



Seismic performance assessment of special concentrically mega braced frames with different spans ratio

A. Shadpour, S. A. A. Arjmandi*

Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Zanjan, Zanjan, Iran

ABSTRACT: Special concentrically braced frames achieve good seismic performance in the earthquake, these frames maintain the stability of the structure with linear behavior in weak to moderate earthquakes and with nonlinear behavior in extreme earthquakes. The design of structures is often based on linear analysis, so it is necessary to study the performance of mega-braced frames with different spans ratio by nonlinear analysis. In this study, the seismic performance of special concentrically mega-braced frames with different spans ratio is investigated. For this purpose, eight configurations of four and eight-story structures with special concentrically braced frame were designed in three dimensions, with conventional X and mega brace configurations with different spans ratio, then a braced frame of them was modeled in OpenSees in two dimensions, taking into account the second-order effects of the removed gravitational section, through a leaning column. Finally, in order to investigate the seismic performance of structures and perform incremental dynamic analysis, 14 far-field earthquakes were selected according to the characteristics of the construction site. Evaluation of analysis results according to NIST GCR 10-917-8 report and Hazus Technical Manual in maximum inter-story drift ratio, comparison of fragility curves and comparison of period and weight of structures indicates that in special concentrically mega braced frames, if the spans are equal, mega braces have a suitable and economic performance, and if the ratio of spans is different, the use of mega braces has a better performance than conventional X braces and is much more economical. For example, in eight-story structures with a span ratio of 1.5, the weight of the structure with the mega-brace is about 20% less than the similar structure with a conventional X brace. Also, the main period of frames with conventional X braces is about 20 to 30% longer than structures with mega braces, which indicates the higher stiffness of mega braces

Review History:

Received: May, 06, 2021
Revised: Sep. 09, 2021
Accepted: Oct. 02, 2021
Available Online: Oct. 07, 2021

Keywords:

Incremental dynamic analysis
Special concentrically braced frame
Mega brace
Fragility curve
Far field earthquake

1- Introduction

Special concentrically braced frames are frames that dissipate seismic energy by yielding and buckling of the braces, so the configuration and design of these braces and their connections must be such that they can handle these deformations in a manner that the beams and columns remain elastic and can maintain the gravitational load of the structure [1].

In 2018, Momenzadeh and Shen studied the behavior of the columns in special concentrically braced frames designed by US seismic design provisions. The results showed that the yielding of the brace-intersected beams increases the braces' ductility demand and leads to the early yielding of the columns, which is not expected in the SCBF by the current seismic design provisions [2]. In 2018, Kumar et al. studied the seismic response of multi-story SCBFs. The results showed that the performance of multi-story SCBFs in terms of lateral strength and ductility is almost equal to

the conventional single-span brace arrangement, but the columns axial force is greatly reduced for multi-story brace arrangements [3]. To evaluate the seismic performance of low-ductility concentrically braced frames, in 2019, Sizemore et al. modeled 18 chevron and split-x frames with $R = 3, 3.5$ and 4 in OpenSees. After performing the incremental dynamic analysis (IDA) and plotting fragility curves, the results showed that frames with $R = 3.5$ and 4 have good performance and frames with $R = 4$ are more economical [4].

In this paper, we investigate the seismic performance of special concentrically mega-braced frames with different spans ratio. Special concentrically mega braced frames have lower steel weight and less welding compared to moment frames due to the easier implementation of connections. In this study, after modeling the frames in OpenSees, incremental dynamic analysis is performed by far-field ground motions and fragility curves are drawn.

*Corresponding author's email: arjmandi@znu.ac.ir



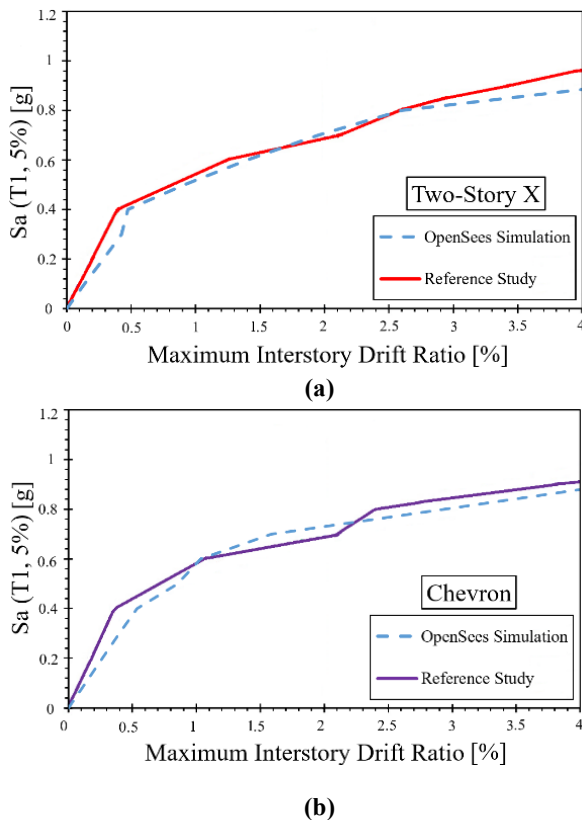


Fig. 1. IDA verification (a) Two-story X-braced frame (b) Chevron frame

2- Methodology

2- 1- Design of Structures

Four 4-story structures and four 8-story structures with symmetrical square plans with 20 m length and 3.2 m height for each story and with fixed supports were designed in three dimensions by ETABS based on the tenth topic of Iranian national building regulations [1]. To investigate the effect of spans ratio on the seismic performance of structures, two structures with a spans ratio of 1, two structures with a spans ratio of 1.5 and two structures with a spans ratio of 2 were designed with the special concentrically mega brace. Also, as control structures, two other structures with a spans ratio of 1.5 were considered with special concentrically conventional X-brace.

2- 2- Modeling of Frames

In this study, in order to model the nonlinear behavior of steel, the Steel02 material was used in OpenSees. Also, the fiber section has been used in all members of the beams, columns and braces, which provides the possibility of including nonlinear effects in all components of the section. All members were modeled using the nonlinear force-based beam-column element with distributed plasticity,

i.e., forceBeamColumn element, and 7 integration points were considered for all elements. There must be an initial imperfection in the braces for their compressive buckling. Ten forceBeamColumn elements were used to create this initial imperfection in the middle of the bracing member in the form of a half sine wave; the amount of this initial imperfection based on previous research was considered to be 0.002 of the brace length [5]. Seismic mass equal to DL + 0.2LL was applied to the main nodes of the columns.

A leaning column was used to account for the P- Δ effects of removed gravitational frames in converting three-dimensional models to two-dimensional. In the leaning column, the elasticBeamColumn element with a large cross-sectional area was used for stability in gravitational loads, which was connected to the mainframe through truss elements. Low stiffness rotational springs were used in leaning column connections to prevent increased stiffness. Also, due to the presence of two bracing frames in each direction, the tributary area of the leaning column is half of the tributary area of all gravity columns [6].

2- 3- Incremental dynamic analysis

In incremental dynamic analysis (IDA), an earthquake record with a specific intensity measure (IM) is applied to the structure as the input of the analysis and for each IM, the response of the structure, i.e., the Damage Measure (DM) is obtained [7]. In this research, 14 far-field earthquakes records were used according to the characteristics of the construction site and with shear wave velocity of 175 - 375 m/s.

Finally, to evaluate the results of IDA curves, the fifth chapter of NIST GCR 10-917-8 report was used, which estimated the collapse of SCBFs at 10% inter-story drift ratio, and the Hazus technical manual was also used, which specified the slight, moderate, extensive and complete drift levels to plot the fragility curves [8, 9].

2- 4- Verification

To verify the incremental dynamic analysis, two special concentrically braced frames with chevron and two-story X-bracing configurations were selected. These frames with the leaning column were modeled in 2018 by Momenzadeh and Shen. Finally, according to the reference paper, Imperial Valley earthquake ground motion was used for single-record IDA [2].

The period of the modeled frames differs by about 1% from the reference paper, which indicates the correct modeling of the linear parameters of mass and stiffness. Finally, after incremental dynamic analysis, the Sa (T1, 5%) versus maximum inter-story drift ratio diagram was plotted for each frame. As shown in Figure 1, the OpenSees output IDA curves are very matched by the curves presented in the paper, which indicates the correct modeling of nonlinear parameters.

3- Results and Discussion

To compare the collapse probability of structures and for the independence of the results from the first mode period,

Table 1. Comparison of weight and performance of the structures

Models	T ₁ (Sec)	W _T (ton)	Sa _{Norm50%} 10% Drift	Sa _{Norm50%} Slight	Sa _{Norm50%} Moderate	Sa _{Norm50%} Extensive	Sa _{Norm50%} Complete
Model 4S 1	0.389	37.92	2.340	0.469	0.749	1.070	1.675
Model 4S 1.5	0.396	42.03	2.014	0.466	0.702	1.004	1.474
Model 4S 2	0.401	43.96	2.409	0.319	0.495	0.892	1.610
Model 4S 1.5 C	0.559	44.35	2.259	0.245	0.405	0.737	1.420
Model 8S 1	0.659	94.20	2.611	0.235	0.360	0.679	1.220
Model 8S 1.5	0.710	101.60	2.477	0.148	0.268	0.590	1.140
Model 8S 2	0.760	111.20	2.308	0.127	0.227	0.556	1.125
Model 8S 1.5 C	0.956	127.80	1.840	0.126	0.224	0.473	0.827

Sa (T₁, 5%) is divided into 1.5 times of the design spectra (Sa_{Norm} = Sa (T₁, 5%) / 1.5AB×g), which is suitable for comparing the seismic performance of structures [10]. The normalized collapse fragility curves in 10% inter-story drift ratio are shown in Figure 2.

According to Figure 2a, in 4-story structures, the conventional X-brace frame has the best behavior at the probability of less than 50% and performs worse than other models at the probability of more than 50%. In the median and higher collapse probability, mega braces with a spans ratio of 1 and 2 have almost the same performance and are better than other models. According to Figure 2 b, in 8-story structures, almost in the whole Sa_{Norm} range, mega-brace with a spans ratio of 1 has better performance than other frames, and with increasing the ratio of the span to 1.5 and 2, the performance of the structures has decreased. It is also observed that the performance of the eight-story structure with conventional X-brace is weaker than the mega braces.

Finally, in Table 1, according to the weight of the structures and the median of Sa_{Norm}, the performance of the structures in the 10% inter-story drift ratio for collapse and the different levels of the Hazus technical manual are compared. Structural weight (W_T) is the weight of used steel for all members in three-dimensional structures. According to Table 1, in 4-story structures, the performance of mega-brace with equal spans is better than other structures, despite its lower weight. In the cases of unequal spans and all performance levels of the Hazus except 10% inter-story drift ratio for collapse, the performance of mega braces is better than the conventional X-brace frame.

According to Table 1, In 8-story structures, mega-brace with equal spans has the best performance at all performance levels and its weight is much less than conventional X-brace frame. In eight-story mega brace frames, by increasing the middle to lateral spans ratio, the performance of the structures becomes weaker, but at all performance levels, they are better than conventional X-brace frames.

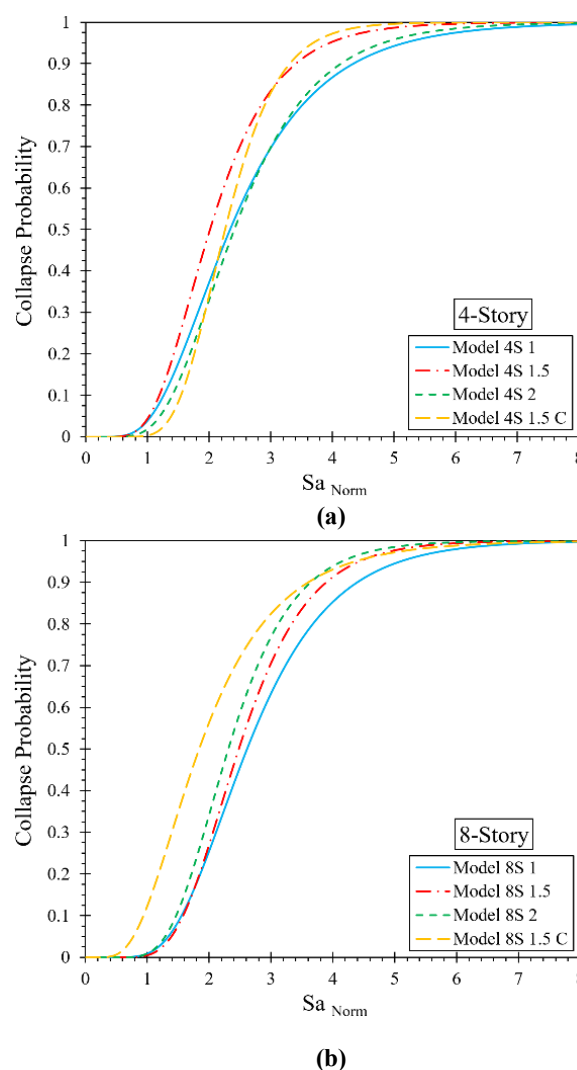


Fig. 2. Normalized collapse fragility curves in 10% inter-story drift ratio (a) 4-story frames (b) 8-story frames

4- Conclusions

Among the four and eight-story special concentrically braced frames, by comparing the median of fragility curves, it was found that the mega brace frames with equal spans ratio have the best performance and the lowest weight.

In four-story special concentrically braced frames with equal spans ratio, the performance of mega braces is better and more economical. Also, in different spans ratio, mega braces and conventional X-brace have almost the same performance, and each of them has its own advantages and disadvantages. But researchers believe that mega braces are better.

In eight-story mega brace frames, by increasing the spans ratio, the performance of the structures becomes weaker, but at all performance levels, they are better than conventional X-brace frame. In eight-story frames with spans ratio of 1.5, the weight of the mega brace frame is 20.5% less than the conventional X-brace frame.

In eight-story special concentrically braced frames with equal spans ratio, the performance of mega braces is better and more economical. Also, in different spans ratio, mega braces have a better performance than conventional X-brace and they are also very economical.

References

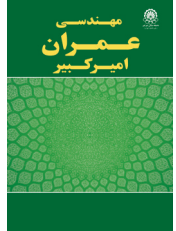
- [1] Office of Iranian National Building Regulations, 6th Topic: Loads on Building, third ed., Iran Development Publishing, Tehran, Iran, 2013.) in Persian).
- [2] S. Momenzadeh, J. Shen, Seismic demand on columns in special concentrically braced frames, *Engineering Structures*, 168 (2018) 93-107.
- [3] P. A. Kumar, D. R. Sahoo, A. Kumar, Seismic response of concentrically braced frames with staggered braces in split-x configurations, *Journal of Constructional Steel Research*, 142 (2018) 17-30.
- [4] J. G. Sizemore, L. A. Fahnestock, E. M. Hines, Seismic performance assessment of low-ductility concentrically braced frames, *Journal of Structural Engineering*, 145(4) (2019) 04019016.
- [5] P. C. Hsiao, D. E. Lehman, C. W. Roeder, Improved analytical model for special concentrically braced frames, *Journal of Constructional Steel Research*, 73 (2012) 80-94.
- [6] P. C. Hsiao, D. E. Lehman, C. W. Roeder, Evaluation of the response modification coefficient and collapse potential of special concentrically braced frames, *Earthquake engineering & structural dynamics*, 42(10) (2013) 1547-1564.
- [7] D. Vamvatsikos, C. A. Cornell, Incremental dynamic analysis, *Earthquake engineering & structural dynamics*, 31(3) (2002) 491-514.
- [8] NIST, Evaluation of the FEMA P-695 methodology for quantification of building seismic performance factors, NIST GCR 10-917-8, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, 2010.
- [9] FEMA, Multi-Hazard Loss Estimation Methodology–Earthquake Model, Hazus®–MH 2.1 Technical Manual, Federal Emergency Management Agency, Washington DC, 2013.
- [10] S. Salehi, M. S. Ghobadi, Seismic resilient bracing structure equipped with hybrid device at base, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 138 (2020) 106256..

HOW TO CITE THIS ARTICLE

A. Shadpour, S. A. A. Arjmandi, *Seismic performance assessment of special concentrically mega braced frames with different spans ratio*, *Amirkabir J. Civil Eng.*, 54(5) (2022) 387-390.

DOI: [10.22060/ceej.2021.20007.7313](https://doi.org/10.22060/ceej.2021.20007.7313)





ارزیابی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی همگرای ویژه بزرگ مقیاس با نسبت دهانه‌های متفاوت

علی شادپور، سید علی اصغر ارجمندی*

گروه مهندسی عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه زنجان، زنجان، ایران.

تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۴۰۰/۰۲/۱۶
بازنگری: ۱۴۰۰/۰۶/۱۸
پذیرش: ۱۴۰۰/۰۷/۱۰
ارائه آنلاین: ۱۴۰۰/۰۷/۱۵

کلمات کلیدی:

تحلیل دینامیکی افزایشی
قاب مهاربندی همگرای ویژه
مهاربند بزرگ مقیاس
منحنی شکنندگی
زلزله حوزه دور از گسل

خلاصه: در این پژوهش عملکرد لرزه‌ای قاب‌های دارای مهاربند همگرای ویژه بزرگ مقیاس با نسبت دهانه‌های متفاوت مورد بررسی قرار می‌گیرد؛ برای این منظور هشت سازه چهار و هشت طبقه با قاب مهاربندی همگرای ویژه به شکل محیطی و با پیکربندی ضربدری متعارف و ضربدری بزرگ مقیاس با نسبت دهانه‌های متفاوت، به صورت سه بعدی طراحی شدند، سپس یک قاب مهاربندی از آن‌ها به شکل دو بعدی با در نظر گرفتن آثار مرتبه دوم بخش ثقلی حذف شده از طریق ستون متکی، در OpenSees مدل‌سازی شد. نهایتاً به منظور بررسی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها و انجام تحلیل دینامیکی فزاینده، ۱۴ شتاب‌نگاشت حوزه دور از گسل با توجه به ویژگی‌های محل احداث بنا انتخاب شدند. بررسی نتایج تحلیل‌ها با توجه به گزارش NIST GCR 10-917-8 و دستورالعمل Hazus در شاخص حداکثر دررفت بین طبقات، مقایسه منحنی‌های شکنندگی و مقایسه پیرو و وزن سازه‌ها، بیانگر این است که در قاب‌های مهاربندی همگرای ویژه در صورت مساوی بودن نسبت دهانه‌ها، مهاربند ضربدری بزرگ مقیاس عملکرد مناسب و صرفه اقتصادی دارد و در صورت متفاوت بودن نسبت دهانه‌ها، استفاده از مهاربند ضربدری بزرگ مقیاس عملکرد مناسب‌تری از مهاربند ضربدری متعارف داشته و از نظر اقتصادی هم بسیار به صرفه‌تر است؛ برای نمونه در سازه‌های هشت طبقه و در نسبت دهانه ۱/۵ وزن نمونه دارای مهاربند ضربدری بزرگ مقیاس، حدود ۲۰ درصد کمتر از سازه مشابه با مهاربند ضربدری متعارف است. همچنین زمان تناوب قاب‌های با مهاربند ضربدری متعارف حدود ۲۰ تا ۳۰ درصد از سازه‌های با مهاربند بزرگ مقیاس بیشتر است که بیانگر سختی بسیار زیاد مهاربندهای بزرگ مقیاس می‌باشد.

۱- مقدمه

به قاب‌هایی گفته می‌شود که با تسلیم کششی و کمانش فشاری مهاربندها، انرژی زلزله را مستهلک می‌کنند، یعنی تسلیم و کمانش مهاربند برای دست یافتن به استهلاک انرژی مجاز است، که این رفتار غیرارتجاعی ممکن است تا مرحله بعد از کمانش مهاربند ادامه یابد. از این‌رو پیکربندی و طراحی مهاربندها و اتصالات آن‌ها باید چنان باشد که از عهده این تغییر شکل‌ها برآیند و رفتار تیرها و ستون‌ها در قاب عملاً در مرحله ارتجاعی باقی بماند تا باربری ثقلی سازه را حفظ کنند. در واقع طراحی تیرها و ستون‌ها و اتصالات در قاب‌های مهاربندی همگرای ویژه برای ظرفیت کششی، فشاری و پس‌کمانشی مهاربندها انجام می‌گیرد [۱ و ۲].

جهت دستیابی به بهبود عملکرد کلی سیستم SCBF، تحقیقات گسترده‌ای بر روی آن‌ها انجام شده است. یکی از روش‌ها استفاده از قاب محیطی مهاربندی شده همگرای بزرگ مقیاس می‌باشد. در این سیستم فولاد کمتری مصرف می‌شود و وزن سازه بسیار کاهش می‌یابد که صرفه اقتصادی دارد، همچنین در قاب‌های میانی مهاربندی وجود نخواهد داشت

قاب‌های مهاربندی همگرای ویژه در چند دهه گذشته بیشتر مورد استفاده قرار گرفته است که علت آن رضایت بخش نبودن عملکرد قاب‌های خمشی ویژه در زلزله نورثریج^۱ در سال ۱۹۹۴ است. قبل از زلزله نورثریج محبوبیت قاب‌های خمشی ویژه نزد مهندسان بیشتر بود ولی پس از این زلزله به دلیل شکست‌های ترد گسترده در اتصالات محبوبیت آن‌ها نزد مهندسان کاهش یافت.

یکی از سیستم‌های مقاوم در برابر بارهای جانبی، قاب مهاربندی همگراست، که در آن‌ها محور عضو مهاربند در محل تقاطع محورهای تیر و ستون، این دو را قطع می‌کند و یا محور اعضای مهاربندی، محور تیر را در یک نقطه قطع می‌نماید. قاب‌های مهاربندی همگرای ویژه (SCBF)^۲

- 1 Northridge
- 2 Special Concentrically Braced Frame

* نویسنده عهده‌دار مکاتبات: arjmandi@znu.ac.ir



مختلف را تحت تحلیل دینامیکی افزایشی قرار دادند. نتایج نشان داد طراحی بر اساس آیین‌نامه اروپا در قاب‌های مهاربندی همگرا مستعد ایجاد طبقه ضعیف با افزایش تعداد طبقات است. برای رفع این مشکل روش طراحی جدیدی پیشنهاد شد [۸].

سایزمو و همکاران^۵ در سال ۲۰۱۷ برای بررسی اثر آرایش و ضریب رفتار سازه‌های CBF با شکل‌پذیری کم، ۱۲ قاب با ضریب رفتار ۳ و ۳/۲۵ و با آرایش‌های شورون و ضربدری دو طبقه را در نرم‌افزار OpenSees بر اساس آیین‌نامه‌های آمریکا مدل‌سازی کرده و تحت تحلیل چرخه‌ای قرار دادند. نتایج نشان داد پیکربندی مهاربندها در نوع مکانیزم موثر است و مکانیزم‌های نامساعد بیشتر در آرایش ضربدری دو طبقه مشاهده شد و مشخص شد تاثیر ضریب رفتار در شکل‌پذیری قاب‌های ضربدری دو طبقه بیشتر است [۹].

مومن‌زاده و شن^۶ در سال ۲۰۱۸ رفتار ستون در قاب‌های SCBF طراحی شده با آیین‌نامه آمریکا را بررسی کردند. برای این منظور سه سازه ۹ طبقه شورون و ضربدری دو طبقه را تحت تحلیل دینامیکی افزایشی قرار دادند و برای منظور کردن آثار مرتبه دوم قاب‌های ثقلی حذف شده در تبدیل مدل سه بعدی به دو بعدی، از ستون پی‌دلتا استفاده کردند. نتایج نشان داد تسلیم تیر محل تقاطع مهاربندها موجب افزایش تقاضای شکل‌پذیری مهاربندها و تسلیم زود هنگام ستون‌ها در دررفت ۳ تا ۴ درصد می‌شود که از سازه‌های SCBF طراحی شده با آیین‌نامه‌های فعلی آمریکا چنین انتظاری نمی‌رود [۱۰].

کومار و همکاران^۷ در سال ۲۰۱۸ پاسخ لرزه‌ای قاب‌های SCBF ضربدری چند طبقه را بررسی کرده و ۶ آرایش مهاربندی را تحت تحلیل پوش‌آور و تاریخچه زمانی قرار دادند. نتایج نشان داد عملکرد قاب‌های دارای مهاربند ضربدری چند طبقه از نظر مقاومت و شکل‌پذیری تقریباً با آرایش یک دهانه برابر است و نیروی محوری در پای ستون‌ها بسیار کاهش می‌یابد. نهایتاً یک روش طراحی تجدید نظر شده ارائه شد [۴].

سایزمو و همکاران در سال ۲۰۱۹ برای ارزیابی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی همگرا، ۱۸ قاب شورون و ضربدری دو طبقه با ضریب رفتار ۳، ۳/۵ و ۴ را بر اساس آیین‌نامه‌های آمریکا در نرم‌افزار OpenSees و با روش پلاستیسیته گسترده مدل‌سازی کرده و تحت تحلیل دینامیکی افزایشی برای رسم منحنی شکنندگی قرار دادند. نتایج نشان داد سازه‌های با

و از نظر معماری برای تفکیک فضاهای داخلی ساختمان هیچ مشکلی به وجود نمی‌آید و همچنین تقاضای لرزه‌ای بین تعداد بیشتری از ستون‌ها توزیع می‌شود. قاب مهاربندی همگرای چند طبقه از نظر اجرایی دارای سیستمی ساده بوده و هیچگونه پیچیدگی اجرایی خاصی در آن وجود ندارد فلذا تکنسین‌ها و کارگران فنی با دانش موجود و بدون نیاز به کسب مهارت جدید می‌توانند آن را اجرا نمایند. [۴ و ۳]. همچنین استفاده از مهاربند ضربدری بزرگ مقیاس موجب کاهش قابل توجه دررفت شده و نیرو و لنگر وارد بر فنداسیون را بسیار کاهش می‌دهد. از این رو بررسی عملکرد مهاربند ضربدری بزرگ مقیاس با نسبت دهانه‌های متفاوت ضروری به نظر می‌رسد.

اما در پژوهش‌های پیشین دی‌سارنو و ال‌ناشای^۱ در سال ۲۰۰۹ قاب خمشی فولادی ۹ طبقه‌ای که سختی کافی جهت ارضای محدودیت دررفت آیین‌نامه را نداشت با بهسازی از طریق مهاربند همگرای ویژه ضربدری، مهاربند همگرای ویژه ضربدری بزرگ مقیاس با دهانه‌های یکسان و مهاربند کماتش‌تاب مورد بررسی قرار دادند. نتایج نشان داد موثرترین و در عین حال اقتصادی‌ترین روش بهسازی، استفاده از مهاربند بزرگ مقیاس است [۵].

شیخ و معصومی در سال ۲۰۱۴ در مطالعه‌ای اثر آرایش مهاربند در رفتار لرزه‌ای سازه‌های فولادی بلند مرتبه با مهاربندهای همگرای بزرگ مقیاس پرداختند و هشت سازه ۳۰ و ۱۸ طبقه با مهاربند ضربدری بزرگ مقیاس با دهانه‌های یکسان و همچنین مهاربند ضربدری متعارف را مورد مطالعه قرار دادند. نتایج نشان داد پربود سیستم مهاربند بزرگ مقیاس کمتر و میزان انرژی جذب شده آن بیشتر است [۶].

شن و همکاران^۲ در سال ۲۰۱۴ در پژوهشی به بررسی تیر محل تقاطع مهاربندها در قاب‌های مهاربندی ضربدری دو طبقه پرداختند. نهایتاً چهار سازه با پیکربندی ضربدری دو طبقه، با تیرهای قوی و ضعیف در محل تقاطع مهاربندها و ۲ سازه با آرایش شورون جهت مقایسه بر اساس آیین‌نامه‌های آمریکا طراحی شده و تحت تحلیل IDA^۳ گرفتند. نتایج نشان داد تیر ضعیف در محل تقاطع مهاربندها که توسط آیین‌نامه فعلی توصیه شده، در دررفت ۲ تا ۴ درصد دچار تغییر شکل غیرالاستیک شده و تقاضای شکل‌پذیری را در مهاربندها و اتصالات تا ۲/۵ برابر نمونه دارای تیر قوی افزایش می‌دهد [۷].

مارسل و همکاران^۴ در سال ۲۰۱۶ در پژوهشی به بررسی رفتار طبقه ضعیف در قاب‌های مهاربندی همگرا پرداختند و ۱۰ سازه با ارتفاع‌های

- 1 Di Sarno & Elnashai
- 2 Shen et al.
- 3 Incremental Dynamic Analysis
- 4 Merczel et al.

- 5 Sizemore et al.
- 6 Momenzadeh & Shen
- 7 Kumar et al.

باید به نحوی باشد که تیرها و ستون‌ها در محدوده ارتجاعی باقی بمانند. طبق توصیه مبحث دهم مقررات ملی ساختمان برای این امر می‌توان اعضای مهاربندی را از مدل تحلیلی حذف و به جای آن‌ها یک بار نیروی متناظر ظرفیت کششی و فشاری مهاربندها و بار دیگر نیروی متناظر با ظرفیت کششی و پس‌کمانشی مهاربندها را وارد نمود و با استفاده از تکیه‌گاه‌های جانبی از حرکت جانبی سازه جلوگیری کرد، سپس اقدام به تحلیل و کنترل اعضای سازه نمود [۲].

۲-۲- معرفی مشخصات سازه‌ها

در این پژوهش برای ایجاد مهاربند بزرگ مقیاس از قاب‌هایی به صورت ۴ دهانه و ۴ طبقه استفاده گردید که با توجه به ارتفاع ۳/۲ متر فرض شده برای طبقات و محدودیت ارتفاع ۵۰ متر برای سازه‌های دارای مهاربند همگرای ویژه بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ [۱۵]، تنها امکان بررسی سازه‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه وجود داشت، که به دلیل حجم بالای محاسبات در تحلیل دینامیکی افزایشی، تصمیم بر آن شد که قاب‌های محدوده کوتاه تا میان مرتبه مورد بررسی قرار گیرند و بررسی قاب‌های بلند مرتبه به تحقیقات آتی موکول گشت.

برای این منظور هشت ساختمان مسکونی چهار و هشت طبقه با پلان مربعی کاملاً متقارن به ابعاد ۲۰ در ۲۰ متر با اتصالات مفصلی و تکیه‌گاه گیردار و ارتفاع طبقه ۳/۲ متر، به صورت سه بعدی در نرم‌افزار ETABS [۱۶] بر اساس مبحث دهم مقررات ملی ساختمان طراحی شدند [۲]، که برای بررسی تاثیر نسب دهانه‌ها در عملکرد لرزه‌ای، دو سازه با نسبت دهانه ۱، دو سازه با نسبت دهانه ۱/۵ و دو سازه با نسبت دهانه ۲، با مهاربند همگرای ویژه بزرگ مقیاس به صورت محیطی (پیرامونی) و دو نمونه دیگر با نسبت دهانه ۱/۵ دارای مهاربند همگرای ویژه با پیکربندی ضربدری متعارف، طراحی شدند. فولاد به کار رفته در اعضا با مدول الاستیسیته 2×10^5 مگاپاسکال بر اساس استاندارد ASTM و برای تیر و ستون از نوع A992Fy50 و برای مهاربندها A500GrB46 می‌باشد. بارگذاری ثقلی و لرزه‌ای تمام سازه‌ها مطابق با جداول ۱ و ۲ طبق ضوابط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان و استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم انجام شده و کل بار مرده به اضافه ۲۰ درصد بار زنده به عنوان جرم لرزه‌ای در نظر گرفته شد [۱۷] و [۱۵]. نمای سازه‌ها و مشخصات مقاطع آن‌ها در شکل‌های ۱ و ۲ مشخص شده است. به منظور قابلیت ارائه و مقایسه و بررسی نتایج تحقیق در مجامع

ضریب رفتار ۳/۵ و ۴ عملکرد مناسبی دارند و سازه‌های با $R = 4$ که یک روش طراحی پیشنهادی است، اقتصادی‌تراند [۱۱].

در این مقاله به بررسی عملکرد لرزه‌ای سازه‌های دارای شرایط و بارگذاری مشابه و دارای مهاربند همگرای ویژه ضربدری بزرگ مقیاس به صورت محیطی و با نسبت دهانه‌های متفاوت، می‌پردازیم. مهاربند همگرای ویژه بزرگ مقیاس به سبب مفصلی بودن اتصالات در مقایسه با قاب خمشی، حجم فولاد مصرفی و جوش کاری کمتری داشته و پیچیدگی اجرایی خاصی ندارد. لذا تکنسین‌ها و کارگران با دانش فنی موجود و بدون نیاز به کسب مهارت جدید می‌توانند آن را اجرا نمایند. در این پژوهش برای بررسی عملکرد سازه‌های SCBF دارای مهاربند بزرگ مقیاس با نسبت دهانه‌های متفاوت از تحلیل دینامیکی افزایشی توسط شتاب‌نگاشت‌های دور از گسل و رسم منحنی شکنندگی استفاده می‌گردد. لازم به ذکر است مدل‌سازی در نرم‌افزار OpenSees [۱۲] انجام شده و قبل از انجام تحلیل‌ها صحت‌سنجی نیز صورت گرفته است.

خیرالدین و همکاران در سال ۲۰۱۹ تأثیر سیستم‌های مهاربندی همگرا و واگرا بر عملکرد لرزه‌ای سازه‌های بتن مسلح دوگانه را از طریق ۷ زلزله نزدیک گسل بررسی کرده و دو قاب بتن مسلح ۱۰ طبقه را تحت تحلیل دینامیکی افزایشی در نرم‌افزار OpenSees قرار دادند. نتایج نشان داد ظرفیت باربری قاب بتن مسلح با مهاربندهای همگرا و واگرا به ترتیب تا ۲/۳ و ۲ برابر افزایش می‌یابد [۱۳].

قلهکی و همکاران در سال ۲۰۱۹ در پژوهشی ضریب اضافه مقاومت، ضریب شکل‌پذیری و ضریب رفتار دیوار برشی فولادی را مورد بررسی قرار دادند. بدین منظور قاب‌های ۷، ۱۵ و ۳۰ طبقه با یک یا دو دهانه دارای دیوار برشی فولادی، تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی، دینامیکی خطی و دینامیکی افزایشی در نرم‌افزار OpenSees قرار گرفتند. نتایج نشان داد ضریب رفتار این سیستم در حالت حدی برای سازه‌های بلند مرتبه برابر ۸ و برای سازه‌های کوتاه مرتبه در حدود ۹ می‌باشد [۱۴].

۲- طراحی نمونه‌ها

۲-۱- الزامات طراحی قاب‌های مهاربندی همگرای ویژه

همانطور که قبلاً اشاره شد در قاب‌های مهاربندی همگرای ویژه، مهاربندها باید در زلزله طرح تغییر شکل‌های فرا ارتجاعی را تحمل کنند و در آن‌ها کاهش مقاومت چندانی رخ ندهد. این رفتار فرا ارتجاعی ممکن است تا مرحله پس از کمانش مهاربند نیز توسعه یابد. از این رو طراحی سازه

جدول ۱. بارهای ثقلی وارد بر سازه‌ها

Table 1. Gravitational loads applied to the structures

بارها	مردمه (kg/m ²)	زنده (kg/m ²)	برف (kg/m ²)	معادل تیغه‌ها (kg/m ²)	دیوار پیرامونی (kg/m)	جان پناه (kg/m)
بام	۴۸۲	۱۵۰	۱۰۵	-	-	۲۱۰
طبقات	۴۱۳	۲۰۰	-	۱۰۰	۴۳۶/۵	-

جدول ۲. پارامترهای بارگذاری لرزه‌ای سازه‌ها

Table 2. Seismic loading parameters of the structures

پهنه (زنجان)	نوع خاک	نسبت شتاب مبنای طرح (A)	ضریب بازتاب (B)	ضریب اهمیت (I)	ضریب رفتار (R)	ضریب اضافه مقاومت (Ω ₀)	ضریب بزرگ‌نمایی تغییر مکان (C _d)
خطر نسبی زیاد	III	۰/۳	۲/۷۵	۱	۵/۵	۲	۵

شکل‌های ۱ و ۲ به صورت دو بعدی در نرم‌افزار OpenSees مدل‌سازی و تحلیل شد.

در روند انجام تحلیل‌های غیرخطی رفتار مصالح از حالت خطی به غیرخطی تغییر می‌یابد، به منظور مدل‌سازی این رفتار غیرخطی و در نظر گرفتن سخت شونده‌گی کرنشی فولاد، در این پژوهش از مصالح فولادی Steel102 در نرم‌افزار OpenSees استفاده می‌گردد. منحنی تنش-کرنش این مصالح که دارای رفتار دو خطی می‌باشد در شکل ۳ نشان داده شده است.

در این پژوهش به منظور معرفی مقاطع و افزایش دقت مدل‌سازی در تمامی اعضای تیرها، ستون‌ها و مهاربندها از مقطع الیافی با دستور section Fiber استفاده شده که در آن شکل کلی مقطع با تجمیع اشکال نواحی ساده‌تر به نام پیچ^۲ ساخته شده و به بخش‌های کوچک‌تری مطابق شکل ۴ مش‌بندی می‌گردد و امکان غیرخطی شدن در کلیه اجزای مقطع را فراهم می‌سازد.

بین المللی، از مقاطع HSS^۱ مربعی در مهاربندها و از مقاطع آمریکایی W در تیر و ستون‌ها استفاده شد؛ خمش مقاطع در صفحه قاب مهاربندی در جهت محور قوی است. در نام‌گذاری سازه‌ها عدد قبل از حرف S نشانگر طبقات و عدد بعد از S بیانگر نسبت دهانه میانی به دهانه کناری است، برای مثال Model 4S 1.5 سازه چهار طبقه با نسبت دهانه ۱/۵ می‌باشد.

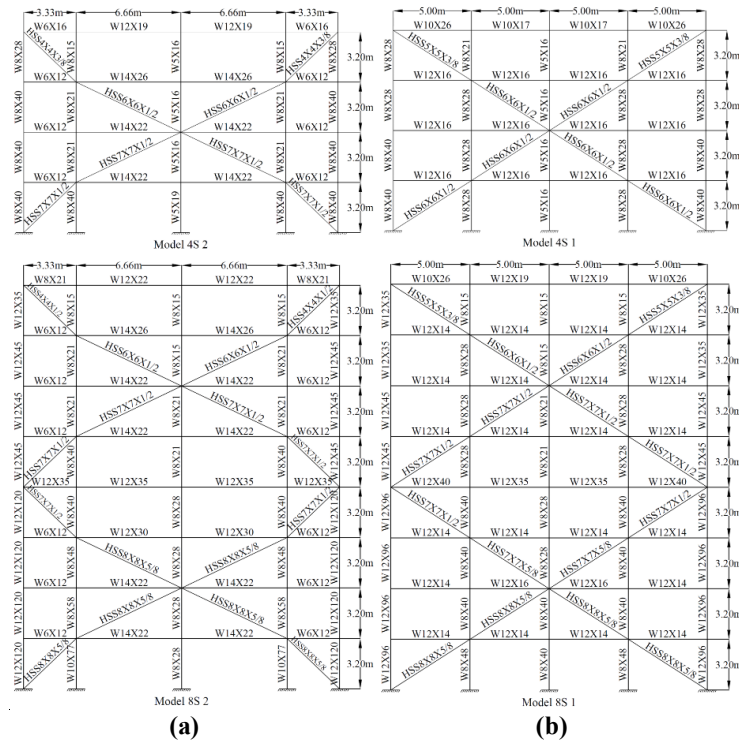
۳- مدل‌سازی

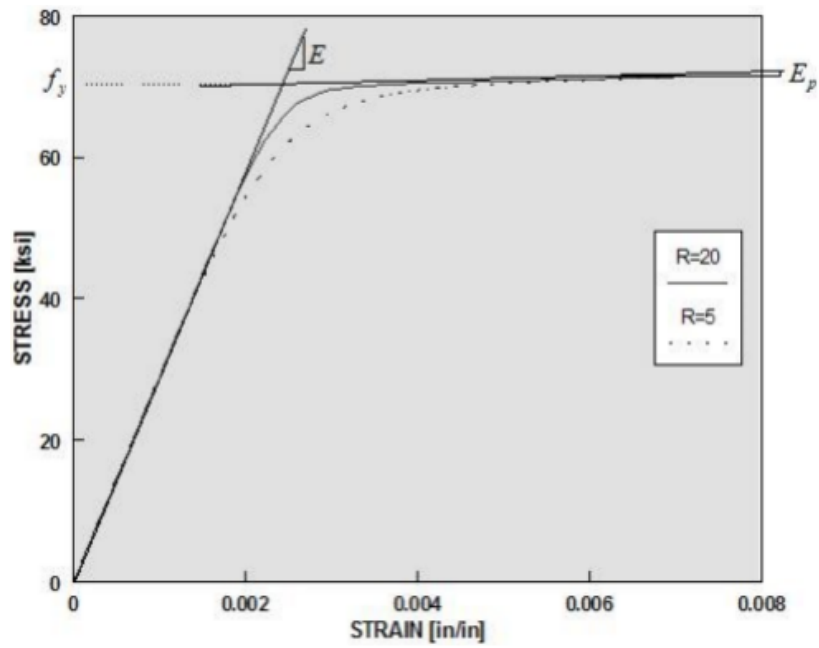
۳-۱- مدل‌سازی سازه

در این پژوهش مدل‌سازی در قالب چند فایل متنی کد نویسی شده با زبان Tcl در نرم‌افزار OpenSees انجام می‌گردد و سپس بارگذاری ثقلی و تحلیل‌های دینامیکی در گام‌های زمانی از پیش تعیین شده اعمال و خروجی مدنظر در هر گام زمانی ثبت می‌شود. هر چند مدل‌های طراحی شده به صورت سه بعدی می‌باشند ولی به علت وجود تقارن و کاستن از حجم محاسبات، فقط قاب مهاربندی پیرامونی طبق هندسه و مقاطع ارائه شده در

2 Patch

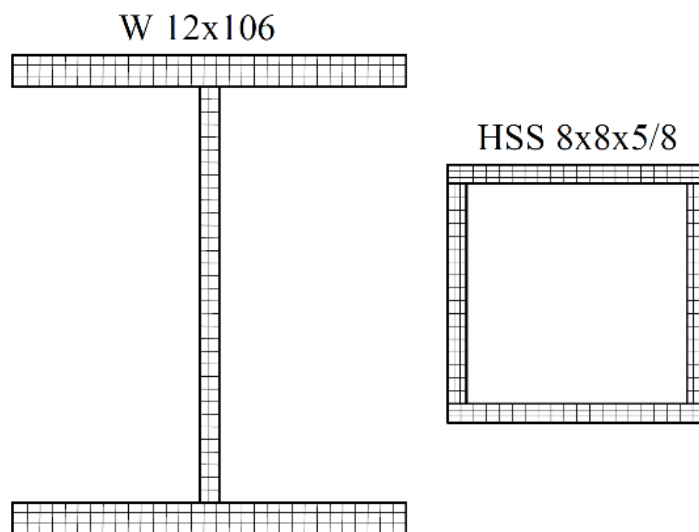
1 Hollow Structural Section





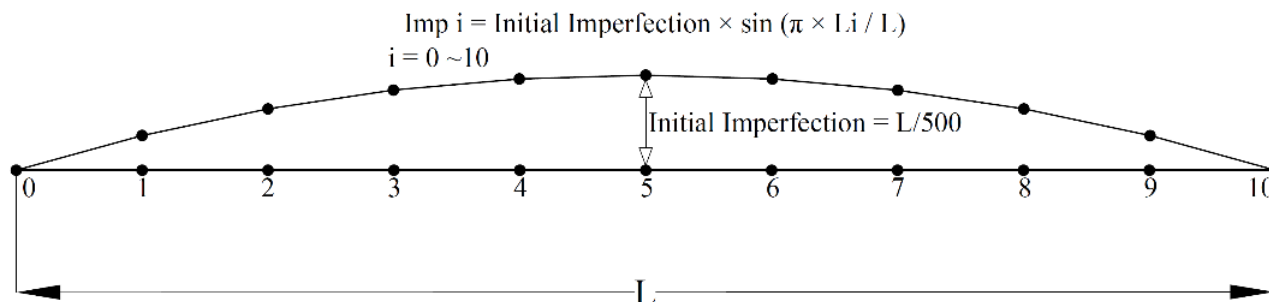
شکل ۳. منحنی تنش-کرنش مصالح Steel02 [۱۲]

Fig. 3. Steel02 material stress-strain curve [12]



شکل ۴. نمونه‌هایی از مقطع الیافی

Fig.4. Examples of fiber sections



شکل ۵. نحوه مدل‌سازی مهاربندها با نقص اولیه

Fig.5. Modeling method for braces with initial imperfection

و می‌توان از متریکال الاستیک^۴ با سختی بالا در دو راستای انتقالی، و با سختی بسیار کم در راستای دورانی استفاده کرد. سقف صلب نیز با دستور equalDOF در راستای افقی و در گره‌های اصلی ستون‌ها در تراز سقف اعمال شد.

در OpenSees جرم‌ها به صورت گره‌ای با دستور mass اعمال می‌شوند، در این مطالعه همانطور که پیشتر ذکر شد به سبب وجود پلان مربعی کاملاً متقارن و همچنین وجود دو قاب مهاربندی در هر جهت، نصف جرم لرزه‌ای که برابر کل بار مرده به اضافه ۲۰ درصد بار زنده است به گره‌های اصلی ستون‌ها در تراز طبقه اعمال شد؛ نهایتاً بارگذاری ثقیلی طبق سطح بارگیر سازه قبل از انجام تحلیل غیرخطی و با توجه به ضوابط بند ۱ از پیوست ۲ آیین‌نامه ۲۸۰۰ به صورت ۱/۲ برابر بار مرده به اضافه کل بار زنده با کاهش بار زنده در موارد مجاز، انجام گرفت [۱۵].

۳-۲- مدل‌سازی ستون متکی^۵

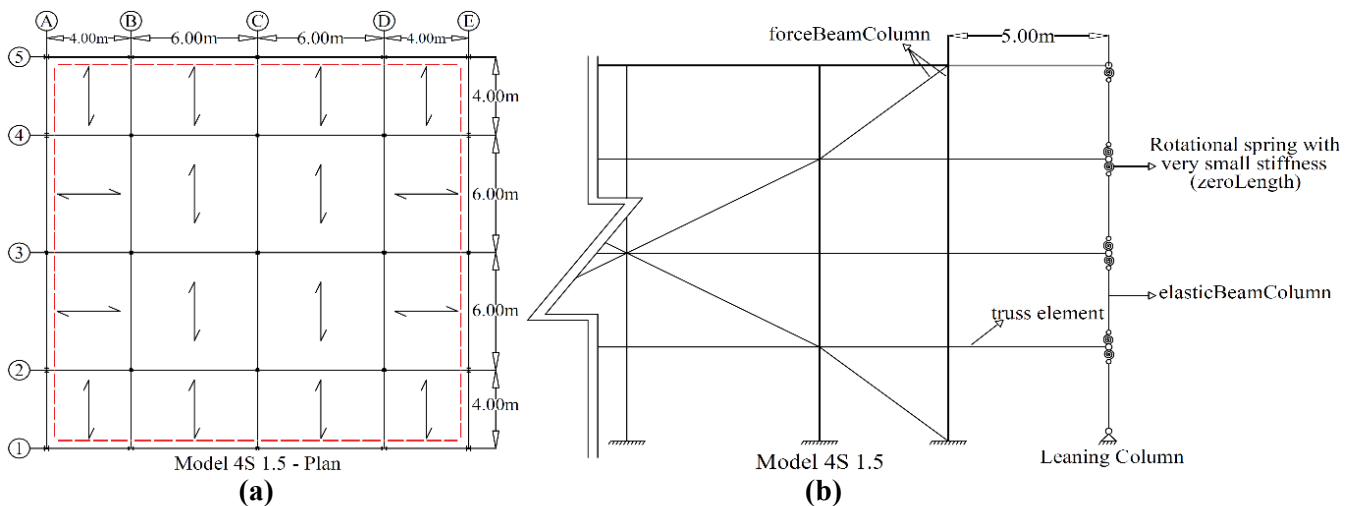
به جهت منظور کردن آثار مرتبه دوم ناشی از بخش باربر ثقیلی حذف شده در تبدیل مدل‌های سه بعدی به دو بعدی، از ستون متکی (پی‌دلتا) استفاده می‌گردد. هنگامی که به سیستم نیروی جانبی وارد می‌شود، اثر P-Delta ناشی از وجود بارهای ثقیلی موجب تشدید لنگر در پای ستون متکی می‌شود و از آنجایی که تمام اتصالات این ستون در طبقات و تکیه‌گاه، برای جلوگیری از اعمال سختی اضافی به سیستم و عدم تاثیر در ظرفیت باربری جانبی، به صورت مفصلی است، به بخش باربر جانبی سازه تکیه کرده و اثر پی‌دلتهای بخش ثقیلی را در تحلیل وارد می‌کند [۳]. برای مدل‌سازی

برای مدل‌سازی تیرها، ستون‌ها و مهاربندها از المان تیر-ستون غیرخطی بر مبنای روابط نیرویی با پلاستیسیته گسترده با دستور forceBeamColumn استفاده شد و ۷ نقطه انتگرال‌گیری برای همه المان‌ها در تمامی اعضا منظور گردید. علیرغم تیرها و ستون‌ها که با یک المان مدل‌سازی می‌شوند و به منظور وقوع کمانش فشاری در مهاربندها، باید حتماً یک نقص اولیه^۱ در عضو مهاربندی وجود داشته باشد که برای ایجاد این نقص اولیه از ۱۰ المان برای مدل‌سازی مهاربندها استفاده شده است که هر کدام دارای ۷ نقطه انتگرال‌گیری هستند. با توجه به تحقیقات پیشین این نقص اولیه به شکل نیم سینوسی به اندازه ۰/۰۰۲ طول مهاربند ($L/500$) و در وسط عضو مهاربندی در نظر گرفته شده است [۱۸]. همچنین برای تمامی تیرها و ستون‌ها از تبدیل هندسی P-Delta و برای اعضای مهاربندی که بحث پس‌کمانش نیز در آن‌ها وجود دارد از تبدیل هندسی Corotational استفاده شده است. بر اساس نکات فوق و مطابق با شکل ۵ هر یک از ۱۰ عضو تشکیل دهنده عضو مهاربندی خود دارای طولی مستقیم هستند و فقط مختصات آن‌ها طوری در نظر گرفته شده که روی منحنی نیم سینوسی واقع شوند.

به منظور مدل‌سازی اتصال مفصلی تیر به ستون و اتصالات مفصلی مهاربندها از فنر دورانی^۲ با سختی دورانی بسیار کم (جهت جلوگیری از واگرایی در نتایج) استفاده می‌شود. فنر دورانی در OpenSees با استفاده از المان با طول صفر^۳ مدل می‌شود که این المان رفتار معرفی شده برای مصالح را در راستاهای مختلف بین دو گره هم مختصات خود در نظر می‌گیرد

4 Elastic Material
5 Leaning Column

1 Initial Imperfection
2 Rotational Spring
3 zeroLength



شکل ۶. (a) نمونه پلان سازه (b) نحوه مدل سازی ستون متکی

Fig. (a) Sample of a structure plan (b) Modeling method for leaning column

داشته باشد که یکی رفتار غیرخطی مصالح در تغییرات نسبت تنش-کرنش و دیگری رفتار غیرخطی هندسی سازه مثل اثر پی دلتا می باشد. اولین گام انجام تحلیل دینامیکی افزایشی داشتن درک صحیحی از ورودی‌ها و خروجی‌های تحلیل است. طبق بررسی‌های واژواتسبکوز و کورنل^۱ در تحلیل دینامیکی افزایشی پارامتری به نام معیار شدت لرزه‌ای (IM)^۲ به عنوان ورودی تحلیل به سازه اعمال می شود و پس از انجام تحلیل دینامیکی فزاینده به ازای هر IM، پاسخ سازه به دست می آید. برای رسیدن به مقادیر مختلف IM که یک کمیت اسکالر مثبت است، شتاب‌نگاشت مقیاس نشده را در ضرایب مقیاس (SF)^۳ مثبت ضرب می کنیم. کمیت‌های مختلفی می توانند به عنوان IM مطرح شوند که از جمله آن‌ها می توان به ماکزیمم شتاب زمین و پاسخ شتاب طیف در پریود مود اول سازه اشاره کرد. معیار خرابی (DM)^۴ نیز یک کمیت مثبت اسکالر است و پاسخ سازه در اثر هر IM را نشان می دهد، به عبارت دیگر DM کمیت قابل مشاهده‌ای است که از خروجی تحلیل حاصل می شود و می تواند کمیت‌هایی از قبیل حداکثر شکل‌پذیری طبقه و یا حداکثر دررفت بین طبقات و مواردی از این دست باشد [۱۹].

ستون متکی از المان elasticBeamColumn با سطح مقطع بزرگ برای پایداری در بار ثقیل، و فنر دورانی با سختی دورانی کم در اتصالات برای جلوگیری از واگرایی نتایج و عدم تاثیر در سختی، استفاده شد و برای اتصال آن به سازه از المان truss که به صورت محوری عمل می کند با سطح مقطع بزرگ برای ایجاد صلبیت کافی و با دهانه ۵ متر استفاده گردید. همچنین به سبب وجود دو قاب مهاربندی در هر جهت، سطح بارگیر ستون متکی نصف مساحت سطح بارگیر ستون‌های ثقیل است. نمونه پلان و ستون متکی برای یکی از مدل‌ها در شکل ۶ نشان داده شده است (خط‌چین بیانگر دهانه‌های مهاربندی است).

۴- تحلیل و معیار بررسی نتایج

۴-۱- مروری بر تحلیل دینامیکی افزایشی

اغلب سازه‌ها هنگام بروز زلزله‌های شدید از حالت خطی خارج شده و وارد محدوده غیرخطی می شوند، از این رو بهتر است بررسی رفتار و برآورد عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها توسط تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی مثل تحلیل دینامیکی افزایشی و بر اساس شتاب‌نگاشت‌های متناسب صورت گیرد. با ورود سازه به حیطه رفتار غیرخطی تحت اثر زلزله، جابه‌جایی‌ها نسبت به نیروها توصیف بهتری از پاسخ سازه ارائه داده و با محدود کردن تغییر مکان به جای نیروها، سطح تخریب سازه به طریق موثری کنترل خواهد شد. لازم به ذکر است بروز رفتار غیرخطی در سازه‌ها می تواند دو منشا اصلی

- 1 Vamvatsikos & Cornell
- 2 Intensity Measure
- 3 Scale Factor
- 4 Damage Measure

نزدیک گسل به تحقیقات آتی موکول گردید. برای این منظور اولین نیاز انتخاب شتاب‌نگاشت‌های مناسب می‌باشد که این شتاب‌نگاشت‌ها از طریق سایت PEER دانلود شدند [۲۰]. برای لحاظ شرایط محل احداث بنا در آن‌ها، یعنی پهنه با خطر نسبی زیاد و خاک نوع III، سرعت موج برشی طبق استاندارد ۲۸۰۰ برابر ۱۷۵-۳۷۵ متر بر ثانیه منظور شد [۱۵]. همچنین بزرگای زلزله ۶/۵ تا ۷/۵ ریشتر و فاصله از گسل ۲۰ الی ۳۰ کیلومتر در نظر گرفته شد. لازم به ذکر است مدت زمان حرکت شدید زمین در تمام شتاب‌نگاشت‌ها از ۱۰ ثانیه بیشتر است. با توجه به دو بعدی بودن مدل‌ها، از بین هر زوج مولفه افقی شتاب‌نگاشت‌ها مولفه دارای PGA بزرگ‌تر انتخاب شد. مشخصات شتاب‌نگاشت‌های انتخاب شده در جدول ۳ ارائه شده است.

۳-۳- معیار بررسی نتایج

نهایتاً پس از انجام تحلیل‌ها، برای بررسی نتایج منحنی‌های تحلیل دینامیکی افزایشی نیاز به معیارهایی داریم، که برای این امر می‌توان از آیین‌نامه‌ها، دستورالعمل‌ها یا نتایج کارهای آزمایشگاهی معتبر استفاده کرد. در این مقاله به فصل پنجم گزارش NIST^۳ در مورد بررسی سازه‌های مهاربندی همگرای ویژه مراجعه شده است (مدل‌سازی آن در OpenSees مشابه بند ۳ این مقاله است)، که با توجه به کار آزمایشگاهی انجام شده توسط نیوول و یوانگ^۴ با حمایت AISC، با یک قضاوت مهندسی در یافت فروریزش سازه‌های SCBF را که در کار آزمایشگاهی نیوول و یوانگ ۹-۷ درصد گزارش شده، ۱۰ درصد منظور کرده است [۲۲] و [۲۱]. همچنین به عنوان معیاری دیگر از دستورالعمل Hazus استفاده می‌شود که طبق لرزه‌خیزی، ارتفاع و نوع سازه، در یافت سطوح خرابی کم، متوسط، زیاد و کامل را برای ترسیم منحنی‌های شکنندگی ارائه کرده است [۲۳]. مقدار در یافت سطوح خرابی دستورالعمل Hazus با توجه به مشخصات سازه‌ها در جدول ۴ ارائه شده است.

نهایتاً ذکر این نکته ضروری است که تعاریف و جزئیات مربوط به تمام سطوح خرابی کم، متوسط، زیاد و کامل به طور مفصل در مرجع [۲۳] توضیح داده شده است و برای آگاهی از میزان خرابی معادل با هر یک از این سطوح خرابی ذکر شده، می‌توان به این مرجع مراجعه کرد.

با انجام تحلیل‌های متوالی تاریخچه زمانی در IM های مختلف و به دست آوردن DM متناظر آن‌ها، می‌توان منحنی تحلیل دینامیکی افزایشی را برای یک رکورد تولید نمود و در هر سطح IM به میزان خرابی DM پی برد. بهتر است برای داشتن درک صحیحی از پاسخ سازه و اتکا به یک جامعه آماری با تعداد قابل استناد از چندین شتاب‌نگاشت برای تحلیل دینامیکی افزایشی استفاده شود؛ البته این امر خود موجب تولید تعداد زیادی منحنی برای هر سازه می‌شود، طبق بررسی‌های و امواتسیکوز و کورنل برای بررسی راحت‌تر آن‌ها می‌توان از منحنی‌های میانه (۵۰ درصد) و صدک‌های ۱۶ و ۸۴ درصد برای مجموعه منحنی‌ها استفاده کرد تا برای هر مجموعه منحنی چند رکورده به سه منحنی نهایی برسیم [۱۹].

۴-۱-۱- انتخاب پارامترها و نحوه انجام تحلیل دینامیکی افزایشی

نهایتاً در این پژوهش پاسخ شتاب طیف در پیوند مود اول سازه یعنی $Sa(T1, 5\%)$ به عنوان IM، و ماکزیمم در یافت بین طبقات به عنوان DM انتخاب می‌شود. در فایل متنی کد نویسی شده، جهت انجام تحلیل دینامیکی افزایشی از دو حلقه for استفاده شد که حلقه بیرونی مسئول اعمال شتاب‌نگاشت‌ها و حلقه درونی به منظور اعمال شدت‌های مختلف زلزله با یک گام ثابت افزایشی است، سپس شتاب‌نگاشت‌ها در قالب سری زمانی به نرم‌افزار معرفی شده و با دستور تحریک یکنواخت^۱ به سازه اعمال می‌شوند. میرایی نیز با استفاده از دستور rayleigh با نسبت میرایی ۵ درصد برای مودهای اول و چهارم در سازه‌های چهار طبقه و برای مودهای اول و هفتم در سازه‌های هشت طبقه در نظر گرفته شد و از ماتریس سختی آخرین گام همگرا در آن استفاده گردید.

۴-۲- انتخاب شتاب‌نگاشت‌ها

در این مطالعه، تحلیل دینامیکی افزایشی روی سازه‌های طراحی و مدل‌سازی شده به منظور در نظر گرفتن عدم قطعیت‌ها در زلزله از طریق مجموعه‌ای از ۱۴ شتاب‌نگاشت دور از گسل و فاقد پالس^۲ انجام می‌شود، زیرا رکوردهای نزدیک گسل دارای پالس بوده و رفتار متفاوتی از رکوردهای دور از گسل دارند و به دلیل حجم بالای محاسبات در تحلیل دینامیکی افزایشی، فقط از رکوردهای دور از گسل استفاده شد و بررسی رکوردهای

3 National Institute of Standards and Technology

4 Newell & Uang

1 Uniform Excitation

2 Pulse

جدول ۳. مشخصات شتاب‌نگاشت‌ها

Table 3. Characteristics of ground motions

ردیف	'RSN	نام زلزله	بزرگا (ریشتر)	فاصله از گسل (km)	سرعت موج برشی (m/s)	'PGA (g)	'PGV (cm/s)	زمان موثر Du (s)
۱	۲۰	Northern Calif-03	۶/۵۰	۲۶/۷۲	۲۱۹/۳۱	۰/۲۰۳	۲۶/۳۶	۱۹/۳۶
۲	۶۸	San Fernando	۶/۶۱	۲۲/۷۷	۳۱۶/۴۶	۰/۲۲۵	۲۱/۸۸	۱۳/۱۷
۳	۱۷۶	Imperial Valley-06	۶/۵۳	۲۱/۹۸	۲۴۹/۹۲	۰/۱۳۹	۱۳/۵۱	۲۱/۶۱
۴	۷۲۰	Superstition Hills-02	۶/۵۴	۲۷/۰۰	۲۰۵/۷۸	۰/۲۵۹	۱۴/۹۹	۱۲/۴۲
۵	۷۳۰	Spitak_Armenia	۶/۷۷	۲۳/۹۹	۳۴۳/۵۳	۰/۲۰۰	۲۸/۳۴	۱۰/۵۳
۶	۷۷۸	Loma Prieta	۶/۹۳	۲۴/۵۲	۲۱۵/۵۴	۰/۲۷۹	۳۵/۵۹	۱۳/۲۸
۷	۸۰۶	Loma Prieta	۶/۹۳	۲۳/۹۲	۲۶۷/۷۱	۰/۲۰۷	۳۸/۵۰	۲۱/۱۶
۸	۳۷۵۷	Landers	۷/۲۸	۲۶/۹۵	۳۶۷/۸۴	۰/۱۳۹	۱۴/۵۱	۳۵/۸۲
۹	۹۸۵	Northridge-01	۶/۶۹	۲۳/۵۰	۲۹۷/۰۷	۰/۲۳۹	۱۴/۷۸	۱۶/۵۶
۱۰	۴۸۵۵	Chuetsu-oki_Japan	۶/۸	۲۱/۴۰	۲۴۵/۴۵	۰/۱۲۹	۱۹/۵۸	۲۷/۸۳
۱۱	۱۱۰۷	Kobe_Japan	۶/۹	۲۲/۵۰	۳۱۲/۰۰	۰/۳۲۴	۲۷/۰۱	۱۲/۸۶
۱۲	۴۸۴۹	Chuetsu-oki_Japan	۶/۸	۲۰/۷۱	۳۴۲/۷۴	۰/۲۵۳	۴۳/۹۲	۲۵/۷۳
۱۳	۵۷۷۴	Iwate_Japan	۶/۹	۲۹/۳۷	۲۷۶/۳۰	۰/۱۹۸	۳۳/۳۸	۱۸/۴۲
۱۴	۶۹۵۳	Darfield_New Zealand	۷/۰	۲۴/۵۵	۲۰۶/۰۰	۰/۲۲۳	۵۶/۱۰	۲۱/۸۹

جدول ۴. توصیه Hazus برای دررفت بین طبقات در آستانه سطوح خرابی مختلف

Table 4. Hazus recommendations for interstory drift ratio at the threshold of various structural damage levels

دررفت بین طبقات در آستانه سطوح خرابی				مشخصات سازه		
کامل - Complete	زیاد - Extensive	متوسط - Moderate	کم - Slight	"سازه معادل"	حداکثر ارتفاع سازه (m)	نوع سازه
۰/۰۸۰۰	۰/۰۳۰۰	۰/۰۱۰۰	۰/۰۰۵۰	-	۷/۳۲	فولادی مهاربندی
۰/۰۵۳۳	۰/۰۲۰۰	۰/۰۰۶۷	۰/۰۰۳۳	۴ طبقه	۱۸/۲۹	فولادی مهاربندی
۰/۰۴۰۰	۰/۰۱۵۰	۰/۰۰۵۰	۰/۰۰۲۵	۸ طبقه	۴۷/۵۵	فولادی مهاربندی

۴-۴- نحوه ترسیم منحنی‌های شکنندگی^۱

به جهت ارزیابی احتمالاتی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها و بررسی رفتار آن‌ها و ارزیابی نتایج حاصل از تحلیل‌های دینامیکی افزایشی، از منحنی‌های شکنندگی که بیانگر احتمال وقوع سطح خرابی مورد نظر در هر IM می‌باشند، استفاده می‌گردد. بر اساس تحقیقات انجام شده توسط پیکر^۲ در سال ۲۰۱۵ برای تعریف تابع شکنندگی اغلب تابع توزیع نرمال لگاریتمی^۳ (لاگ نرمال) مطابق با رابطه (۱) مورد استفاده قرار می‌گیرد [۲۴].

$$P(DM | IM = x) = \Phi\left(\frac{\ln(x/\theta)}{\beta}\right) \quad (1)$$

مطابق رابطه (۱) عبارت $P(DM | IM = x)$ بیانگر احتمال این است که شتاب‌نگاشتی با $IM = x$ موجب ایجاد سطح خرابی معادل با DM در سازه شود. در این رابطه Φ تابع توزیع نرمال استاندارد، θ مقدار میانه^۴ تابع شکنندگی (سطح IM که احتمال وقوع حالت حدی DM در آن ۵۰ درصد است) و β انحراف معیار $\ln(IM)$ ها می‌باشد. پارامترهای رابطه (۱) با محاسبه لگاریتم IM هر شتاب‌نگاشت در DM مورد نظر و محاسبه میانگین و انحراف معیار آن‌ها محاسبه می‌شوند [۲۵ و ۲۴].

$$\ln(\theta) = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln(IM_i) \quad (2)$$

$$\beta = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (\ln(IM_i / \theta))^2} \quad (3)$$

در روابط (۲) و (۳)، n تعداد شتاب‌نگاشت‌ها و IM_i مقدار IM در آستانه سطح خرابی مورد نظر در شتاب‌نگاشت i ام است. $\ln(\theta)$ و β نیز به ترتیب بیانگر میانگین و انحراف معیار توزیع نرمال برای داده‌های $\ln(IM)$ هستند. همچنین ذکر این نکته ضروری است که در توزیع لاگ-نرمال،

میانگین هندسی^۵ IM ها بهترین تخمین برای میانه IM می‌باشد [۲۵] و [۲۴]. نهایتاً برای ترسیم منحنی شکنندگی در صورت نداشتن DM دقیق در IM مورد نظر و مناسب بودن گام تحلیل، می‌توان از درون‌یابی خطی بین دو DM کوچک‌تر و بزرگ‌تر برای به دست آوردن پاسخ استفاده کرد.

۵- صحت‌سنجی

قبل از انجام تحلیل‌های اصلی و به منظور شبیه‌سازی صحیح سازه‌ها، صحت‌سنجی در سه بخش با توجه به موازین مدل‌سازی بند ۳ انجام شد. ابتدا برای اطمینان از صحت توزیع جرم و سختی، زمان تناوب هر هشت سازه طراحی و مدل‌سازی شده در ETABS و OpenSees با یکدیگر مقایسه شدند و سپس برای اطمینان از صحت مدل‌سازی غیرخطی، تحلیل پوش‌آور^۶ روی سازه‌های ۸ طبقه صورت گرفت و درستی کلیت رفتار آن‌ها بررسی گردید، در نهایت برای بررسی صحت انجام تحلیل دینامیکی افزایشی، یکی از مقالات معتبر در این زمینه صحت‌سنجی شد.

۵-۱- مقایسه زمان تناوب ETABS و OpenSees حاصل از تحلیل مودال

در این بخش نتایج مقایسه زمان تناوب (پریود)^۷ در دو نرم‌افزار ETABS و OpenSees برای سه مود اول تمام سازه‌ها به انضمام درصد اختلاف آن‌ها ارائه می‌گردد؛ مطلوب است این درصد خطا از پنج درصد کمتر باشد. طبق جدول ۵ مشاهده می‌شود مقدار اختلاف زمان تناوب سازه‌ها در تمام موارد از پنج درصد کمتر بوده است که این امر نشان دهنده صحت مدل‌سازی جرم و سختی در تمامی سازه‌هاست.

۵-۲- تحلیل پوش‌آور برای بررسی نحوه رفتار قاب‌ها

برای اطمینان از صحت مدل‌سازی غیرخطی، تحلیل استاتیکی غیرخطی (پوش‌آور) روی سازه‌های هشت طبقه با اعمال بار ثقیلی و اثر پی‌دلتا صورت گرفت و نیروی جانبی زلزله توسط مجموعه‌ای از نیروهای استاتیکی مشخص با توزیع مثلثی معکوس به گره‌های تراز طبقه وارد شد و میزان تغییر مکان هدف در جهت مثبت به میزان ۷/۵ درصد ارتفاع سازه‌های هشت طبقه منظور شد. با توجه به استفاده از روش فایبر در مدل‌سازی، برای بررسی رفتار سازه به فصل پنجم گزارش NIST در مورد بررسی سازه‌های دارای مهاربند

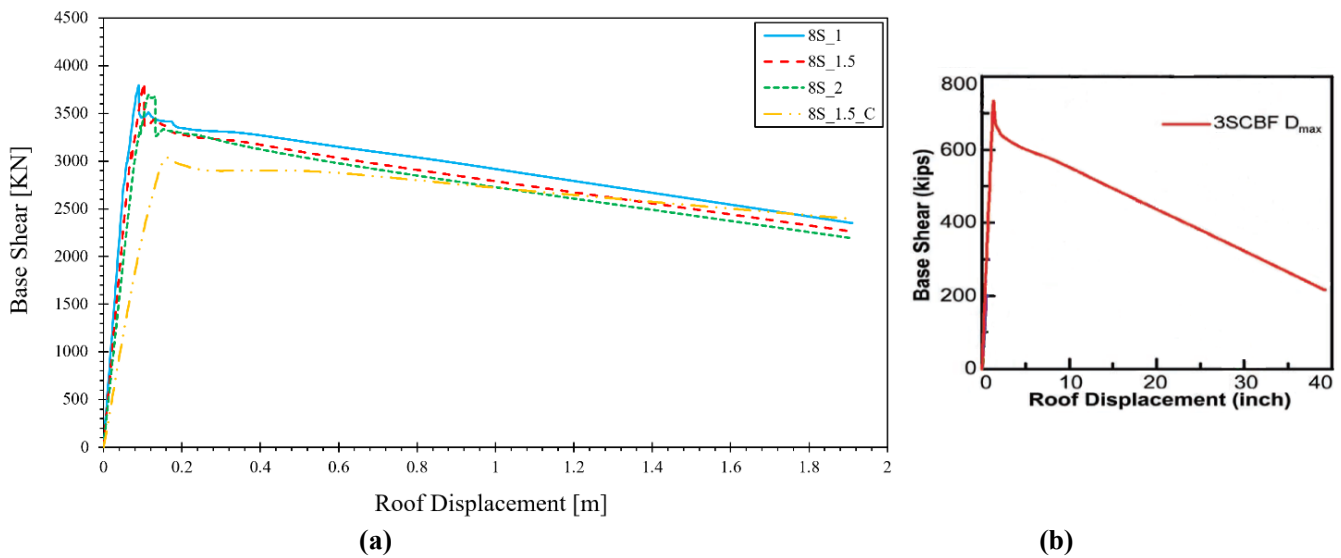
5 Geometric Mean
6 Pushover
7 Period

1 Fragility Curve
2 Baker
3 Lognormal Cumulative Distribution Function
4 Median

جدول ۵. مقایسه زمان تناوب سازه‌ها

Table 5. Comparison of the period of the structures

سازه‌ها	مود اول		مود دوم		مود سوم	
	درصد خطا	ETABS	درصد خطا	OpenSees	درصد خطا	OpenSees
4S 1	۰/۳۸۹	۰/۳۹۳	۱/۰۱۸	۰/۱۵۹	۰/۱۶۲	۱/۸۵۲
4S 1.5	۰/۳۹۶	۰/۳۹۹	۰/۷۵۲	۰/۱۷۱	۰/۱۷۴	۱/۷۲۴
4S 2	۰/۴۰۱	۰/۴۰۰	۰/۲۴۹	۰/۱۹۲	۰/۱۹۷	۲/۵۳۸
4S 1.5 C	۰/۵۵۹	۰/۵۵۹	صفر	۰/۱۹۵	۰/۱۹۶	۰/۵۱۰
8S 1	۰/۶۵۹	۰/۶۵۴	۰/۷۵۹	۰/۲۳۷	۰/۲۳۶	۰/۴۲۲
8S 1.5	۰/۷۱۰	۰/۶۹۴	۲/۲۵۴	۰/۲۴۲	۰/۲۴۴	۰/۸۲۰
8S 2	۰/۷۶۰	۰/۷۴۱	۲/۵۰۰	۰/۲۵۵	۰/۲۵۸	۱/۱۶۳
8S 1.5 C	۰/۹۵۶	۰/۹۵۷	۰/۱۰۴	۰/۳۱۶	۰/۳۱۶	صفر

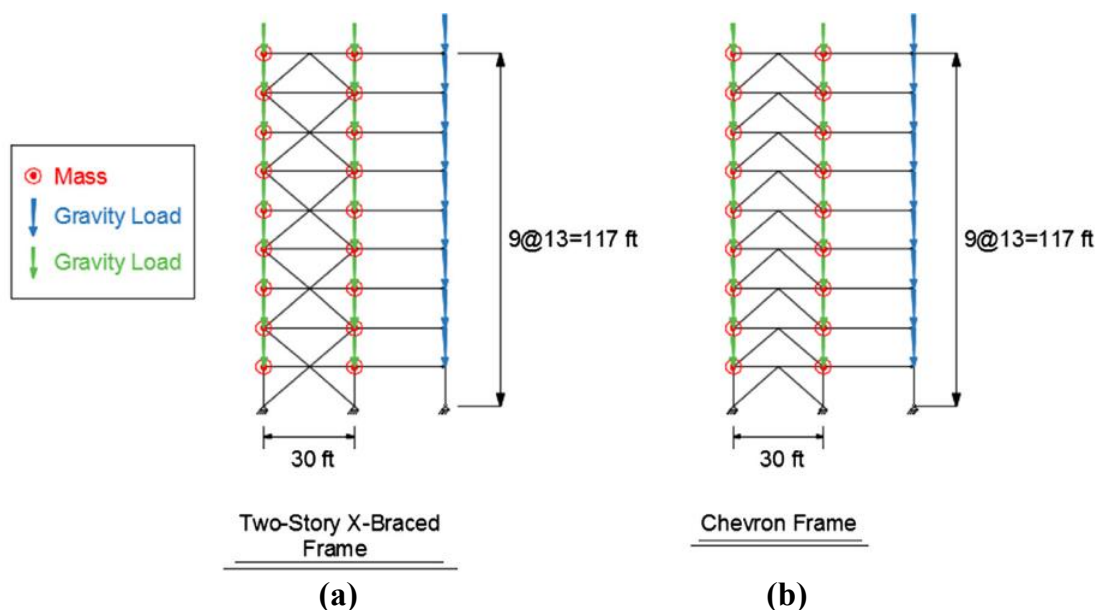


شکل ۷. (a) منحنی‌های پوش‌آور سازه‌های هشت طبقه (b) منحنی پوش‌آور ارائه شده در گزارش NIST [۲۱]

Fig.7. (a) Pushover curves for 8-story structures (b) NIST pushover curve [21]

جابه‌جایی- برش پایه در مقایسه با منحنی رفتار مطلوبی دارد که بیانگر درستی کلیت رفتار سازه‌هاست.

همگرایی ویژه ضربدری دو طبقه مراجعه شد که ضوابط مدل‌سازی آن در OpenSees مشابه بند ۳ این مقاله است [۲۱]؛ طبق شکل ۷ منحنی



شکل ۸. ابعاد، بارگذاری و جرم‌های اختصاص یافته به قاب‌ها (a) قاب مهاربندی ضربدری ۲ طبقه (b) قاب مهاربندی شورون [۱۰]

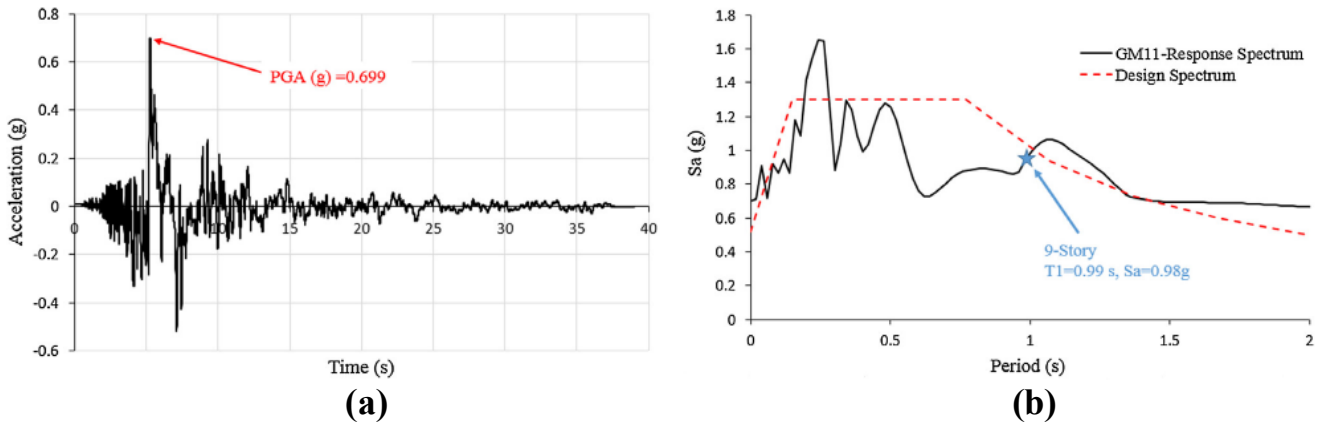
Fig. 8. Frame dimensions with loads and masses applied to the frames (a) Two-story X-braced frame (b) Chevron frame [10]

پریود به دست آمده برای سازه‌های ضربدری دو طبقه و شورون به ترتیب ۱ و ۰/۹۸ ثانیه می‌باشد و با مقدار ۰/۹۹ ثانیه ارائه شده در مقاله مرجع اختلاف ناچیزی دارد که نشانگر مدل‌سازی صحیح مشخصات خطی جرم و سختی در سازه‌هاست.

پس از انجام تحلیل مودال هر دو سازه تحت تحلیل دینامیکی افزایشی قرار گرفتند و نمودار $Sa(T_1, 5\%)$ در مقابل ماکزیمم دریافت طبقات مطابق با شکل ۱۰ برای آن‌ها رسم شد. همانطور که در شکل ۱۰ ملاحظه می‌شود منحنی به صورت خط‌چین که خروجی OpenSees است بسیار با منحنی‌های ارائه شده در مقاله انطباق دارد که نشانگر مدل‌سازی صحیح پارامترهای غیرخطی است، علاوه بر این صحت مدل‌سازی در جرم و سختی و پارامترهای مربوط به مشخصات خطی سازه‌ها هم از یکسان بودن پریود سازه‌ها قابل درک است، پس نهایتاً می‌توان با اطمینان گفت که مدل‌سازی پارامترهای خطی و غیرخطی و اعمال بارگذاری و تحلیل دینامیکی افزایشی مطابق با موازین توضیح داده شده در این مقاله صحیح می‌باشند.

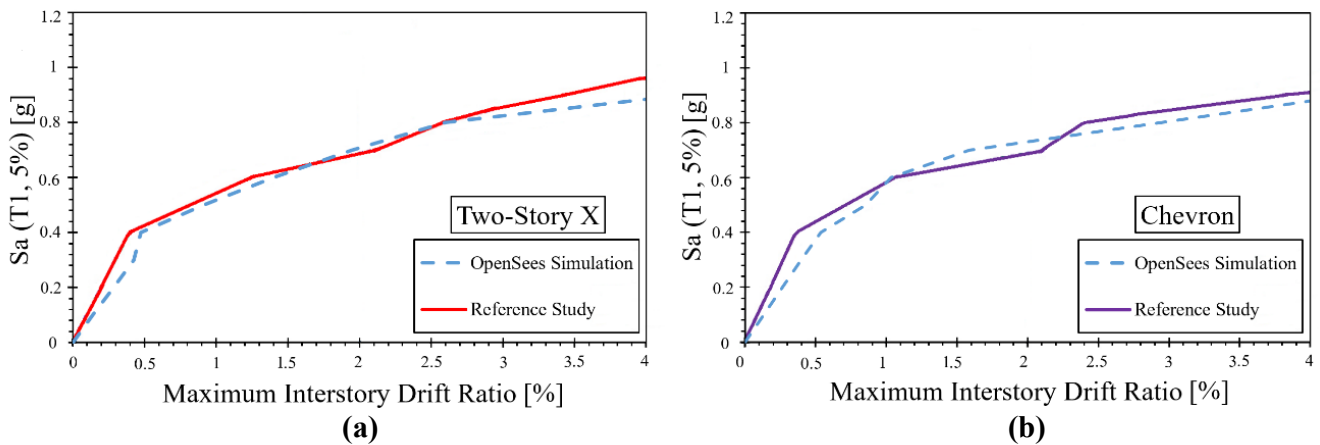
۵-۳- صحت‌سنجی تحلیل دینامیکی افزایشی

به منظور انجام صحت‌سنجی تحلیل دینامیکی افزایشی در نرم‌افزار OpenSees، دو قاب مهاربندی همگرای ویژه ۹ طبقه با آرایش ضربدری دو طبقه و شورون و دارای ستون متکی مطابق با شکل ۸ که توسط مومن‌زاده و شن در سال ۲۰۱۸ در دانشگاه ایالت آیووا آمریکا^۱ شبیه‌سازی شده و تحت تحلیل دینامیکی افزایشی قرار گرفته‌اند، انتخاب شدند. بار مرده و زنده طبقات به ترتیب ۳۸۳ و ۲۴۴ کیلوگرم بر متر مربع (معادل با ۸۰ و ۵۰ پوند بر فوت مربع) است. در فایل‌های متنی ورودی نرم‌افزار OpenSees، داده‌ها و مشخصات قاب‌ها از قبیل مشخصات مقاطع، مصالح و اتصالات مطابق مدل‌سازی و طراحی صورت گرفته در مقاله مرجع، اعمال گردید. برای تحلیل دینامیکی افزایشی به شکل تک رکورده، از رکورد زلزله Imperial Valley استفاده شد که طیف و شتاب‌نگاشت آن به همراه پریود مود اول و پاسخ شتاب طیف در پریود مود اول سازه‌ها (Sa) در شکل ۹ موجود است. اطلاعات بیشتر در مورد مدل‌سازی در مرجع [۱۰] قابل دسترسی است [۱۰]. نهایتاً تحلیل مودال برای بررسی پریود مود اول انجام شد که میزان



شکل ۹. (a) شتاب‌نگاشت زلزله (b) طیف و پریود سازه‌ها [۱۰]

Fig. 9. (a) Earthquake ground motion (b) Response spectrum and period of the structures [10]



شکل ۱۰. (a) نتیجه صحت‌سنجی قاب ضربدری دو طبقه (b) نتیجه صحت‌سنجی قاب شورون

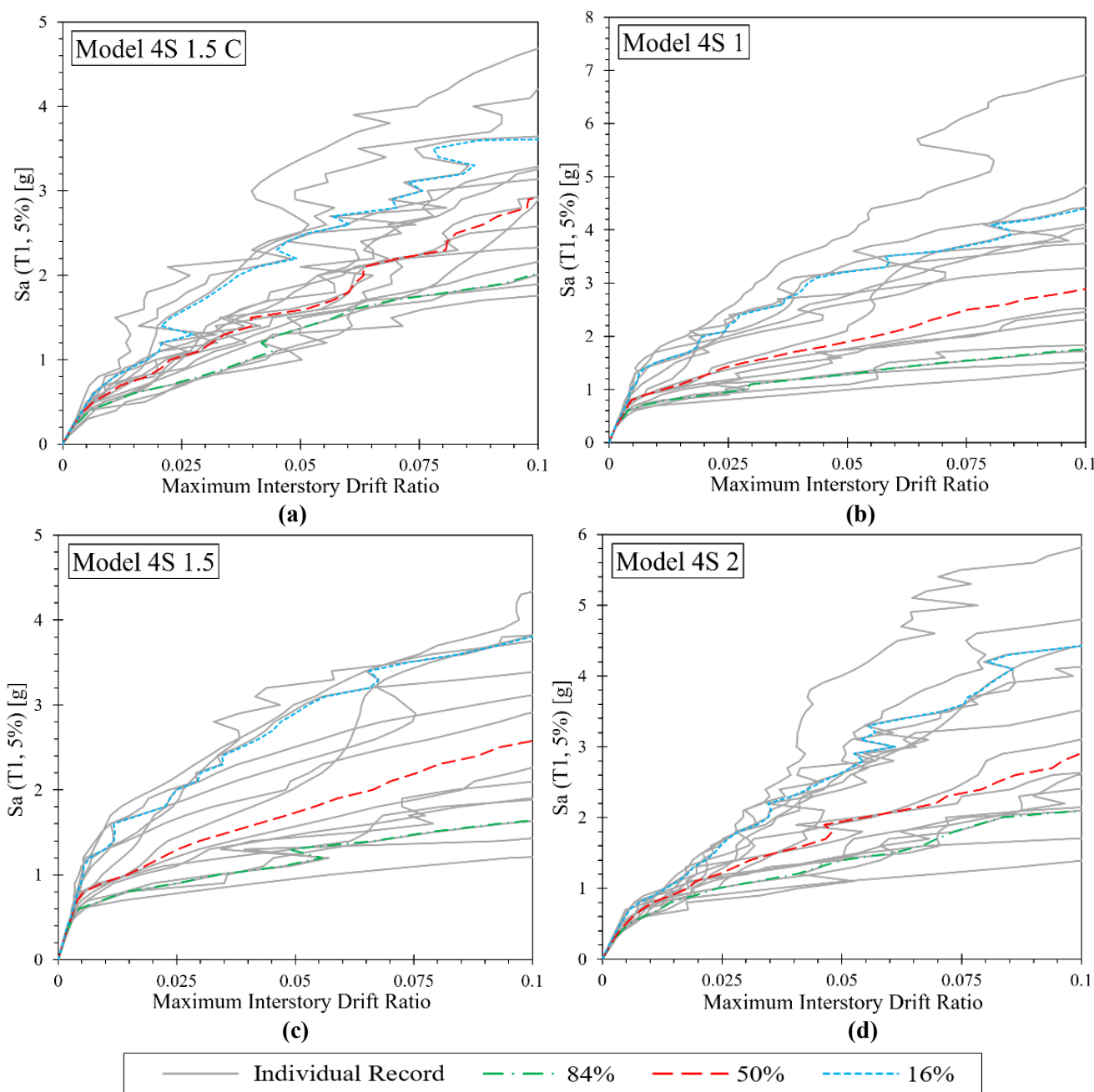
Fig. 10. (a) IDA verification result for two-story X-braced frame (b) IDA verification result for chevron frame

۶- نتایج و بحث

در این بخش نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی افزایشی مطابق با ضوابط و معیارهای ارائه شده در بند ۴، مورد بحث و بررسی قرار می‌گیرد، نهایتاً علاوه بر منحنی تحلیل دینامیکی افزایشی، منحنی شکنندگی سازه‌ها با معیار دررفت ۱۰ درصد برای سطح فروریزش (طبق فصل پنجم از گزارش NIST GCR 10-917-8) ارائه شده و سپس منحنی شکنندگی مربوط به سطوح خرابی دستورالعمل Hazus مورد بررسی قرار می‌گیرند [۲۳ و ۲۱]؛ در نهایت به منظور نتیجه‌گیری بهتر، وزن سازه‌های طراحی شده از نظر صرفه اقتصادی با هم مقایسه خواهد شد.

۶-۱- ارائه نتایج تحلیل دینامیکی افزایشی و خلاصه‌سازی آن‌ها

در این بخش برای تمامی سازه‌ها علاوه بر ترسیم منحنی تحلیل دینامیکی افزایشی با ۱۴ شتاب‌نگاشت، نمودارهای خلاصه‌سازی ۱۶، ۵۰ و ۸۴ درصد به منظور کاهش پراکندگی داده‌ها با استفاده از نرم‌افزار Microsoft Excel و دستور PERCENTILE.INC ترسیم می‌شوند. با بررسی شکل‌های ۱۱ و ۱۲ مشاهده می‌شود در ابتدای همه آن‌ها یک ناحیه خطی وجود دارد که معرف سختی الاستیک در آن IM و DM است و چون وابسته به $Sa(T_1, 5\%)$ است از یک رکورد به رکورد دیگر متفاوت است [۱۹]؛ همچنین در برخی از منحنی‌ها سخت‌شوندگی دیده

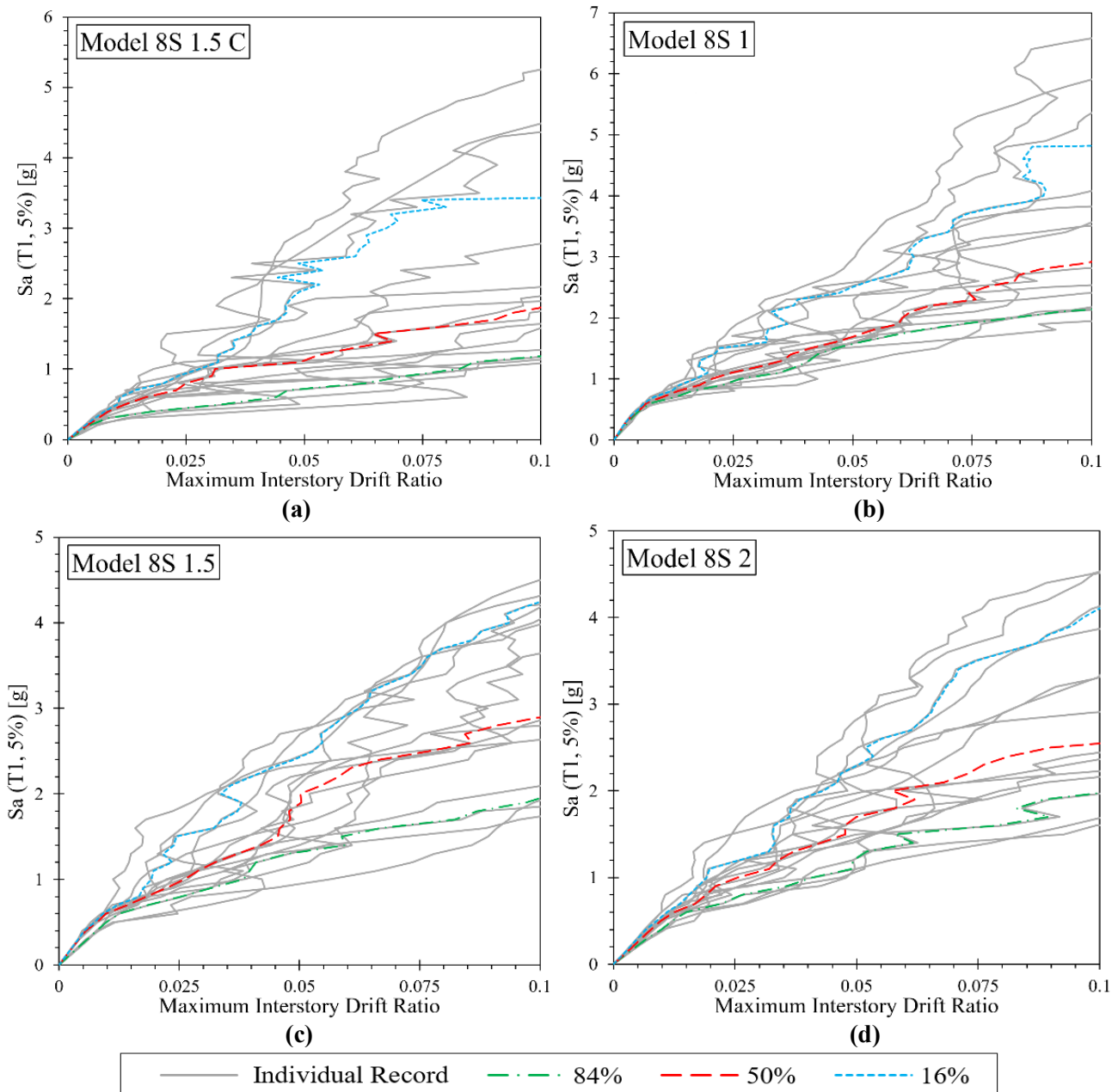


شکل ۱۱. منحنی‌های تحلیل دینامیکی افزایشی و خلاصه‌سازی آن‌ها برای سازه‌های چهار طبقه (a) مهاربند ضربدری متعارف با نسبت دهانه ۱/۵ (b) مهاربند بزرگ مقیاس با نسبت دهانه ۱/۵ (c) مهاربند بزرگ مقیاس با نسبت دهانه ۱/۵ (d) مهاربند بزرگ مقیاس با نسبت دهانه ۲

Fig. 11. IDA curves and their summary for 4-story structures (a) Conventional X-brace with spans ratio of 1.5 (b) Mega brace with spans ratio of 1 (c) Mega brace with spans ratio of 1.5 (d) Mega brace with spans ratio of 2

با توجه به منحنی‌های خلاصه‌سازی و در نظر گرفتن معیار ۱۰ درصد دررفت برای سطح فروریزش، می‌توان ظرفیت فروریزش میانه (۵۰ درصد) و صدک‌های ۱۶ و ۸۴ درصد را برای سازه‌ها به دست آورد. ظرفیت فروریزش

می‌شود و در برخی از گام‌ها با افزایش $Sa(T1, 5\%)$ میزان دررفت کاهش می‌یابد که علت آن وقوع مکانیزم در بخشی از سازه است و در Sa های بالاتر با مستهلک شدن انرژی زلزله میزان دررفت کاهش می‌یابد.



شکل ۱۲. منحنی‌های تحلیل دینامیکی افزایشی و خلاصه‌سازی آن‌ها برای سازه‌های هشت طبقه (a) مهاربند ضربدری متعارف با نسب دهانه ۱/۵ (b) مهاربند بزرگ مقیاس با نسب دهانه ۱ (c) مهاربند بزرگ مقیاس با نسب دهانه ۱/۵ (d) مهاربند بزرگ مقیاس با نسب دهانه ۲

Fig. 12. IDA curves and their summary for 8-story structures (a) Conventional X-brace with spans ratio of 1.5 (b) Mega brace with spans ratio of 1 (c) Mega brace with spans ratio of 1.5 (d) Mega brace with spans ratio of 2

[۲۶ و ۱۱]، مقدار $Sa(T_1, 5\%)$ به $1/5$ برابر طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰، معادل با زلزله MCE در آیین‌نامه ASCE 7-05، تقسیم شد [۲۷]، که این مقدار برای هر کدام از سازه‌ها متناسب با زمان تناوب آن سازه خواهد بود.

سازه‌ها در دریفت ۱۰ درصد برای سازه‌های ۴ و ۸ طبقه در جدول ۶ ارائه شده‌اند. برای مقایسه عملکرد سازه‌ها و عدم وابستگی به پرورد مود اول، طبق بررسی سائزموور و همکاران^۱ در سال ۲۰۱۹ و صالحی و قبادی در سال ۲۰۲۰

2 Maximum Considered Earthquake

1 Sizemore et al.

جدول ۶. ظرفیت فروریزش نرمال شده در دریفت ۱۰ درصد برای منحنی‌های خلاصه‌سازی

Table 6. Normalized collapse capacity in 10% interstory drift ratio for summarized curves

8S 1.5 C	8S 2	8S 1.5	8S 1	4S 1.5 C	4S 2	4S 1.5	4S 1	ظرفیت سازه
۱/۰۶۵	۱/۶۴۷	۱/۵۹۳	۱/۷۲۷	۱/۶۲۸	۱/۶۹۴	۱/۳۲۶	۱/۴۲۱	Sa Norm (84%)
۱/۶۸۷	۲/۱۳۲	۲/۳۶۹	۲/۳۶۰	۲/۳۴۵	۲/۳۵۲	۲/۰۸۳	۲/۳۴۳	Sa Norm (50%)
۳/۰۹۰	۳/۴۲۱	۳/۴۷۰	۳/۸۹۲	۲/۹۱۹	۳/۵۷۹	۳/۰۷۳	۳/۵۵۶	Sa Norm (16%)

متعارف بهتر خواهد بود. در سازه‌های هشت طبقه نیز تقریباً در تمام بازه Sa_{Norm} ، مهاربند بزرگ مقیاس با نسبت دهانه ۱ عملکرد بهتری از بقیه نمونه‌ها دارد و با افزایش نسبت دهانه‌ها به ۱/۵ و ۲ عملکرد سازه افت کرده، همچنین مشاهده می‌شود عملکرد سازه هشت طبقه با مهاربند ضربدری متعارف نسبت به نمونه‌های دارای مهاربند بزرگ مقیاس ضعیف‌تر است.

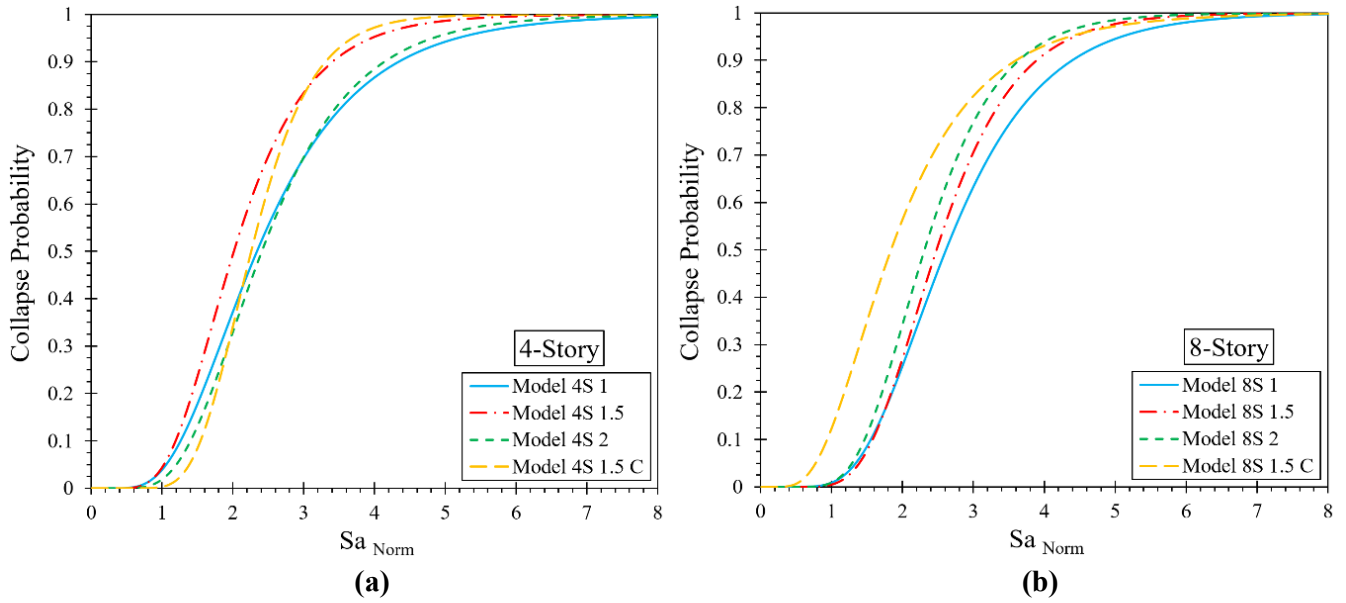
۳-۶- ارائه منحنی شکنندگی سازه‌ها بر اساس سطوح خرابی Hazus در این بخش به ارائه منحنی شکنندگی سازه‌ها بر اساس معیار دستورالعمل Hazus در سطوح خرابی کم، متوسط، زیاد و کامل مطابق با ضوابط جدول ۴ می‌پردازیم. با توجه به منحنی شکنندگی‌های ارائه شده در شکل ۱۴ می‌توان احتمال رسیدن به آستانه سطوح خرابی کم، متوسط، زیاد و کامل را بر اساس دستورالعمل Hazus، برای تمام سازه‌های مورد مطالعه به طور جداگانه و در هر $Sa(T_1, 5\%)$ به دست آورد.

۴-۶- مقایسه منحنی شکنندگی سازه‌ها طبق سطوح خرابی Hazus در ادامه این بخش منحنی‌های شکنندگی نرمال شده به ۱/۵ برابر طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ در سطوح خرابی متوسط، زیاد و کامل برای سازه‌های ۴ طبقه در شکل ۱۵ و منحنی‌های شکنندگی نرمال شده برای سطوح خرابی زیاد و کامل برای سازه‌های ۸ طبقه، در شکل ۱۶ ارائه شده است. با توجه به منحنی‌های شکنندگی شکل ۱۵ می‌توان گفت در سطوح خرابی متوسط و زیاد، سازه چهار طبقه با مهاربند بزرگ مقیاس و نسبت دهانه ۱ بهترین عملکرد را دارد و با افزایش نسبت دهانه‌ها به ۱/۵ و ۲ عملکرد ضعیف‌تر می‌شود و عملکرد نمونه ضربدری متعارف از بقیه ضعیف‌تر است. در سطح خرابی زیاد عملکرد سازه چهار طبقه با نسبت دهانه ۲ بهتر شده و در احتمال زیر ۱۵ درصد بهترین عملکرد را دارد. در سطح خرابی کامل بهبود

با توجه به جدول ۶ میانه شتاب طیفی (نرمال شده) معادل فروریزش در سازه‌های چهار طبقه دارای مهاربند بزرگ مقیاس با نسبت دهانه ۱ و ۲، تقریباً برابر سازه با مهاربند ضربدری متعارف و در حدود ۲/۳۵ می‌باشد، این مقدار در سازه چهار طبقه با نسبت دهانه ۱/۵ برابر ۲/۰۸۳ است؛ همچنین این مقدار در سازه‌های هشت طبقه با مهاربند بزرگ مقیاس تقریباً برابر بوده و در سازه هشت طبقه با مهاربند ضربدری متعارف به میزان قابل توجهی از بقیه سازه‌ها کمتر است و این امر در شاخص‌های ۱۶ و ۸۴ درصد هم به همین شکل مشاهده می‌گردد. از این رو بهتر است نتیجه‌گیری نهایی را به بررسی منحنی‌های شکنندگی موقوف کنیم.

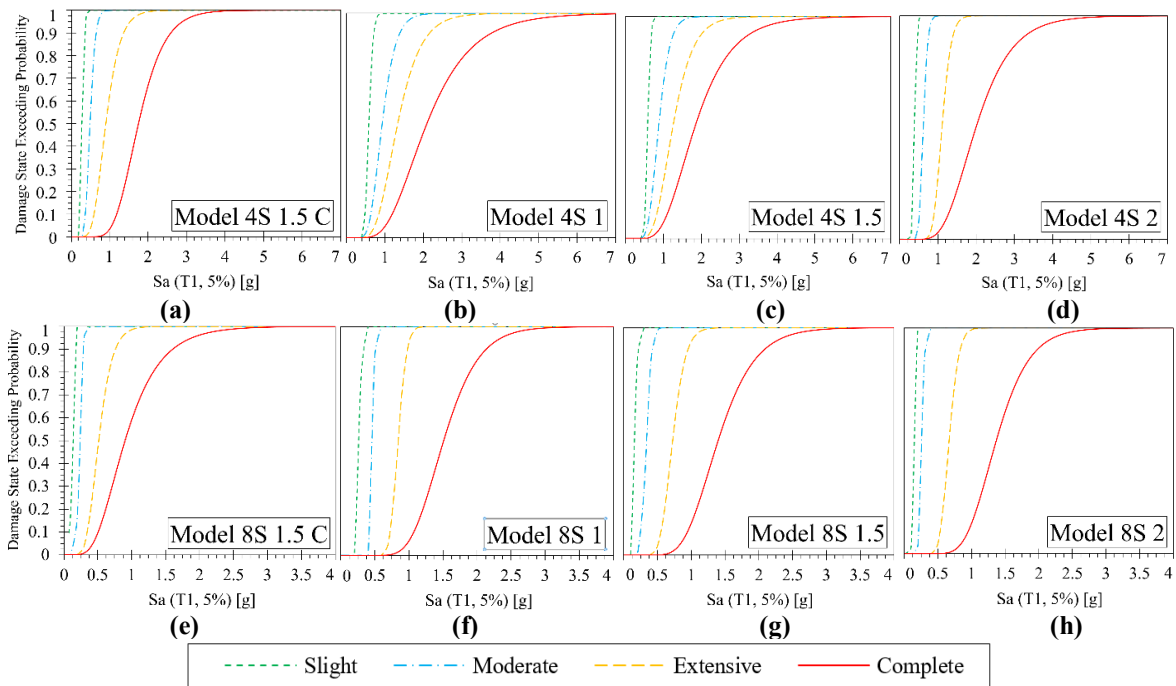
۲-۶- مقایسه منحنی شکنندگی سازه‌ها در دریفت فروریزش ۱۰ درصد برای مقایسه احتمال فروریزش سازه‌ها با یکدیگر و عدم وابستگی معیار مقایسه به پیوند مود اول سازه‌ها، مانند بخش ۶-۱ مقادیر $Sa(T_1, 5\%)$ به ۱/۵ برابر طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ یعنی $AB 1.5 g \times$ تقسیم می‌شود تا مقدار Sa برای همه سازه‌ها نرمال شده و برابر Sa_{Norm} گردد که برای مقایسه عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها مناسب است [۲۶ و ۱۱]. منحنی شکنندگی نرمال شده سازه‌ها در سطح فروریزش معادل دریفت ۱۰ درصد در شکل ۱۳ ارائه شده است.

با توجه به شکل ۱۳ مشاهده می‌شود که سازه چهار طبقه با مهاربند ضربدری متعارف در Sa_{Norm} کمتر از میانه رفتار بهتر و در بیشتر از میانه عملکرد ضعیف‌تری نسبت به سایر نمونه‌ها دارد و در احتمال فروریزش میانه و بالاتر مهاربند بزرگ مقیاس با نسبت دهانه ۱ و ۲ تقریباً عملکردی مشابه و بهتر از سایر نمونه‌ها دارند، از این رو در صورتی که احتمال فروریزش میانه و بالاتر را معیار در نظر بگیریم سازه‌های چهار طبقه دارای مهاربند بزرگ مقیاس با نسبت دهانه ۱ و ۲ عملکرد بهتری دارند و در صورتی که شتاب‌های زیر میانه اهمیت داشته باشند سازه چهار طبقه با مهاربند ضربدری



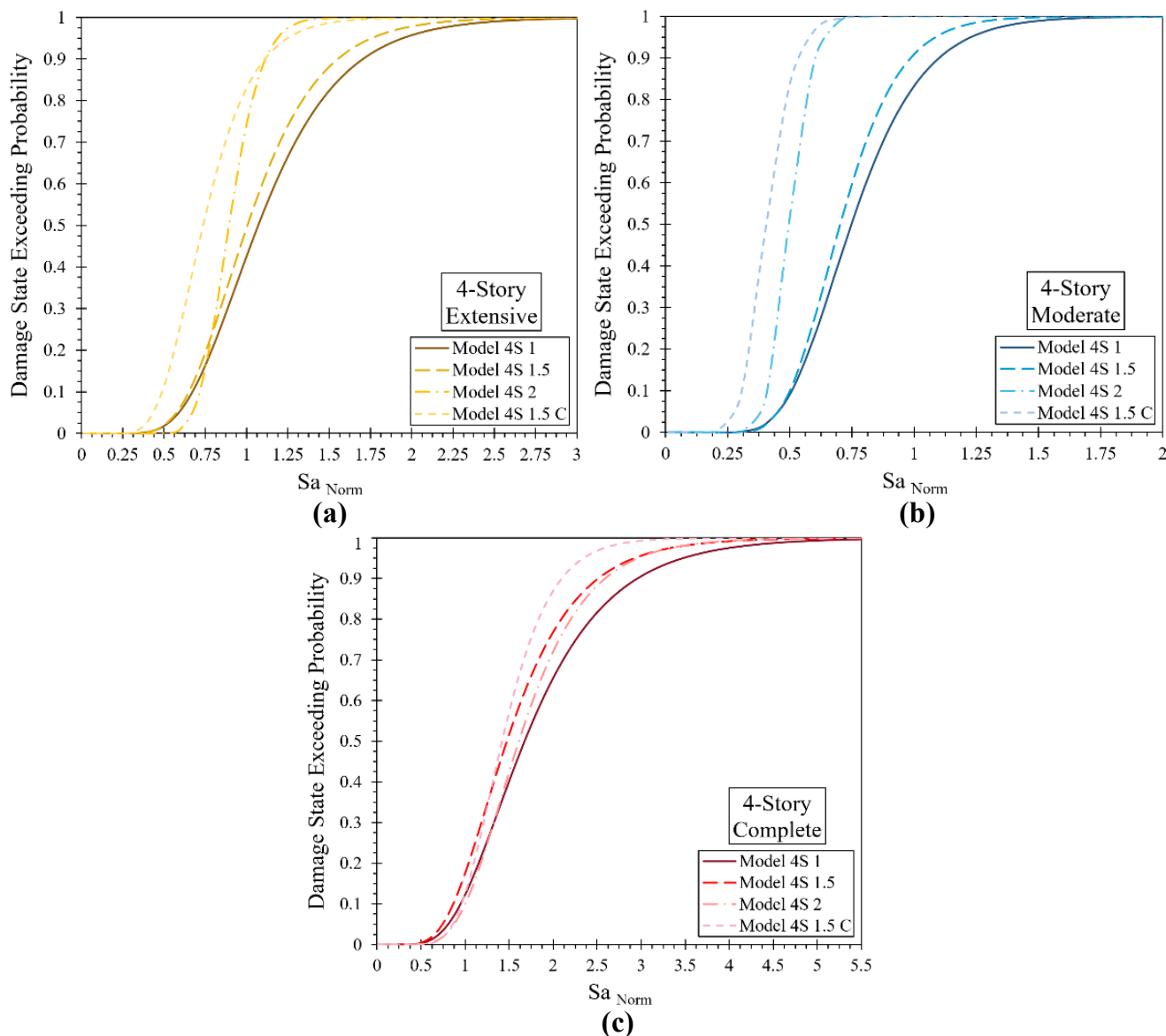
شکل ۱۳. منحنی‌های شکنندگی نرمال شده در سطح فروریزش معادل دریافت ۱۰ درصد (a) سازه‌های چهار طبقه (b) سازه‌های هشت طبقه

Fig.13. Normalized collapse fragility curves in 10% interstory drift ratio (a) 4-story structures (b) 8-story structures



شکل ۱۴. منحنی‌های شکنندگی در سطوح خرابی Hazus (a) قاب چهار طبقه با مهاربند ضربدری متعارف و نسبت دهانه ۱/۵ (b) قاب چهار طبقه با مهاربند بزرگ مقیاس و نسبت دهانه ۱/۵ (c) قاب چهار طبقه با مهاربند بزرگ مقیاس و نسبت دهانه ۱ (d) قاب چهار طبقه با مهاربند بزرگ مقیاس و نسبت دهانه ۲ (e) قاب هشت طبقه با مهاربند ضربدری متعارف و نسبت دهانه ۱/۵ (f) قاب هشت طبقه با مهاربند بزرگ مقیاس و نسبت دهانه ۱ (g) قاب هشت طبقه با مهاربند بزرگ مقیاس و نسبت دهانه ۱/۵ (h) قاب هشت طبقه با مهاربند بزرگ مقیاس و نسبت دهانه ۲

Fig. 14. Fragility curves for hazus damage states (a) 4-story conventional X-brace frame with spans ratio of 1.5 (b) 4-story mega brace frame with spans ratio of 1 (c) 4-story mega brace frame with spans ratio of 1.5 (d) 4-story mega brace frame with spans ratio of 2 (e) 8-story conventional X-brace frame with spans ratio of 1.5 (f) 8-story mega brace frame with spans ratio of 1 (g) 8-story mega brace frame with spans ratio of 1.5 (h) 8-story mega brace frame with spans ratio of 2

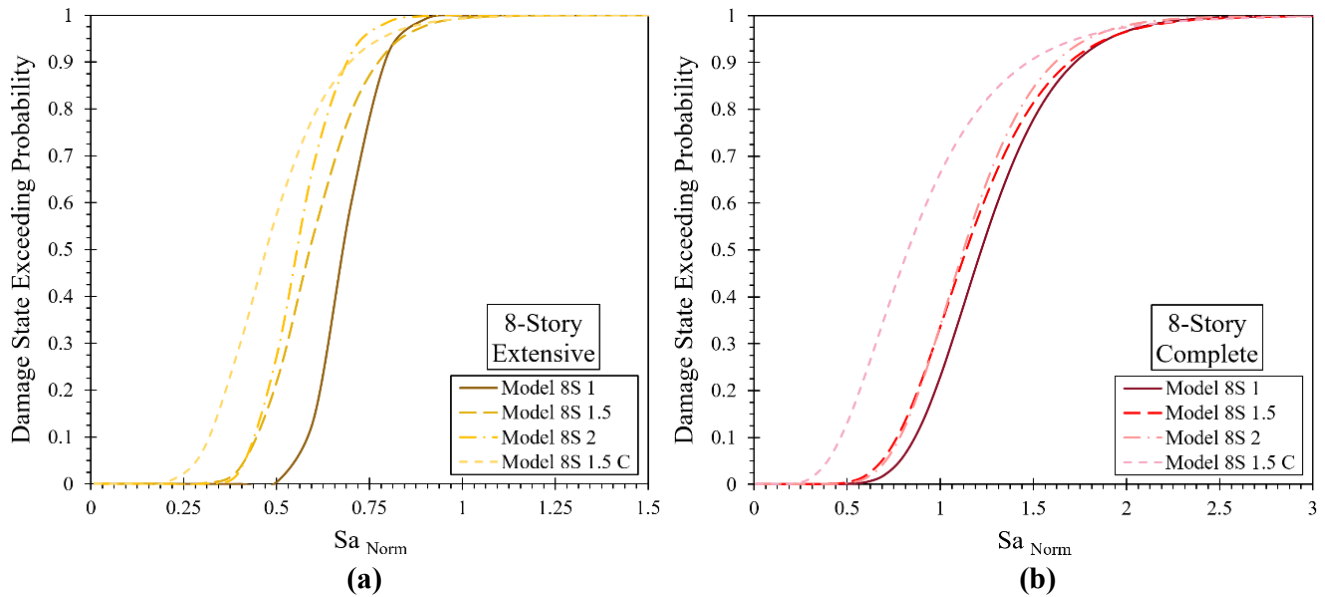


شکل ۱۵. منحنی‌های شکنندگی نرمال شده برای سازه‌های چهار طبقه در سطوح خرابی مختلف (a) متوسط (b) زیاد (c) کامل

Fig. 15. Normalized fragility curves for 4-story structures in various damage states (a) Moderate (b) Extensive (c) Complete

با توجه به منحنی‌های شکنندگی ارائه شده در شکل ۱۶، می‌توان گفت که در سازه‌های هشت طبقه نیز در سطوح خرابی زیاد و کامل مهاربند بزرگ مقیاس با نسبت دهانه‌های مساوی بهترین عملکرد را دارد و با افزایش نسبت دهانه‌ها عملکرد کمی ضعیف‌تر شده است. همچنین در سازه‌های هشت طبقه با نسبت دهانه ۱/۵ عملکرد مهاربند ضربدری بزرگ مقیاس با نسبت دهانه‌های متفاوت بهتر از نمونه دارای مهاربند ضربدری متعارف است و می‌توان گفت که مهاربند ضربدری متعارف در سازه‌های هشت طبقه عملکرد لرزه‌ای مناسبی را ارائه نداده است.

عملکرد سازه چهار طبقه با نسبت دهانه ۲ نسبت به سایر سازه‌ها مشهود است و در احتمال کمتر از ۴۰ درصد عملکرد برابر یا بهتر از سازه با نسبت دهانه ۱ دارد و در احتمال کمتر از ۱۰ درصد نمونه دارای مهاربند ضربدری متعارف نیز رفتار مناسبی دارد. با توجه به نتایج این بخش می‌توان گفت در سازه‌های چهار طبقه از سطح خرابی متوسط تا کامل، رفتار سازه دارای مهاربند بزرگ مقیاس با دهانه‌های مساوی از بقیه بهتر است و با افزایش سطح خرابی، سازه با نسبت دهانه ۲ به خصوص در بخش‌های کمتر از میانه رفتار قابل قبولی دارد.



شکل ۱۶. منحنی‌های شکنندگی نرمال شده برای سازه‌های هشت طبقه در سطوح خرابی مختلف (a) زیاد (b) کامل

Fig. 16. Normalized fragility curves for 8-story structures in various damage states (a) Extensive (b) Complete

دارد و وزن آن به میزان بسیار قابل توجهی به خصوص از مهاربند ضربدری متعارف کمتر است. همچنین در سازه‌های هشت طبقه با افزایش نسبت دهانه‌ها و کوچک‌تر شدن دهانه‌های جانبی و بزرگ‌تر شدن دهانه‌های میانی، عملکرد ضعیف‌تر می‌شود ولی باز هم در تمام سطوح خرابی عملکرد بهتری از سازه با مهاربند ضربدری متعارف دارند؛ همچنین در نسبت دهانه ۱/۵، وزن نمونه دارای مهاربند ضربدری بزرگ مقیاس ۲۰/۵ درصد کمتر از سازه مشابه با مهاربند ضربدری متعارف است. علیرغم اینکه جرم لرزهای سازه‌های هشت طبقه تقریباً یکسان می‌باشد، مقایسه پریود نشان دهنده سختی کمتر مهاربند ضربدری متعارف است.

با بررسی پریود سازه‌ها و با توجه به جرم لرزهای تقریباً یکسان در سازه‌های چهار و همچنین هشت طبقه، مشخص شد در تمامی سازه‌ها سختی مهاربند ضربدری بزرگ مقیاس بیشتر از مهاربند ضربدری متعارف است، علت این افزایش سختی این است که مهاربند بزرگ مقیاس، چند دهانه را در بر می‌گیرد و مشخصاً سختی بیشتری از مهاربند ضربدری متعارف (تک دهانه) خواهد داشت؛ در واقع تفاوت مهاربند بزرگ مقیاس با مهاربند تک دهانه متعارف مثل تفاوت دیوار برشی کوبله و دیوار برشی تک دهانه است [۲۸].

۶-۵- مقایسه وزن و عملکرد سازه‌ها

در این بخش نهایتاً با منظور کردن وزن سازه‌ها و Sa_{Norm} احتمال ۵۰ درصد (میانه)، به مقایسه عملکرد سازه‌ها در معیار دررفت فروریزش ۱۰ درصد و سطوح خرابی دستورالعمل Hazus می‌پردازیم. وزن سازه گزارش شده در این بخش (W_T) وزن فولاد تمام اعضای تیر، ستون و مهاربند در سازه طراحی شده سه بعدی است. نتایج نهایی سازه‌های چهار طبقه در جدول ۷ و سازه‌های هشت طبقه در جدول ۸ ارائه شده است.

با توجه به جدول ۷ می‌توان گفت قاب‌های مهاربندی ویژه چهار طبقه علیرغم داشتن جرم لرزهای تقریباً یکسان، پریود نمونه دارای مهاربند ضربدری متعارف ۳۰ درصد از بقیه سازه‌ها بیشتر است که نشان دهنده سختی کمتر آن می‌باشد. با معیار قرار دادن احتمال میانه در سازه‌های چهار طبقه، عملکرد مهاربند بزرگ مقیاس با دهانه‌های مساوی با اینکه کمترین وزن را دارد از بقیه بهتر است. همچنین در سازه‌های چهار طبقه در همه سطوح خرابی به جز سطح فروریزش معادل دررفت ۱۰ درصد، در صورت متفاوت بودن نسبت دهانه‌ها عملکرد مهاربند بزرگ مقیاس بهتر از نمونه مشابه ضربدری متعارف خود است.

طبق جدول ۸ مشاهده می‌شود سازه هشت طبقه دارای مهاربند ضربدری بزرگ مقیاس با دهانه‌های مساوی، بهترین عملکرد را در تمام سطوح خرابی

جدول ۷. مقایسه وزن و عملکرد سازه‌های چهار طبقه

Table 7. Comparison of weight and performance of 4-story structures

Sa Norm50% Complete	Sa Norm50% Extensive	Sa Norm50% Moderate	Sa Norm50% Slight	Sa Norm50% 10% Drift	W _T (ton)	T ₁ (Sec)	سازه
۱/۶۷۵	۱/۰۷۰	۰/۷۴۹	۰/۴۶۹	۲/۳۴۰	۳۷/۹۲	۰/۳۸۹	4S 1
۱/۴۷۴	۱/۰۰۴	۰/۷۰۲	۰/۴۶۶	۲/۰۱۴	۴۲/۰۳	۰/۳۹۶	4S 1.5
۱/۶۱۰	۰/۸۹۲	۰/۴۹۵	۰/۳۱۹	۲/۴۰۹	۴۳/۹۶	۰/۴۰۱	4S 2
۱/۴۲۰	۰/۷۳۷	۰/۴۰۵	۰/۲۴۵	۲/۲۵۹	۴۴/۳۵	۰/۵۵۹	4S 1.5 C

جدول ۸. مقایسه وزن و عملکرد سازه‌های هشت طبقه

Table 8. Comparison of weight and performance of 8-story structures

Sa Norm50% Complete	Sa Norm50% Extensive	Sa Norm50% Moderate	Sa Norm50% Slight	Sa Norm50% 10% Drift	W _T (ton)	T ₁ (Sec)	سازه
۱/۲۲۰	۰/۶۷۹	۰/۳۶۰	۰/۲۳۵	۲/۶۱۱	۹۴/۲	۰/۶۵۹	8S 1
۱/۱۴۰	۰/۵۹۰	۰/۲۶۸	۰/۱۴۸	۲/۴۷۷	۱۰۱/۶	۰/۷۱۰	8S 1.5
۱/۱۲۵	۰/۵۵۶	۰/۲۲۷	۰/۱۲۷	۲/۳۰۸	۱۱۱/۲	۰/۷۶۰	8S 2
۰/۸۲۷	۰/۴۷۳	۰/۲۲۴	۰/۱۲۶	۱/۸۴۰	۱۲۷/۸	۰/۹۵۶	8S 1.5 C

۷- نتیجه گیری

۳- نهایتاً در صورت یکسان بودن دهانه‌ها در سازه‌های چهار طبقه با مهاربند همگرای ویژه، از نظر عملکرد و صرفه اقتصادی استفاده از مهاربند بزرگ مقیاس بهتر است و در صورت متفاوت بودن نسبت دهانه‌ها، مهاربند ضربدری بزرگ مقیاس و ضربدری متعارف هر یک نقاط قوت و ضعف خود را دارند و می‌توان بسته به انتظار از عملکرد سازه و طی یک قضاوت مهندسی از هر کدام بهره برد، ولی از نظر محققین مهاربند بزرگ مقیاس در اولویت انتخاب است.

۴- در سازه‌های هشت طبقه با افزایش نسبت دهانه‌ها و کوچک‌تر شدن دهانه‌های جانبی و بزرگ‌تر شدن دهانه‌های میانی، عملکرد سازه ضعیف‌تر می‌شود ولی با این حال باز هم سازه‌های هشت طبقه با مهاربند بزرگ مقیاس، سطح عملکرد بالاتری نسبت به مهاربند ضربدری متعارف در تمام سطوح خرابی دارند. به عنوان یک معیار مناسب، Sa_{Norm} میانه در معیار دریافت فروریزش ۱۰ درصد، برای سازه هشت طبقه با نسبت دهانه ۱/۵ برابر ۲/۴۷۷ و برای سازه هشت طبقه با نسبت دهانه ۲ برابر ۲/۳۰۸ است، که از سازه هشت طبقه با مهاربند ضربدری متعارف با Sa_{Norm} برابر با ۱/۸۴۰ بسیار بهتراند.

۵- در سازه‌های هشت طبقه و در نسبت دهانه ۱/۵ وزن نمونه دارای

در این مطالعه هشت سازه چهار و هشت طبقه با سیستم مهاربند همگرای ویژه با پیکربندی ضربدری بزرگ مقیاس و ضربدری متعارف و با نسبت دهانه‌های متفاوت در نرم‌افزار OpenSees مدل‌سازی شدند و توسط ۱۴ شتاب‌نگاشت حوزه دور از گسل و در نظر گرفتن اثر پی‌دلته، تحلیل دینامیکی افزایشی روی آن‌ها انجام گرفت؛ بررسی نتایج تحلیل در شاخص حداکثر دررفت بین طبقات، مقایسه منحنی‌های شکنندگی و مقایسه پی‌ریود و وزن سازه‌ها بیانگر این است که:

۱- در میان قاب‌های همگرای ویژه چهار و هشت طبقه، با معیار قرار دادن میانه منحنی‌های شکنندگی، سازه‌های دارای مهاربند بزرگ مقیاس با نسبت دهانه‌های مساوی بهترین عملکرد و کمترین وزن را دارند. وزن سازه ۴ طبقه با نسبت دهانه‌های مساوی ۳۷/۹۲ تن و سازه ۸ طبقه با نسبت دهانه‌های مساوی ۹۴/۲ تن است که از میانگین وزن سایر نمونه‌ها به ترتیب ۵/۵۳ و ۱۹/۳ تن کمتر است.

۲- در قاب‌های مهاربندی همگرای ویژه چهار طبقه جرم لرزه‌ای تقریباً یکسان است ولی پی‌ریود نمونه دارای مهاربند ضربدری متعارف حدود ۳۰ درصد از بقیه سازه‌ها بیشتر است که بیانگر سختی کمتر آن می‌باشد.

- [6] H. Sheikh, A. Massumi, Effects of bracing configuration on seismic behavior of tall steel structures subjected to earthquake ground motions, In Proceedings of the 10th US National Conference on Earthquake Engineering, Anchorage, Alaska, 2014.
- [7] J. Shen, R. Wen, B. Akbas, B. Doran, E. Uckan, Seismic demand on brace-intersected beams in two-story X-braced frames, *Engineering Structures*, 76 (2014) 295-312.
- [8] D. B. Merczel, J. M. Aribert, H. Somja, M. Hjiij, Plastic analysis-based seismic design method to control the weak storey behaviour of concentrically braced steel frames, *Journal of Constructional Steel Research*, 125 (2016) 142-163.
- [9] J. G. Sizemore, L. A. Fahnestock, E. M. Hines, C. R. Bradley, Parametric study of low-ductility concentrically braced frames under cyclic static loading, *Journal of Structural Engineering*, 143(6) (2017) 04017032.
- [10] S. Momenzadeh, J. Shen, Seismic demand on columns in special concentrically braced frames, *Engineering Structures*, 168 (2018) 93-107.
- [11] J. G. Sizemore, L. A. Fahnestock, E. M. Hines, Seismic performance assessment of low-ductility concentrically braced frames, *Journal of Structural Engineering*, 145(4) (2019) 04019016.
- [12] S. Mazzoni, F. McKenna, M. H. Scott, G. L. Fenves, The open system for earthquake engineering simulation (OpenSEES) user command-language manual, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University

مهاربند ضربدری بزرگ مقیاس، ۲۰/۵ درصد کمتر از سازه مشابه با مهاربند ضربدری متعارف است. همچنین با توجه به اینکه جرم لرزه‌ای سازه‌های هشت طبقه تقریباً یکسان می‌باشد، مقایسه پریود نشان دهنده سختی کمتر نمونه دارای مهاربند ضربدری متعارف است. پریود نمونه دارای مهاربند ضربدری متعارف بین ۲۰ تا ۳۰ درصد از بقیه سازه‌ها بیشتر است.

۶- نهایتاً می‌توان گفت در قاب‌های مهاربندی همگرای ویژه هشت طبقه در صورت مساوی بودن نسبت دهانه‌ها، مهاربند ضربدری بزرگ مقیاس عملکرد بسیار مناسب و صرفه اقتصادی بالایی دارد و در صورت متفاوت بودن نسبت دهانه‌ها نیز استفاده از مهاربند ضربدری بزرگ مقیاس عملکرد مناسب‌تری از مهاربند ضربدری متعارف داشته و از نظر اقتصادی هم بسیار به صرفه‌تر است.

منابع

- [1] M. Bruneau, C. M. Uang, R. Sabelli, Ductile design of steel structures, Second ed., McGraw-Hill Companies Inc., NY, USA, 2011.
- [2] Office of Iranian National Building Regulations, 10th Topic: Design and Execution of Steel Buildings, fourth ed., Iran Development Publishing, Tehran, Iran, 2013. (in Persian).
- [3] P. C. Hsiao, D. E. Lehman, C. W. Roeder, Evaluation of the response modification coefficient and collapse potential of special concentrically braced frames, *Earthquake engineering & structural dynamics*, 42(10) (2013) 1547-1564.
- [4] P. A. Kumar, D. R. Sahoo, A. Kumar, Seismic response of concentrically braced frames with staggered braces in split-x configurations, *Journal of Constructional Steel Research*, 142 (2018) 17-30.
- [5] L. Di Sarno, A. S. Elnashai, Bracing systems for seismic retrofitting of steel frames, *Journal of Constructional Steel Research*, 65(2) (2009) 452-465.

- (2002) 491-514.
- [20] PEER, Strong Ground Motion Database, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA, <http://ngawest2.berkeley.edu>, 2013.
- [21] NIST, Evaluation of the FEMA P-695 methodology for quantification of building seismic performance factors, NIST GCR 10-917-8, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, 2010.
- [22] J.D. Newell, C.M. Uang, Cyclic behavior of steel columns with combined high axial load and drift demand, Department of Structural Engineering, University of California, San Diego, 2006.
- [23] FEMA, Multi-Hazard Loss Estimation Methodology—Earthquake Model, Hazus®—MH 2.1 Technical Manual, Federal Emergency Management Agency, Washington DC, 2013.
- [24] J. W. Baker, Efficient analytical fragility function fitting using dynamic structural analysis, *Earthquake Spectra*, 31(1) (2015) 579-599.
- [25] L. F. Ibarra, H. Krawinkler, Global collapse of frame structures under seismic excitations, Report No. 152, The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford, CA, 2005.
- [26] S. Salehi, M. S. Ghobadi, Seismic resilient bracing structure equipped with hybrid device at base, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 138 (2020) 106256.
- [27] ASCE, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, ASCE 7-05, American Society of Civil Engineers, Reston, VA, 2005.
- [28] Gh. Pachideh, M. Gholhaki, A.S. Daryan, Analyzing the of California, Berkeley, CA, <http://opensees.berkeley.edu>, 2007.
- [13] A. Kheyroddin, M. Gholhaki, Gh. Pachideh, Seismic evaluation of reinforced concrete moment frames retrofitted with steel braces using IDA and pushover methods in the near-fault field, *Journal of Rehabilitation in Civil Engineering*, 7(1) (2019) 159-173.
- [14] M. Gholhaki, Gh. Pachideh, O. Rezayfar, S. Ghazvini, Specification of response modification factor for steel plate shear wall by incremental dynamic analysis method, *Journal of Structural and Construction Engineering*, 6(2) (2019) 211-224. (in Persian).
- [15] Permanent Committee for Revising the Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings, Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings, Standard No. 2800, fourth ed., Road, Housing and Urban Development Research Center, Tehran, Iran, 2014. (in Persian).
- [16] CSI, Extended three-dimensional analysis of building systems, ETABS version 16.2.1, Computers and Structures Inc., Berkeley, CA, 2016.
- [17] Office of Iranian National Building Regulations, 6th Topic: Loads on Building, third ed., Iran Development Publishing, Tehran, Iran, 2013.) in Persian).
- [18] P. C. Hsiao, D. E. Lehman, C. W. Roeder, Improved analytical model for special concentrically braced frames, *Journal of Constructional Steel Research*, 73 (2012) 80-94.
- [19] D. Vamvatsikos, C. A. Cornell, Incremental dynamic analysis, *Earthquake engineering & structural dynamics*, 31(3)

analysis, Structures, 20 (2019) 437-451.

damage index of steel plate shear walls using pushover

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

A. Shadpour, S. A. A. Arjmandi , *Seismic performance assessment of special concentrically mega braced frames with different spans ratio, Amirkabir J. Civil Eng., 54(5) (2022) 1941-1964.*

DOI: [10.22060/ceej.2021.20007.7313](https://doi.org/10.22060/ceej.2021.20007.7313)

