیابی مقاومت جانبی، سختی جانبی، و مکانیسم‌های تسلیم قاب‌های تحقیق انجام شده، و سپس با ارزیابی احتمالاتی پاسخ‌های بدست آمده از تحلیل‌های دینامیکی غیر خطی فزاینده منحنی‌های شکنندگی سازه بدست آمده‌اند. نتیجه ارزیابی پاسخ لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی شده با مهاربند کمانش ناپذیر، در ادامه مورد بحث قرار گرفته است.

۴-۱- تحلیل‌های دینامیکی افزایشی غیرخطی

یکی از پارامترهای اصلی مورد بررسی در تحلیل‌های دینامیکی، جابجایی نسبی بین طبقه‌ای تحت زمین لرزه‌های حوزه دور و نزدیک از گسل انتخاب شده هستند. جابجایی نسبی بین طبقه‌ای (IDR) به عنوان نسبت حداکثر جابجایی گذرا بین دو طبقه متوالی در زمان زلزله به ارتفاع

به پنج دسته زیر تقسیم شده‌اند [۱۸]:

- الف) سطح بلافاصله قابل کاربرد (Operational Performance)
- ب) سطح بلافاصله قابل سکونت (Immediate Occupancy)
- پ) سطح آسیب‌های کنترل شده (Damage Control)
- ت) سطح ایمنی جانی (Life Safety)
- ث) سطح فروریزش (Collapse Prevention)

۴- نتایج تحلیل

در مجموع تعداد ۸۴ تحلیل دینامیکی افزایشی برای ارزیابی نسبت جابجایی بین طبقه‌ای و تغییر شکل‌های المان‌های سازه‌ای برای قاب‌های تحقیق انجام شده است. تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA) روی دو مدل عددی ۴ و ۸ طبقه با مهاربند کمانش ناپذیر انجام شده است. نمودارهای جابجایی نسبی بین طبقه‌ای به شتاب طیفی، و خلاصه این منحنی‌ها در

جدول ۷. جزئیات رکورد زلزله‌های دور از گسل بکار رفته در تحلیل دینامیکی غیرخطی [۲۰]

Table 7. Details of earthquake records far from the fault used in nonlinear dynamic analysis

مکانیزم	PGV (cm/s)	PGA(g)	فاصله محل وقوع زلزله (کیلومتر)	سال وقوع	بزرگی (M) (ریشتر)	نام ایستگاه زلزله	نام زلزله	شماره
Thrust	۴۵	۰/۴۸	۲۶/۵	۱۹۹۴	۶/۷	Canyon Country-WLC	Northridge	۱
Thrust	۶۲	۰/۸۲	۴۱/۳	۱۹۹۹	۷/۱	Bolu	Duzce, Turkey	۲
Strike-slip	۴۲	۰/۳۴	۲۶/۵	۱۹۹۹	۷/۱	Hector	Hector Mine	۳
Strike-slip	۳۳	۰/۳۵	۳۳/۷	۱۹۷۹	۶/۵	Delta	Imperial Valley	۴
Strike-slip	۴۲	۰/۳۸	۲۹/۴	۱۹۷۹	۶/۵	El Centro Array #11	Imperial Valley	۵
Strike-slip	۳۸	۰/۲۴	۴۶	۱۹۹۵	۶/۹	Shin-Osaka	Kobe, Japan	۶
Strike-slip	۵۹	۰/۳۶	۹۸/۲	۱۹۹۹	۷/۵	Duzce	Kocaeli, Turkey	۷
Strike-slip	۴۰	۰/۲۲	۵۳/۷	۱۹۹۹	۷/۵	Arcelik	Kocaeli, Turkey	۸
Strike-slip	۵۲	۰/۲۴	۸۶	۱۹۹۲	۷/۳	Yermo Fire Station	Landers	۹
Strike-slip	۴۲	۰/۴۲	۸۲/۱	۱۹۹۲	۷/۳	Coolwater	Landers	۱۰
Strike-slip	۴۵	۰/۵۶	۳۱/۴	۱۹۸۹	۶/۹	Gilroy Array #3	Loma Prieta	۱۱
Strike-slip	۵۴	۰/۵۱	۴۰/۴	۱۹۹۰	۷/۴	Abbar	Manjil, Iran	۱۲
Strike-slip	۴۶	۰/۳۶	۳۵/۸	۱۹۸۷	۶/۵	El Centro Imp. Co	Superstition Hills	۱۳
Thrust	۴۴	۰/۵۵	۲۲/۷	۱۹۹۲	۷/۰	Rio Dell Overpass	Cape Mendocino	۱۴

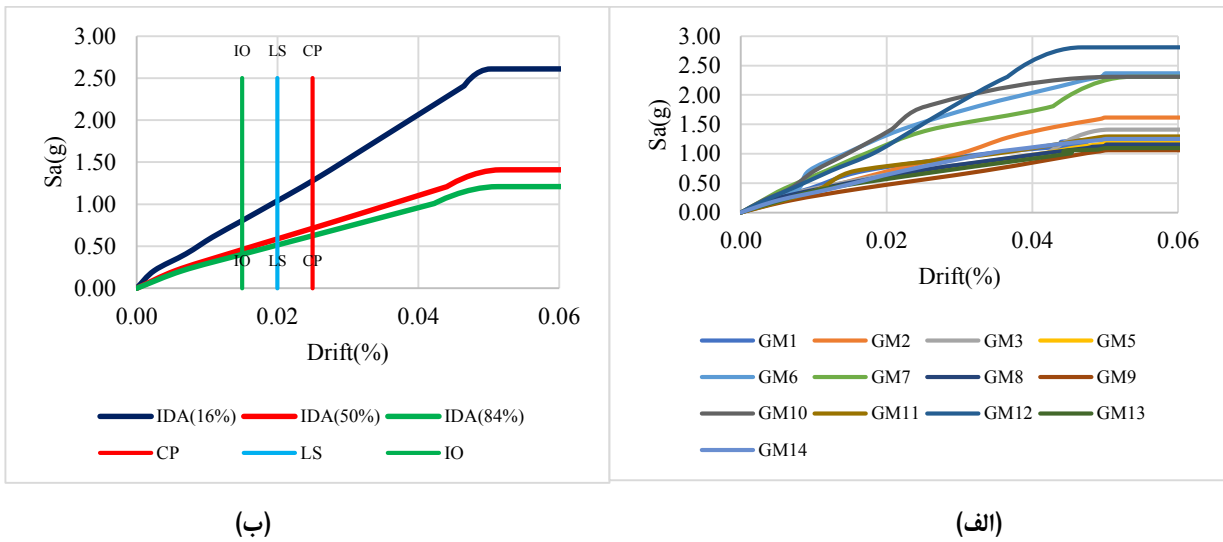
گرانش زمین و حداکثر جابجایی در طبقه بام و برای رکورد زلزله شماره ۹ حاصل شده است. در شکل ۶ (ب) شتاب طیفی برای حداکثر جابجایی نسبی بین طبقه ای ۵٪ قاب ۴ طبقه، در چندک‌های ۰/۸۴، ۰/۵۰، و ۰/۱۶ (به ترتیب) ۱/۲۱، ۱/۴۱، و ۲/۶۱ برابر شتاب گرانش زمین بدست آمده است. علاوه بر این برای سه سطح عملکرد اصلی IO، LS، و CP مقادیر شتاب طیفی میانه (به ترتیب) ۰/۴۸، ۰/۶۱، و ۰/۷۰ برابر شتاب گرانش زمین بدست آمده‌اند.

در شکل ۷ (الف) تغییرات بیشینه پاسخ جابجایی نسبی بین طبقه‌ای قاب ۴ طبقه تحقیق را برای زمین لرزه‌های حوزه نزدیک بدون پالس را نشان داده شده است. حداکثر مقدار بیشینه پاسخ شتاب طیفی ۳/۴۱ برابر شتاب گرانش زمین و حداکثر جابجایی نسبی در طبقه بام و برای رکورد زلزله شماره ۴ بدست آمده است. همچنین حداقل شتاب طیفی ۱/۰۱ برابر شتاب گرانش زمین و حداکثر جابجایی نسبی در طبقه بام و برای رکورد زلزله شماره ۱۰

طبقه محاسبه شده است. جابجایی نسبی بین طبقه‌ای به عنوان یکی از اهداف عملکردی (یا پارامتر آسیب) کلی برای پذیرش معیارهای طراحی لرزه‌ای سازه‌های ساختمانی در نظر گرفته می‌شود. پاسخ جابجایی نسبی بین طبقه‌ای قاب‌های تحقیق در بخش‌های زیر مورد بحث قرار گرفته است. حداکثر جابجایی مجاز بام برای قاب‌های مهاربندی شده ۰/۲۵٪ مطابق با هدف عملکردی جلوگیری از فروریزش در نظر گرفته شده است [۱۵ و ۱۸].

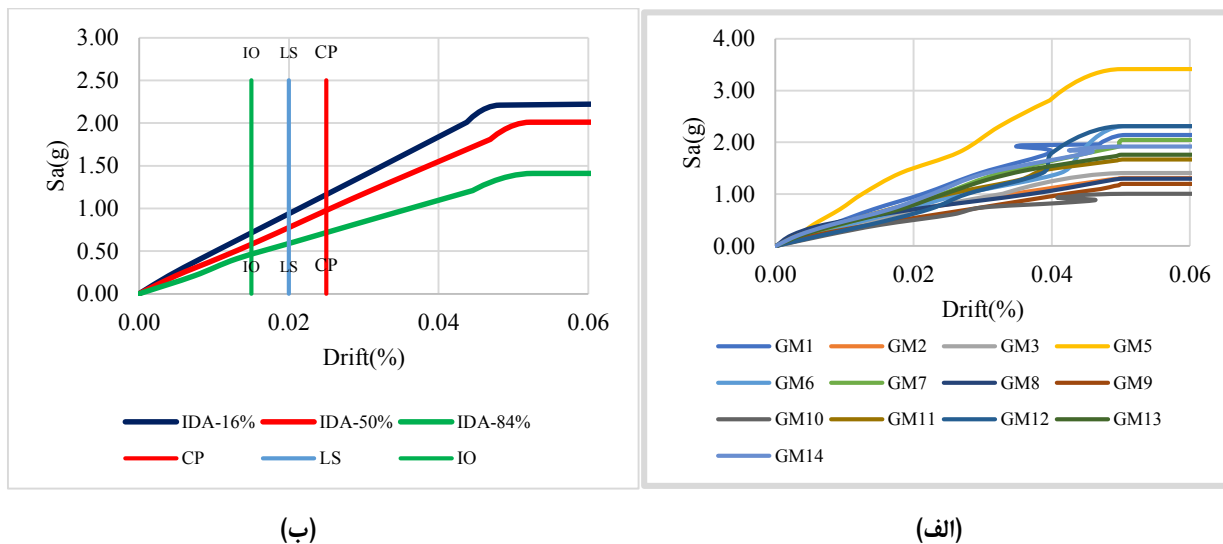
۴-۱-۱-۱ جابجایی نسبی بین طبقه‌ای

شکل ۶ (الف) تغییرات بیشینه پاسخ جابجایی نسبی بین طبقه‌ای قاب ۴ طبقه تحقیق را برای زمین لرزه‌های حوزه نزدیک دارای پالس را نشان می‌دهد. مشاهده شده است که حداکثر مقدار بیشینه پاسخ شتاب طیفی ۲/۸۱ برابر شتاب گرانش زمین و حداکثر جابجایی در طبقه بام و برای رکورد زلزله شماره ۱۲ بدست آمده است. همچنین حداقل شتاب طیفی ۱/۰۶ برابر شتاب



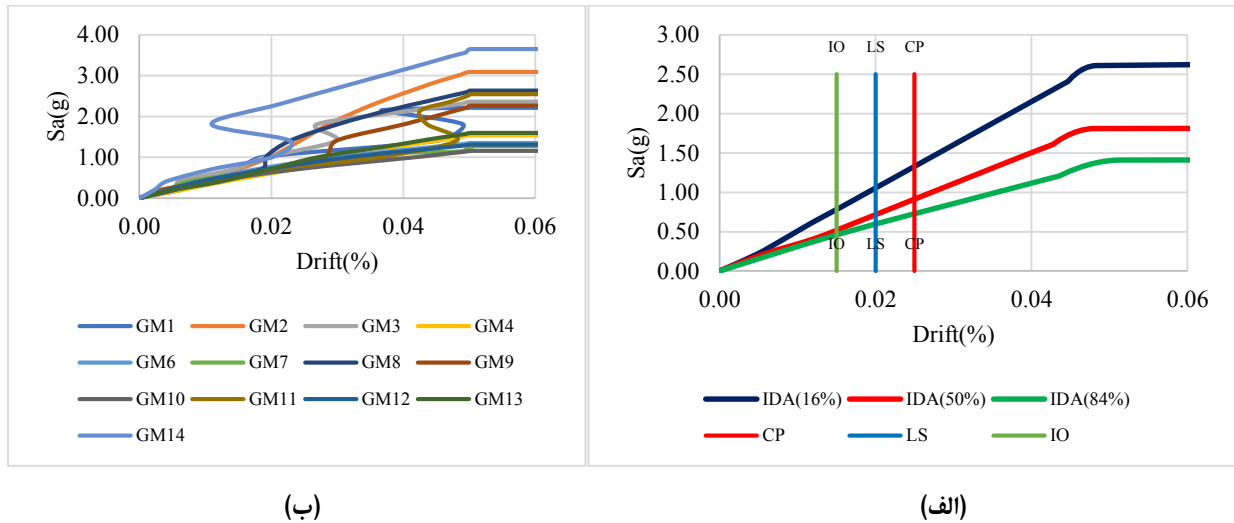
شکل ۶. نتایج تحلیل دینامیکی افزایشی قاب ساختمانی فولادی مهاربندی شده ۴ طبقه برای رکوردهای حوزه نزدیک دارای پالس. (الف) نتایج تحلیل تحت رکوردهای مختلف زلزله، (ب) خلاصه نتایج تحلیل

Fig. 6. Results of incremental dynamic analysis of 4-story braced steel building frame for near field records with pulse. (a) Analysis results under different earthquake records (b) Summary of analysis results



شکل ۷. نتایج تحلیل دینامیکی افزایشی قاب ساختمانی فولادی مهاربندی شده ۴ طبقه برای رکوردهای حوزه نزدیک بدون پالس. (الف) نتایج تحلیل تحت رکوردهای مختلف زلزله، (ب) خلاصه نتایج تحلیل

Fig. 7. Results of incremental dynamic analysis of 4-story braced steel building frame for near-field records without pulse. (a) Analysis results under different earthquake records (b) Summary of analysis results

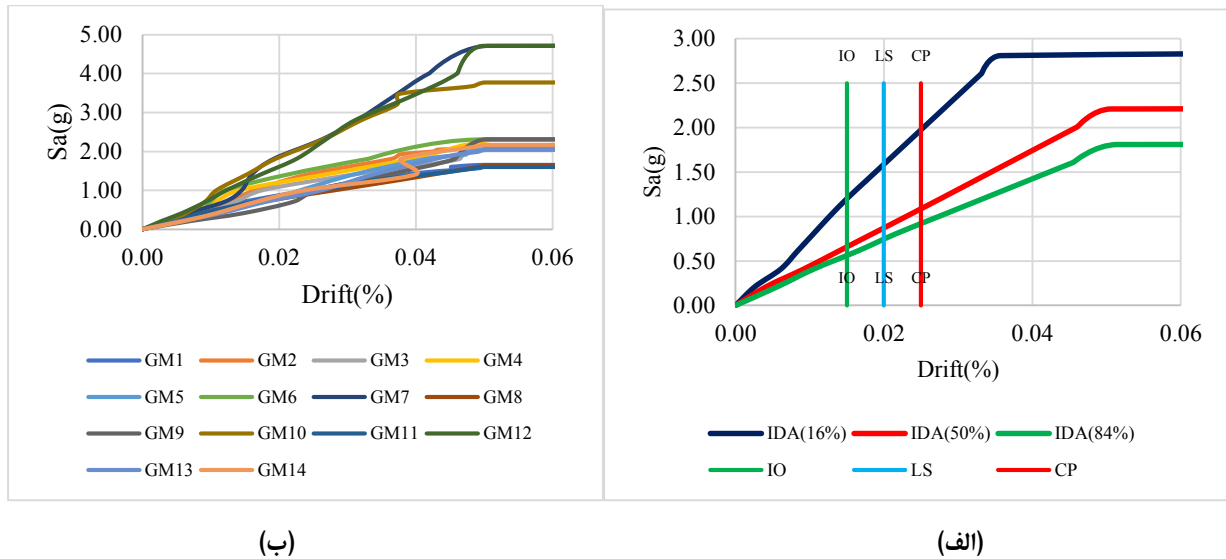


شکل ۸. نتایج تحلیل دینامیکی افزایشی قاب ساختمانی فولادی مهاربندی شده ۴ طبقه برای رکوردهای حوزه دور. (الف) نتایج تحلیل تحت رکوردهای مختلف زلزله، (ب) خلاصه نتایج تحلیل

Fig. 8. Results of incremental dynamic analysis of 4-story braced steel building frame for far field records. (a) Analysis results under different earthquake records (b) Summary of analysis results

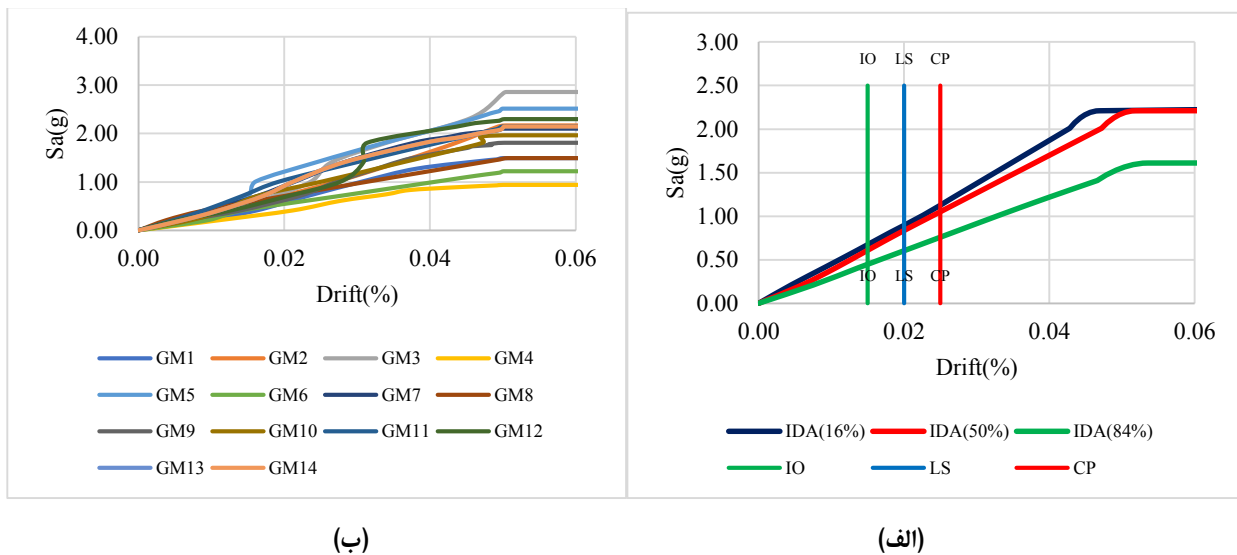
۸ طبقه تحقیق را برای زمین لرزه‌های حوزه نزدیک دارای پالس نمایش داده شده است. حداکثر مقدار بیشینه پاسخ شتاب طیفی $4/71$ برابر شتاب گرانش زمین و حداکثر جابجایی نسبی در طبقه دوم و برای رکورد زلزله شماره ۷ مشاهده شده است. همچنین حداقل شتاب طیفی $1/59$ برابر شتاب گرانش زمین و حداکثر جابجایی نسبی در طبقه بام و برای رکورد زلزله شماره ۱۱ حاصل شده است. در شکل ۹ (ب) شتاب طیفی برای حداکثر جابجایی نسبی بین طبقه‌ای ۵٪ قاب ۸ طبقه، در چندک‌های 0.84 ٪، 0.50 ٪ و 0.16 ٪ (به ترتیب) $1/81$ ، $2/21$ و $2/81$ برابر شتاب گرانش زمین بدست آمده است. علاوه بر این برای سه سطح عملکرد اصلی IO، LS، و CP مقادیر شتاب طیفی میانه به ترتیب $0/62$ ، $0/91$ و $1/12$ برابر شتاب گرانش زمین بدست آمده‌اند. شکل ۱۰ (الف) تغییرات بیشینه پاسخ جابجایی نسبی بین طبقه‌ای قاب ۸ طبقه تحقیق را برای زمین لرزه‌های حوزه نزدیک بدون پالس را نمایش می‌دهد. حداکثر مقدار بیشینه پاسخ شتاب طیفی $2/85$ برابر شتاب گرانش زمین و حداکثر جابجایی نسبی در طبقه دوم و برای رکورد زلزله شماره ۳ بدست آمده است. همچنین حداقل شتاب طیفی $0/93$ برابر شتاب گرانش زمین و حداکثر جابجایی نسبی در طبقه بام و برای رکورد زلزله شماره ۴ بدست آمده است. در شکل ۱۰ (ب) شتاب طیفی برای حداکثر جابجایی نسبی بین طبقه

حاصل شده است. در شکل ۷ (ب) شتاب طیفی برای حداکثر جابجایی نسبی بین طبقه‌ای ۵٪ قاب ۴ طبقه، در چندک‌های 0.84 ٪، 0.50 ٪ و 0.16 ٪ (به ترتیب) $1/41$ ، $2/01$ و $2/41$ برابر شتاب گرانش زمین مشاهده شده است. علاوه بر این برای سه سطح عملکرد اصلی IO، LS، و CP مقادیر شتاب طیفی میانه به ترتیب $0/58$ ، $0/75$ و $1/00$ برابر شتاب گرانش زمین بدست آمده‌اند. شکل ۸ (الف) تغییرات بیشینه پاسخ جابجایی نسبی بین طبقه‌ای قاب ۴ طبقه تحقیق را برای زمین لرزه‌های حوزه دور را نشان می‌دهد. مشاهده شده است که حداکثر مقدار بیشینه پاسخ شتاب طیفی $3/45$ برابر شتاب گرانش زمین و حداکثر جابجایی نسبی در طبقه اول و برای رکورد زلزله شماره ۱۴ بدست آمده است. همچنین حداقل شتاب طیفی $1/15$ برابر شتاب گرانش زمین و حداکثر جابجایی نسبی در طبقه بام و برای رکورد زلزله شماره ۱۰ حاصل شده است. در شکل ۸ (ب) شتاب طیفی برای حداکثر جابجایی نسبی بین طبقه‌ای ۵٪ قاب ۴ طبقه، در چندک‌های 0.84 ٪، 0.50 ٪ و 0.16 ٪ (به ترتیب) $1/41$ ، $1/81$ و $2/61$ برابر شتاب گرانش زمین بدست آمده است. علاوه بر این برای سه سطح عملکرد اصلی IO، LS، و CP مقادیر شتاب طیفی میانه به ترتیب $0/50$ ، $0/69$ و $0/90$ برابر شتاب گرانش زمین بدست آمده‌اند. در شکل ۹ (الف) تغییرات بیشینه پاسخ جابجایی نسبی بین طبقه‌ای قاب



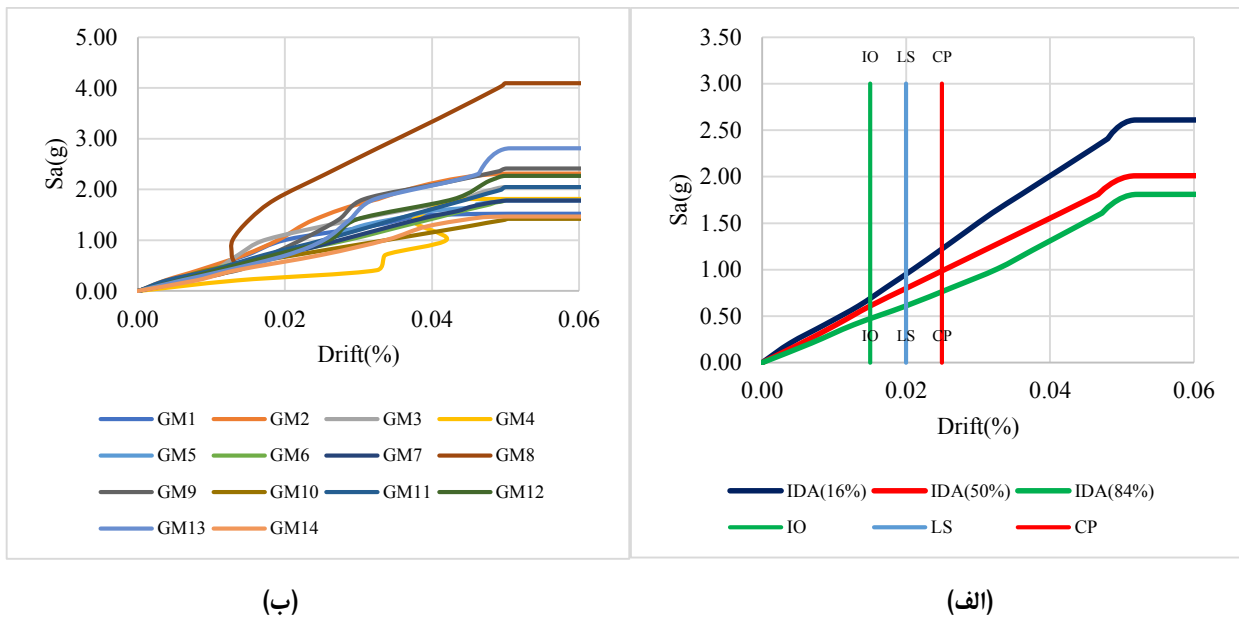
شکل ۹. نتایج تحلیل دینامیکی افزایشی قاب ساختمانی فولادی مهاربندی شده ۸ طبقه برای رکوردهای حوزه نزدیک دارای پالس. (الف) نتایج تحلیل تحت رکوردهای مختلف زلزله، (ب) خلاصه نتایج تحلیل

Fig. 9. Results of incremental dynamic analysis of 8-story braced steel building frame for near field records with pulse. (a) Analysis results under different earthquake records (b) Summary of analysis results



شکل ۱۰. نتایج تحلیل دینامیکی افزایشی قاب ساختمانی فولادی مهاربندی شده ۸ طبقه برای رکوردهای حوزه نزدیک بدون پالس. (الف) نتایج تحلیل تحت رکوردهای مختلف زلزله، (ب) خلاصه نتایج تحلیل

Fig. 10. Results of incremental dynamic analysis of 8-story braced steel building frame for near-field records without pulse. (a) Analysis results under different earthquake records (b) Summary of analysis results



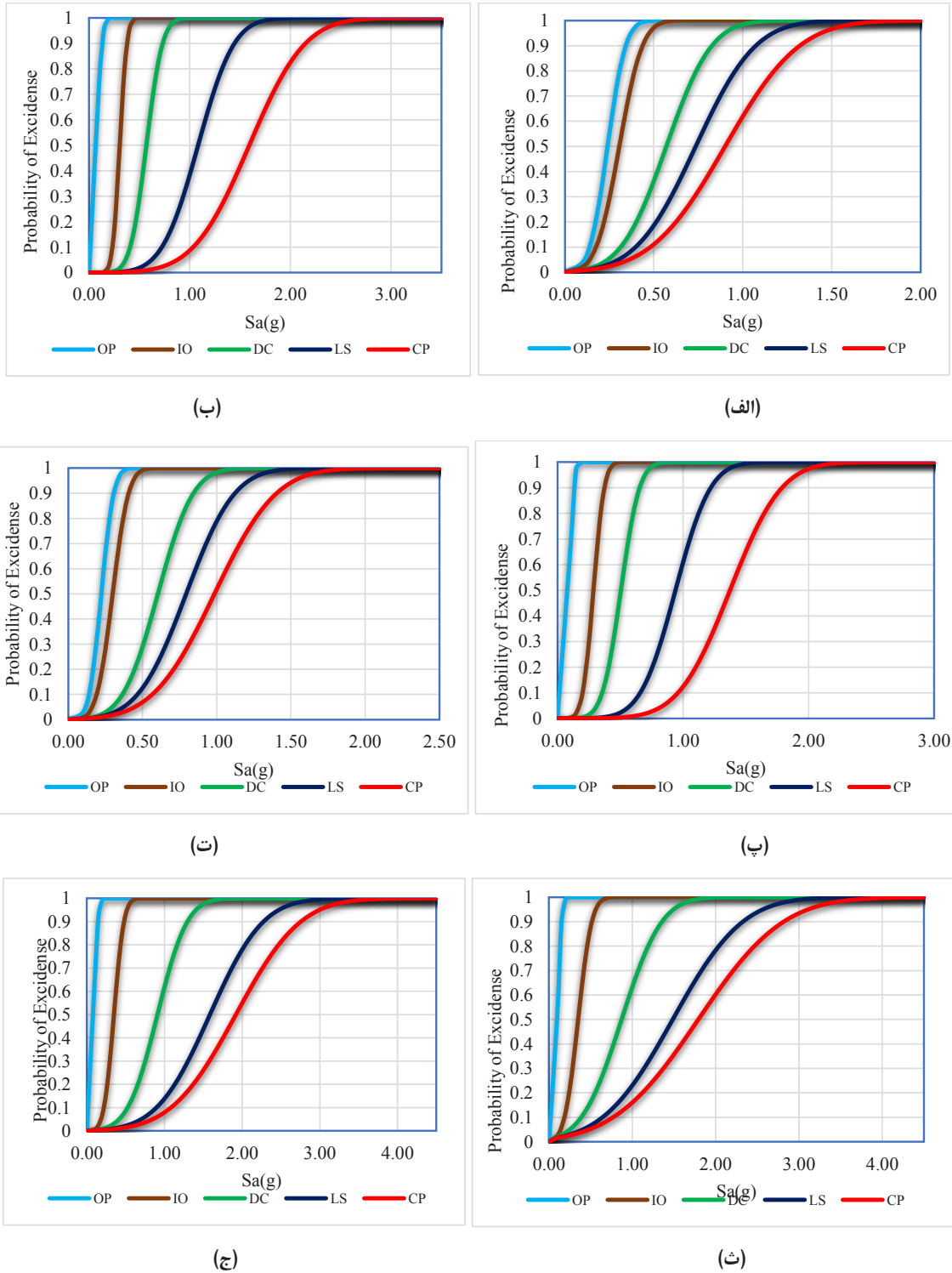
شکل ۱۱. نتایج تحلیل دینامیکی افزایشی قاب ساختمانی فولادی مهاربندی شده ۸ طبقه برای رکوردهای حوزه دور. (الف) نتایج تحلیل تحت رکوردهای مختلف زلزله، (ب) خلاصه نتایج تحلیل

Fig. 11. Results of incremental dynamic analysis of 8-story braced steel building frame for far field records. (a) Analysis results under different earthquake records (b) Summary of analysis results

۴-۲- تحلیل شکنندگی

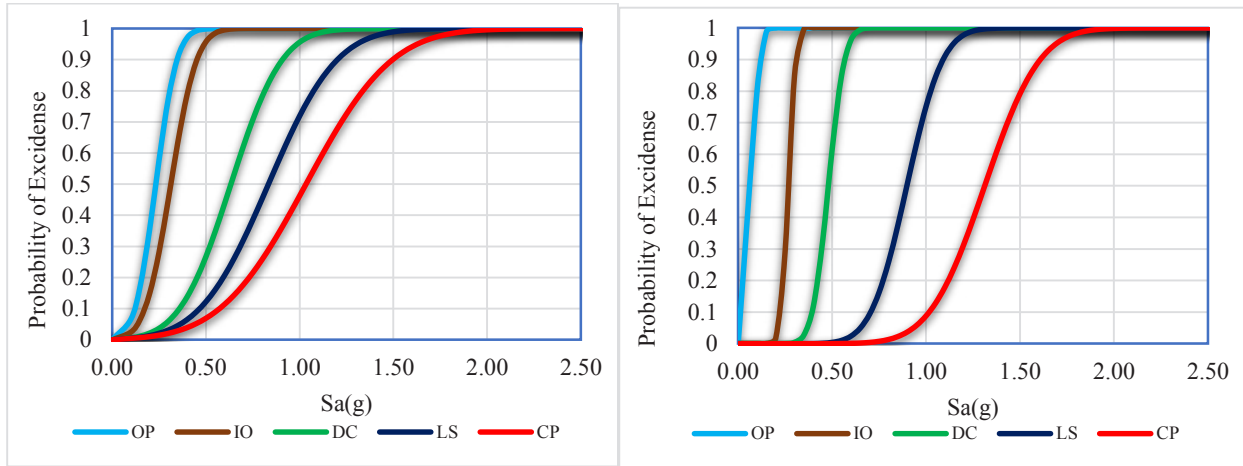
همانطور که از نتایج بخش قبل ملاحظه نمودیم پاسخ سازه‌ها با توجه به نوع رکوردهای زلزله از نظر فاصله قرارگیری حوزه ایجاد امواج، بزرگی، و وجود پالس برای رکوردهای انتخابی متفاوت بدست آمده است. بنابراین ارزیابی احتمالاتی با لحاظ نمودن عدم قطعیت‌ها در طراحی سازه‌های مهندسی که امری اجتناب ناپذیر است بهتر می‌تواند رفتار عملکردی سازه‌ها را برای پاسخ‌های بدست آمده بیان نماید. از تحلیل دینامیکی غیر خطی افزایشی پاسخ المان‌های سازه‌ای مانند مهاربندها و ستون‌ها نیز استخراج شده‌اند. در این تحقیق این پاسخ‌ها به عنوان پارامترهای آسیب دیگری علاوه بر جابجایی نسبی بین طبقه‌ای (یعنی، مقدار تغییر شکل محوری مهاربند، و چرخش مفاصل پلاستیک ستون‌ها) برای ارزیابی عملکرد سازه مورد استفاده قرار گرفته‌اند. در شکل‌های ۱۲-۱۵ منحنی‌های شکنندگی برای سازه ۴ و ۸ طبقه در حوزه نزدیک و دور داده شده‌اند. همچنین خلاصه نتایج آن‌ها در جداول ۸ و ۹ استخراج، و در شکل ۱۶ (الف و ب) نمایش داده شده‌اند.

ای ۵٪ قاب ۸ طبقه، در چندک‌های ۰.۸۴٪، ۰.۵۰٪، و ۰.۱۶٪ به ترتیب ۱/۶۱، ۲/۲۱، و ۲/۲۱ برابر شتاب گرانش زمین بدست آمده است. علاوه بر این برای سه سطح عملکرد اصلی IO، LS، و CP مقادیر شتاب طیفی میانه (به ترتیب) ۰/۶۸، ۰/۸۱، و ۱/۱۰ برابر شتاب گرانش زمین بدست آمده‌اند. در شکل ۱۱ (الف) تغییرات بیشینه پاسخ جابجایی نسبی بین طبقه‌ای قاب ۸ طبقه تحقیق را برای زمین لرزه‌های حوزه دور را نشان داده شده است. مشاهده شده است که حداکثر مقدار بیشینه پاسخ شتاب طیفی ۴/۱۰ برابر شتاب گرانش زمین و حداکثر جابجایی نسبی در طبقه دوم و برای رکورد زلزله شماره ۸ حاصل شده است. همچنین حداقل شتاب طیفی ۱/۴۲ برابر شتاب گرانش زمین و حداکثر جابجایی نسبی در طبقه سوم و برای رکورد زلزله شماره ۱۰ بدست آمده است. در شکل ۱۱ (ب) شتاب طیفی برای حداکثر جابجایی نسبی بین طبقه‌ای ۵٪ قاب ۸ طبقه، در چندک‌های ۰.۸۴٪، ۰.۵۰٪، و ۰.۱۶٪ به ترتیب ۱/۸۱، ۲/۰۱، و ۲/۶۱ برابر شتاب گرانش زمین بدست آمده است. علاوه بر این برای سه سطح عملکرد اصلی IO، LS، و CP مقادیر شتاب طیفی میانه (به ترتیب) ۰/۶۲، ۰/۸۱، و ۱/۰۰ برابر شتاب گرانش زمین بدست آمده‌اند.



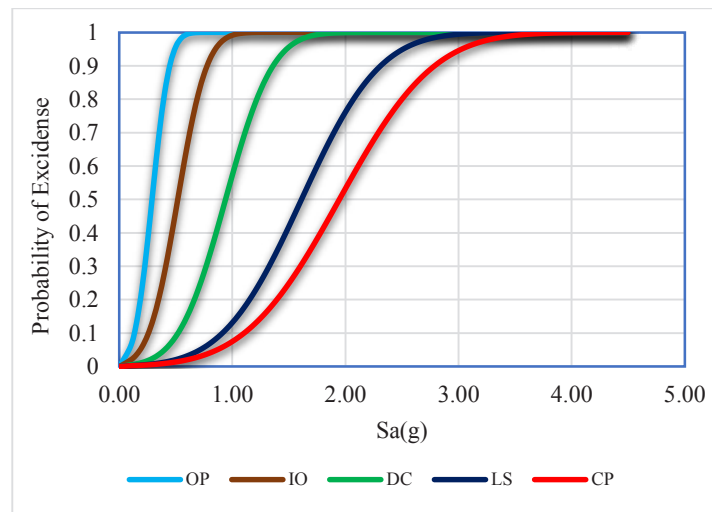
شکل ۱۲. منحنی‌های شکنندگی قاب ساختمانی فولادی مهاربندی شده ۴ طبقه در سطوح عملکردی. (الف) جابجایی نسبی طبقه در حوزه نزدیک دارای پالس، (ب) جابجایی نسبی طبقه در حوزه نزدیک بدون پالس، (پ) تغییر شکل محوری مهاربند در حوزه دارای پالس، (ت) تغییر شکل محوری مهاربند در حوزه بدون پالس. (ج) دوران ستون‌های قاب در حوزه دارای پالس، (ث) دوران ستون‌های قاب در حوزه بدون پالس.

Fig. 12. Fragility curves of 4-story braced steel building frame at performance levels. (a) Relative displacement of the story in the near field with pulse (b) Relative displacement of the story in the near field without pulse (c) Axial deformation of the brace in the field with pulse (d) Axial deformation of the brace in the field without pulse (e) Rotation of the frame columns in the field with pulse (f) the rotation of the frame columns of the field without pulse



(ب)

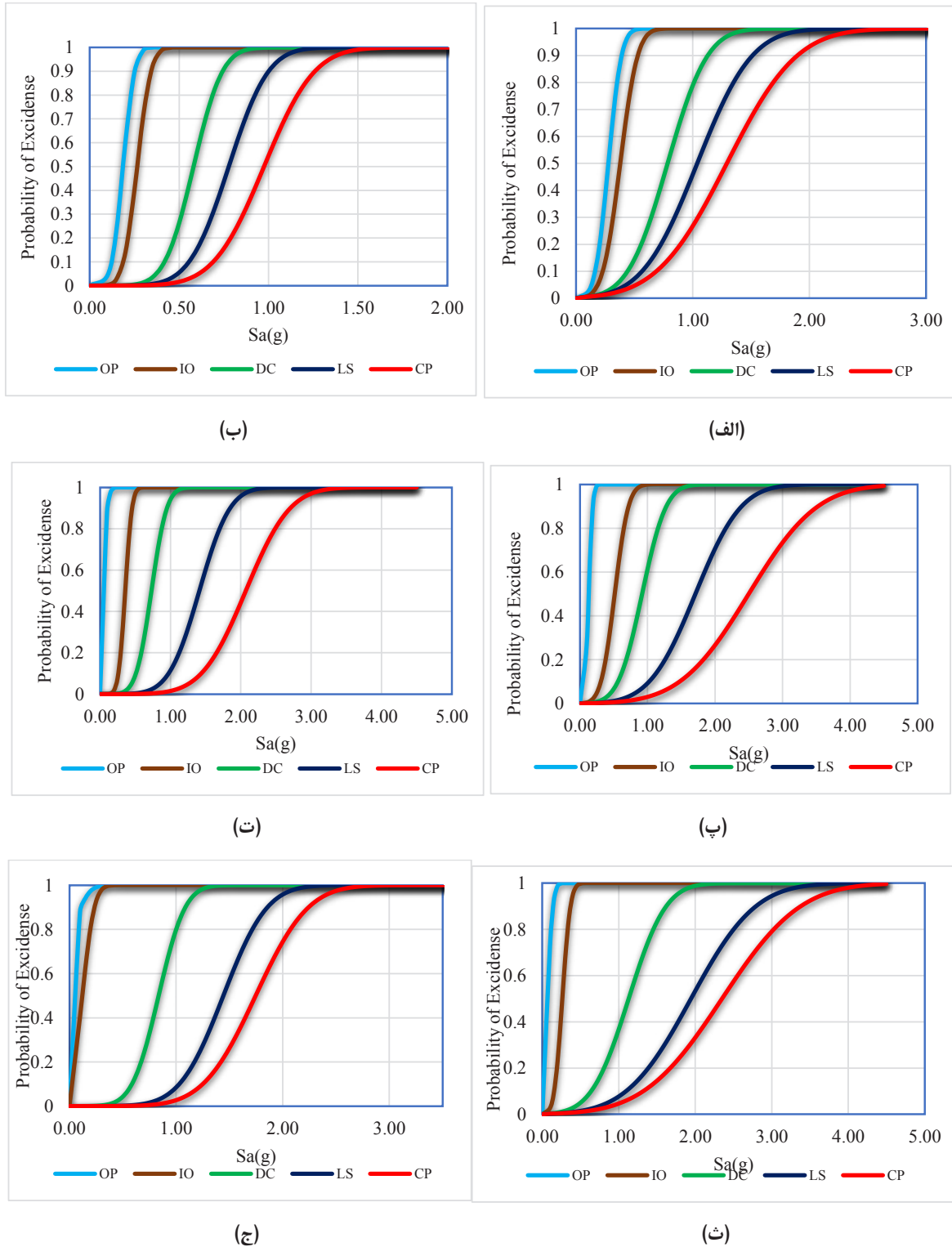
(الف)



(پ)

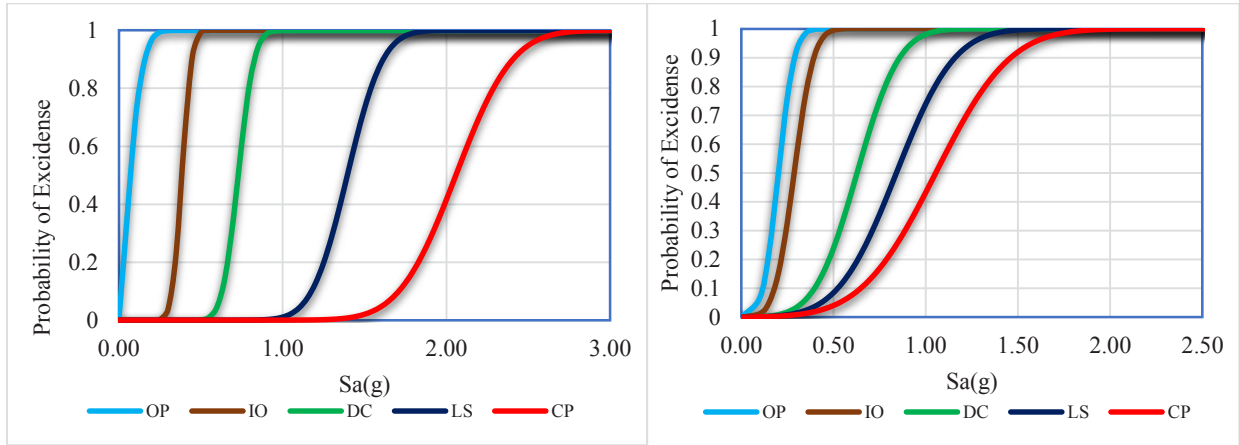
شکل ۱۳. منحنی‌های شکنندگی قاب ساختمانی فولادی مهاربندی شده ۴ طبقه در سطوح عملکردی برای رکوردهای حوزه دور. (الف) جابجایی نسبی طبقه، (ب) تغییر شکل محوری مهاربند، (پ) دوران ستون‌های قاب

Fig. 13. Fragility curves of 4-story braced steel building frame at performance levels for far field records. (a) Relative displacement of the story (b) Axial deformation of the brace (c) Axial deformation of the brace (d) Rotation of the frame columns



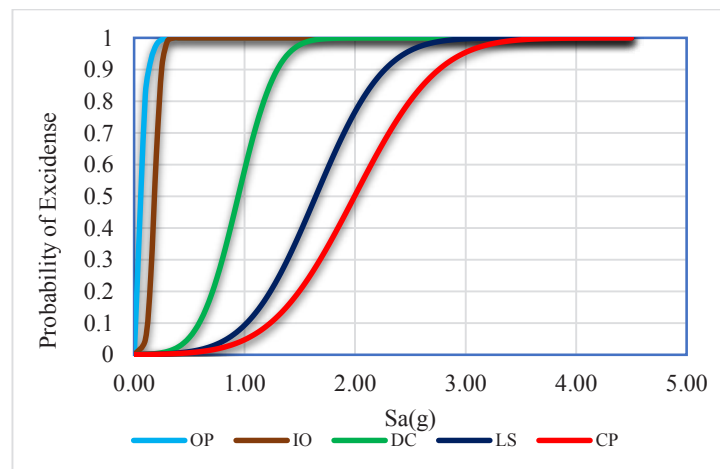
شکل ۱۴. منحنی‌های شکنندگی قاب ساختمانی فولادی مهاربندی شده ۸ طبقه در سطوح عملکردی. (الف) جابجایی نسبی طبقه حوزه نزدیک دارای پالس، (ب) جابجایی نسبی طبقه حوزه نزدیک بدون پالس، (پ) تغییر شکل محوری مهاربند حوزه نزدیک دارای پالس، (ت) تغییر شکل محوری مهاربند حوزه نزدیک بدون پالس، (ج) دوران ستون‌های قاب حوزه نزدیک دارای پالس، (ث) دوران ستون‌های قاب حوزه نزدیک بدون پالس

Fig. 14. Fragility curves of 8-story braced steel building frame at performance levels. (a) Relative displacement of the story in the near field with pulse (b) Relative displacement of the story in the near field without pulse (c) Axial deformation of the brace in the field with pulse (d) Axial deformation of the brace in the field without pulse (e) Rotation of the frame columns in the field with pulse (f) the rotation of the frame columns of the field without pulse



(ب)

(الف)



(پ)

شکل ۱۵. منحنی‌های شکنندگی قاب ساختمانی فولادی مهاربندی شده ۸ طبقه در سطوح عملکردی برای رکوردهای حوزه دور. (الف) جابجایی نسبی طبقه، (ب) تغییر شکل محوری مهاربند، (پ) دوران ستون‌های قاب

Fig. 15. Fragility curves of 8-story braced steel building frame at performance levels for far field records. (a) Relative displacement of the story (b) Axial deformation of the brace (c) Axial deformation of the brace (d) Rotation of the frame columns

جدول ۸. مقادیر حداکثر شتاب طیفی قاب ۴ طبقه حاصل از تحلیل دینامیکی افزایشی و میانه شتاب طیفی از تحلیل شکنندگی

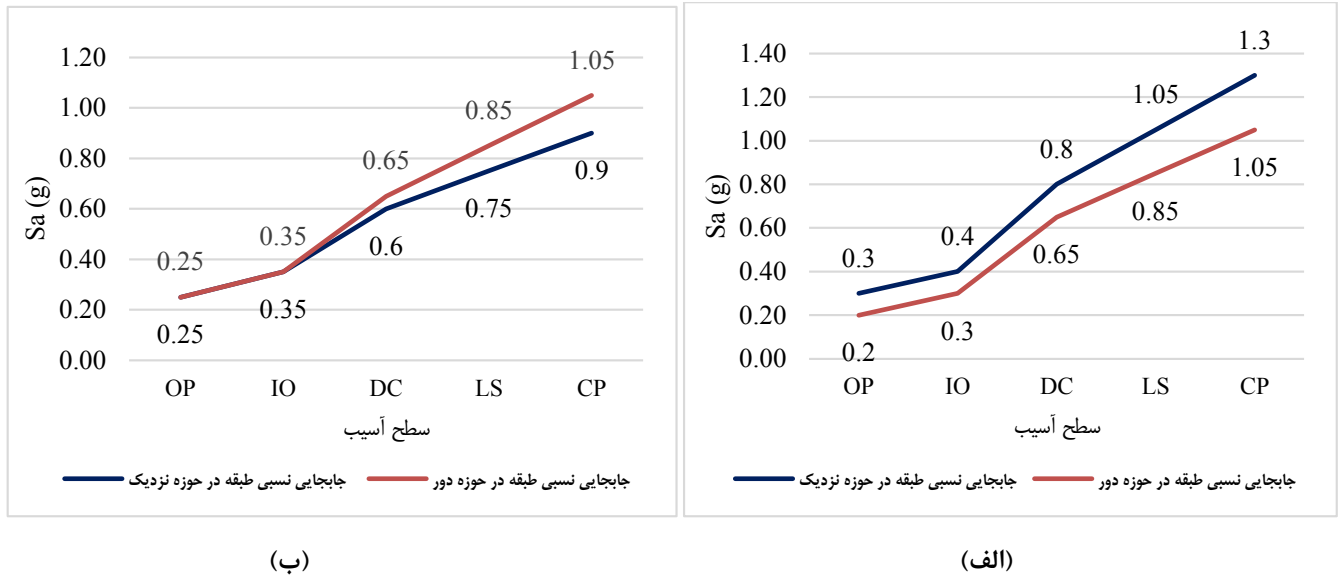
Table 8. The values of the maximum spectral acceleration of the 4-story frame resulting from incremental dynamic analysis and the median spectral acceleration from fragility analysis

CP	LS	DC	IO	OP	پارامتر آسیب	IDA-50%	حوزه زلزله
۰/۹۰g	۰/۷۵g	۰/۶۰g	۰/۳۵g	۰/۲۵g	جابجایی نسبی طبقه		
۱/۴۰g	۰/۹۵g	۰/۵۰g	۰/۳۰g	۰/۱۰g	تغییر شکل محوری مهاربند	۱/۴۱g	نزدیک با پالس
۱/۸۰g	۱/۵۰g	۰/۸۵g	۰/۳۵g	۰/۱۰g	دوران ستون		
۱/۰۰g	۰/۸۰g	۰/۶۰g	۰/۳۵g	۰/۲۵g	جابجایی نسبی طبقه		
۱/۶۰g	۱/۰۵g	۰/۶۰g	۰/۳۰g	۰/۱۰g	تغییر شکل محوری مهاربند	۲/۰۱g	نزدیک بدون پالس
۱/۹۰g	۱/۵۵g	۰/۹۰g	۰/۳۵g	۰/۱۰g	دوران ستون		
۱/۰۵g	۰/۸۵g	۰/۶۵g	۰/۳۵g	۰/۲۵g	جابجایی نسبی طبقه		
۱/۳۰g	۰/۹۰g	۰/۵۰g	۰/۳۰g	۰/۱۰g	تغییر شکل محوری مهاربند	۱/۸۱g	دور
۱/۹۵g	۱/۶۰g	۰/۹۵g	۰/۵۵g	۰/۳۰g	دوران ستون		

جدول ۹. مقادیر حداکثر شتاب طیفی قاب ۸ طبقه حاصل از تحلیل دینامیکی افزایشی و میانه شتاب طیفی از تحلیل شکنندگی

Table 9. The values of the maximum spectral acceleration of the 8-story frame resulting from incremental dynamic analysis and the median spectral acceleration from fragility analysis

CP	LS	DC	IO	OP	پارامتر آسیب	IDA-50%	حوزه زلزله
۱/۳۰g	۱/۰۵g	۰/۸۰g	۰/۴۰g	۰/۳۰g	جابجایی نسبی طبقه		
۲/۵۰g	۱/۷۰g	۰/۹۵g	۰/۵۵g	۰/۱۵g	تغییر شکل محوری مهاربند	۲/۲۱g	نزدیک با پالس
۲/۳۵g	۱/۹۵g	۱/۱۰g	۰/۳۰g	۰/۱۰g	دوران ستون		
۱/۰۰g	۰/۸۰g	۰/۶۰g	۰/۳۰g	۰/۲۰g	جابجایی نسبی طبقه		
۲/۰۵g	۱/۴۰g	۰/۷۵g	۰/۴۰g	۰/۱۰g	تغییر شکل محوری مهاربند	۲/۲۱g	نزدیک بدون پالس
۱/۷۵g	۱/۴۵g	۰/۸۵g	۰/۱۵g	۰/۱۰g	دوران ستون		
۱/۰۵g	۰/۸۵g	۰/۶۵g	۰/۳۰g	۰/۲۰g	جابجایی نسبی طبقه		
۲/۰۵g	۱/۴۰g	۰/۷۵g	۰/۴۰g	۰/۱۰g	تغییر شکل محوری مهاربند	۲/۰۱g	دور
۲/۰۰g	۱/۶۵g	۰/۹۵g	۰/۲۰g	۰/۱۰g	دوران ستون		



شکل ۱۶. مقایسه منحنی‌های میانه شتاب طیفی برای حوزه نزدیک و دور. (الف) قاب ۴ طبقه، (ب) قاب ۸ طبقه

Fig. 16. Comparison of the mean spectral acceleration curves for the near and far fields. (a) 4-story frame (b) 8-story frame

۵- نتیجه گیری

و تغییر شکل محوری مهاربند) باشد، و به نظر می‌رسد با فراهم نمودن شرایطی که به نزدیکتر نمودن این معیارهای کنترلی کمک نماید می‌توان به طرح‌های سازه‌ای بهینه تری دست پیدا نمود.

۲- زمین لرزه‌های حوزه نزدیک به گسل برای پاسخ جابجایی نسبی طبقه قاب‌های مهاربندی شده با مهاربند کمانش ناپذیر ۴ طبقه عملکرد تخریبی بالاتری دارند، بطوریکه در میانه شتاب طیفی کمتری نسبت به زلزله‌های حوزه دور آسیب‌های بیشتری به سازه اعمال شده است. در مقابل سازه‌های با ارتفاع بیشتر (یعنی ۸ طبقه) برای زلزله‌های حوزه دور در میانه شتاب طیفی کمتری نسبت به زلزله‌های حوزه نزدیک دچار آسیب شدیدتر شده‌اند.

۳- با استفاده از نتایج بدست آمده می‌توان اینطور بیان نموده که پاسخ عملکردی سازه‌ها تاثیر پذیری قابل توجهی نسبت به تعداد طبقات، و موقعیت ساختگاه آن نسبت به محل وقوع زلزله محتمل خواهد داشت، و لزوم بررسی و تحقیق بیشتر در این زمینه برای تغییر پارامترهایی مانند عرض و ارتفاع دهانه مهاربندی شده، و نوع آرایش مهاربندی می‌تواند مورد پیشنهاد برای پژوهش‌های آتی باشد.

در این مطالعه با استفاده از نتایج بدست آمده از منحنی‌های تحلیل IDA، میانه و انحراف معیار شتاب طیفی در سطوح عملکردی مختلف سازه بدست آمده و سپس با بکارگیری توزیع احتمال مناسب تحلیل شکنندگی مدل‌های مورد مطالعه انجام شده است. نتایج عملکردی برخی از قاب‌های مورد بررسی در محدوده‌ای پایین‌تر از عملکرد مورد نیاز مطرح شده در آیین نامه برای زلزله طرح و ماکزیمم زلزله محتمل بدست آمده است، که دلیل اصلی چنین رفتاری می‌تواند به شکل پذیری بالای لحاظ شده برای این قاب‌های مهاربندی شده در آیین نامه‌ها مرتبط باشد. خلاصه نتایج در ادامه به شرح زیر ارایه شده است:

۱- بین معیار آسیب جابجایی نسبی طبقه و دو معیار تشکیل مفصل پلاستیک ستون و تغییر شکل محوری مهاربند، برای هر دو سازه ۴ و ۸ طبقه، فاصله قابل توجهی وجود دارد که می‌تواند بیانگر عدم استفاده از ظرفیت حداکثری سازه با توجه به محدودیت‌های آیین نامه‌ای کلی (مانند جابجایی نسبی طبقه) و محدودیت‌های اجزای سازه‌ای (مانند دوران ستون

منابع

- [10] YO. Ozkılıç, MB. Bozkurt, C. Topkaya. Evaluation of seismic response factors for BRBFs using FEMA P695 methodology. *J Constr Steel Res*, 151 (2018) 41–57.
- [11] RS. Dipti, C. Shih-Ho, Performance-based plastic design method for buckling-restrained braced frames, *Engineering Structures*, 32 (2010) 2950-2958.
- [12] J. Kim, J. Park, and T. Lee, Sensitivity analysis of steel buildings subjected to column loss, *Engineering Structures*, 33(2) (2011) 421-432.
- [13] Q. Canxing, Z. Yichen, L. Han, Q. Bing, H. Hetao, T. Li, Seismic performance of Concentrically Braced Frames with non-buckling braces, *Engineering Structures*, 154 (2018) 93-102.
- [14] Z. Minjee, OpenSeesPy Documentation, Release 3.4.0.7, Apr 02, 2023, Web Site: <https://OpenSeesPy.readthedocs.io/en/latest/>.
- [15] ASCE/SEI 7-16. Minimum design loads for buildings and other structures. VA: American Society of Civil Engineering; (2016).
- [16] ANSI/AISC 341-16. Seismic provisions for structural steel buildings. Illinois: American Institute of Steel Construction, (2016).
- [17] FEMA 356. Pre-Standard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Washington, DC: Federal Emergency Management Agency, (2000).
- [18] ASCE standard, ASCE/SEI 41-17, Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. RV: American Society of Civil Engineers, 2017.
- [19] S. Merritt, CM. Uang, Benzoin G. Sub assemblage Testing of Star Seismic Buckling Restrained Braces. TR-2003/04. University of California at San Diego, La Jolla, C. A., (2003).
- [20] PEER Ground Motion Database, Pacific Earthquake Engineering Research Centre, Web Site: http://peer.Berkeley.edu/peer_ground_motion_database.
- [1] A. Fayeq Ghowsi, D. Ranjan Sahoo, Seismic response of SMA-based self-centering buckling-restrained braced frames under near-fault ground motions, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 139 (2020).
- [2] LJ. Jia, Y. Dong, H. Ge, K. Kondo, P. Xiang P. Experimental study on high-performance buckling-restrained braces with perforated core plates. *Int J Struct Stabil Dynam*, 19(1) (2019) 1940004.
- [3] HH. Khoo, KC. Tsai, CY. Tsai, HJ. Wang. Bidirectional substructure pseudo dynamic tests and analysis of a full-scale two-story buckling-restrained braced frame. *Earthq Eng Struct Dynam*, 2016;45(7): 1085–107.
- [4] E. Junda, S. Leelataviwat, P. Doung. Cyclic testing and performance evaluation of buckling-restrained knee-braced frames. *J Constr Steel Res*, 148 (2018) 154–64.
- [5] MS. Pandikkadavatha, DR. Sahoo. Cyclic testing of short-length buckling-restrained braces with detachable casings. *Earthq Struct*, 10(3) (2016) 699–716.
- [6] C. Avci-Karatas, OC. Celik, Yalcin C. Experimental investigation of aluminum alloy and steel core buckling restrained braces (BRBs). *Int J Steel Struct*, 18(2) (2018) 650–73.
- [7] S. Zaruma, LA. Fahnestock. Assessment of design parameters influencing seismic collapse performance of buckling-restrained braced frames. *Soil Dynam Earthq Eng*, 113(10) (2018) 35–46.
- [8] M. Razi, M. Gerami, R. Vahdani and F. Farrokh Shahi, Seismic Fragility Assessment of Steel SMRF Structures under Various Types of Near and Far Fault Ground Motions, *Journal of Rehabilitation in Civil Engineering*, 7(2) (2019) 86-100.
- [9] FEMA P 695. Quantification of Building Seismic Performance Factors. Washington, D. C. Federal Emergency Management Agency, USA, (2009).

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

A. Dehvari, M. Khazaei, *Seismic Performance of Building Frames with Buckling Resistance Braces Under Far and Near Field with and without Pulse Earthquakes*, *Amirkabir J. Civil Eng.*, 56(6) (2024) 677-704.

DOI: [10.22060/ceej.2024.22550.7993](https://doi.org/10.22060/ceej.2024.22550.7993)



