



Numerical study of arch corner brace segments in simple steel frames to provide seismic resisting system

Nima Abbasmaram¹, Seyed Mehdi Zahrai^{2*}

¹ School of Civil Engineering, University of Tehran, Tehran, Iran

² Professor, School of Civil Engineering, University of Tehran, Tehran, Iran

ABSTRACT: Braced and rigid frames are the most typical systems that are used to resist lateral loads. Typical braced frames, in comparison with rigid frames, have higher stiffness they have low ductility. On the other hand, rigid frames have high ductility but due to their low lateral stiffness, they maintain large displacements throughout the earthquake, which is not favorable. Furthermore, in rigid frames, the beam to column connection is a critical area that often experiences damage during the earthquake. In this research, the objective is to create a lateral load-carrying system and improve the seismic performance of steel frames using the placement of arch segments cut of steel plates at the corner of simple steel frames and they are yielding. Due to the eccentricity, these components are subjected to an interaction of axial and flexural forces and like yielding dampers absorb the major part of the input energy. In this study, first, the hysteresis curve of arch segments made by ST37 steel was achieved using finite element software, ABAQUS. Then this damper was modeled in SAP software to create the same hysteresis curve. Then, 3, 6, and 9-story bare rigid frames and simple frames with arch segments were modeled and subjected to time-history analysis of 12 different earthquakes. Based on achieved results, maximum roof displacement and maximum story drifts of frames, in simple frames with arch segments compared to bare rigid frames in average reduced 22 and 8%, respectively. Also in simple frames with arch segments on average 46% of input energy was absorbed by arch segments that indicate the relatively good performance of this system.

Review History:

Received: 6/15/2019

Revised: 8/9/2020

Accepted: 11/13/2019

Available Online: 1/29/2021

Keywords:

Lateral load-carrying system

arch segments

rigid frame

time-history analysis

energy dissipation

1. INTRODUCTION

In recent years, due to the need for high-performance structures, vibration control of the structure has been considered by researchers. Metallic dampers are among the passive control devices whose mechanism is based on plastic deformations of steel [1] and due to their low cost and high reliability, they have been studied by many researchers. These types of dampers act like fuses, meaning they absorb input energy and prevent damage to the main members of the structure. The original idea of using yielding metal dampers in the structure was proposed in 1972 by Kelly et al. [2] and in 1974 by Skinner et al. [3].

Rigid frames are among the common lateral resisting systems which have high ductility. On the other hand, concentrically braced frames have good lateral stiffness, but due to the brace buckling, they have low ductility and energy dissipation capacity.

As mentioned earlier, one of the main problems of the bracing system was the brace buckling. Another approach suggested by the researchers to solve this problem was the use of crescent-shaped braces. In 2009, Trombetti et al. [4] introduced a new hysteretic member called the crescent-

shaped brace. In 2015, Palermo et al. [5] studied the crescent members alone and then conducted comprehensive experimental research in this regard [6]. In 2017, Kammouh et al. [7] also evaluated the performance of crescent members and their application in multi-story structures with shear performance. The idea of using metal handles in the corners of the frame and between the beams and columns [8] was introduced after the 1994 earthquake to repair rigid steel frames.

In 2017, Hsu and Halim [9] proposed the use of curved dampers. The curved dampers are cut from steel plates. This type of damper, as in Fig. 1., due to the presence of eccentricity, yields axial and flexural forces and dissipates the incoming energy. They used this damper in the corners of the frame with semi-rigid joints as depicted in Fig. 1., and showed through numerical and experimental study that the stiffness, strength, performance, and energy dissipation of these frames are significantly improved.

In this research, for the first time, the idea of using arch-shaped corner brace segments in frames with simple joints is investigated and the performance of the proposed system compared to conventional rigid frames is evaluated using time-history analysis in multi-story frames. For this purpose,



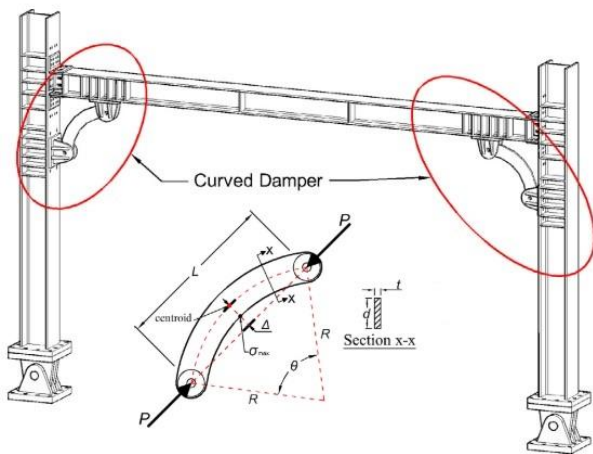


Fig. 1. Application of curved dampers in frames with semi-rigid joints [9]

first, the hysteresis curve of the arch segment is obtained using ABAQUS [10] finite element software and then these parts are modeled in SAP software using the curve obtained from ABAQUS software. Finally, multi-story rigid frames and simple frames with arch segments are modeled in SAP [11] software and subjected to time-history dynamic analysis.

2. ARCH SEGMENTS MODELING AND VALIDATION

To start modeling, the first arch segment was modeled in ABAQUS finite element software. The “solid-3D” element was used to model this member and was subjected to quasi-static analysis. To validate the results obtained from ABAQUS software, the arch segment hysteresis curve in the experimental work of Hsu and Halim [12] was obtained using the software and compared to the experimental curve. The arch member was then modeled alone using nonlinear links in SAP software. The results obtained from ABAQUS software were used for modeling. Cyclic curves were extracted for each of the links. The model whose results most closely resembled the ABAQUS model, the “Wen” model, was selected for the rest of the study.

3. MODELING AND ANALYSIS OF FRAMES IN SAP SOFTWARE

In the continuation of this study, rigid frames and simple frames with arch segments are modeled in SAP software. The modeled frames have 3, 6 and 9 stories with a height of 3 meters and 3 spans of 4 meters. For this purpose, first the rigid frames are modeled and according to the 2800 standard and assuming the type III soil and the zone with very high relative seismic risk, the initial sections for use in the frames are obtained by determining the seismic forces by the statically equivalent method. Then, each frame is modeled with simple joints and arch segments as in shown in Figure 2. In modeling of the frames, plastic joints were used by ASCE 41-13 [13] for beams and columns. The six frames are then studied using time-history analysis with 12 different earthquake records. In the time-history analysis used, to consider the nonlinear behavior of the defined plastic joints, the direct integration

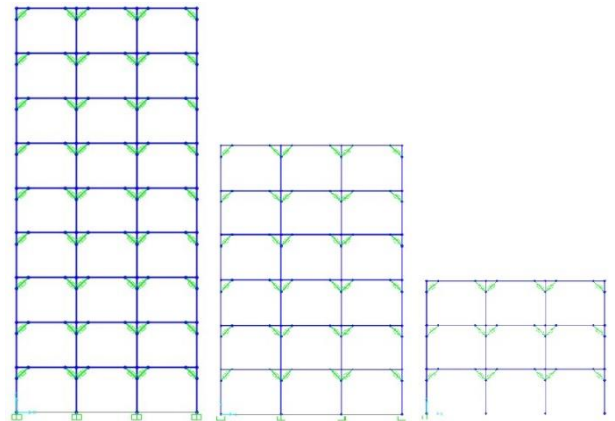


Fig. 2. Modeling for simple frames with arch corner brace members

solution method is used.

After analysis, roof displacement, relative story displacement percentage, energy applied to the frame, and energy dissipated by arch segments are extracted for all six frames under different earthquakes, and in the case of a single rigid frame and simple frame with arch segments, are compared.

4. CONCLUSIONS

Rigid frames have high ductility but due to low lateral stiffness during large earthquakes show large displacements that are not desirable. Also, in rigid frames, the beam-to-column connection area is a critical area that often fails when lateral loads are applied. In this paper, the performance of steel frames is improved by the yielding of arch-shaped corner brace members cut from steel plates. For this purpose, first, the hysteresis curve of the desired arch member with ST37 steel was obtained using ABAQUS finite element software and then this member was modeled in SAP software by matching the obtained hysteresis curve. Then, the 3, 6, and 9-story rigid frames and the corresponding simple frames with the arch members were modeled and subjected to dynamic analysis using the time history of different earthquakes.

Based on the obtained results, the simple frame with arch segments has a more desirable seismic performance than the rigid frame alone. In this study, the parameters of maximum roof displacement, maximum relative story displacement percentage, and input energy and energy dissipation rate by arch segments were investigated. According to the obtained results, the maximum displacement of the roof and the relative displacement of the stories were reduced by 22 and 8% on average in the simple frames with arch segments compared to the single rigid frames, respectively. The results also showed that in simple frames with arch segments, on average 46% of the input energy is dissipated by arch members.

REFERENCES

- [1] T.T. Soong, G.F. Dargush, Passive energy dissipation systems in structural engineering, (1997).
- [2] J.M. Kelly, R.I. Skinner, A.J. Heine, Mechanisms of energy

- absorption in special devices for use in earthquake resistant structures, *Bulletin of NZ Society for Earthquake Engineering*, 5(3) (1972) 63-88.
- [3] R.I. Skinner, J.M. Kelly, A.J. Heine, Hysteretic dampers for earthquake-resistant structures, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 3(3) (1974) 287-296.
- [4] T. Trombetti, S. Silvestri, G. Gasparini, I. Ricci, Stiffness-Strength-Ductility-Design Approaches for Crescent Shaped Braces, *The open construction and building technology journal*, 3(1) (2009).
- [5] M. Palermo, S. Silvestri, G. Gasparini, T. Trombetti, Crescent shaped braces for the seismic design of building structures, *Materials and Structures*, 48(5) (2015) 1485-1502.
- [6] M. Palermo, L. Pieraccini, A. Dib, S. Silvestri, T. Trombetti, Experimental tests on Crescent Shaped Braces hysteretic devices, *Engineering Structures*, 144 (2017) 185-200.
- [7] O. Kammouh, S. Silvestri, M. Palermo, G.P. Cimellaro, Performance-based seismic design of multistory frame structures equipped with crescent-shaped brace, *Structural Control and Health Monitoring*, 25(2) (2018) e2079.
- [8] C.-M. Uang, D. Bondad, C.-H. Lee, Cyclic performance of haunch repaired steel moment connections: experimental testing and analytical modeling, *Engineering Structures*, 20(4-6) (1998) 552-561.
- [9] H.L. Hsu, H. Halim, Improving seismic performance of framed structures with steel curved dampers, *Engineering Structures*, 130 (2017) 99-111.
- [10] ABAQUS, Analysis user's manual, in, Version, 2017.
- [11] CSI, "SAP2000 Integrated Software for Structural Analysis and Design," Computers and Structures Inc., Berkeley, California.
- [12] H.L. Hsu, H. Halim, Brace performance with steel curved dampers and amplified deformation mechanisms, *Engineering Structures*, 175 (2018) 628-644.
- [13] R. Pekelnicky, S.D. Engineers, S. Chris Poland, N.D. Engineers, ASCE 41-13: Seismic Evaluation and Retrofit Rehabilitation of Existing Buildings, in: *Proceedings, SEAOC 2012 Convention*, 2012.

HOW TO CITE THIS ARTICLE

N. Abbasmaram, S.M. Zahrai, *Numerical study of arch corner brace segments in simple steel frames to provide seismic resisting system*, *Amirkabir J. Civil Eng.*, 53(2) (2021) 159-162.

DOI: [10.22060/ceej.2021.16557.6267](https://doi.org/10.22060/ceej.2021.16557.6267)





مطالعه‌ی عددی مهارهای زانویی قوسی شکل برای تأمین سیستم باربر لرزه‌ای در گوشه‌های قاب ساده فولادی

نیما عباس‌مرام^۱، سید مهدی زهرائی^{۲*}

^۱ دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تهران، تهران، ایران
^۲ استاد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تهران، تهران، ایران

تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۳۹۸/۰۳/۲۵

بازنگری: ۱۳۹۹/۰۵/۱۹

پذیرش: ۱۳۹۹/۱۰/۱۹

ارائه آنلاین: ۱۳۹۹/۱۱/۱۰

کلمات کلیدی:

سیستم باربر جانبی
قطعات زانویی کمانی
قاب خمشی
تحلیل تاریخچه زمانی
اتلاف انرژی

خلاصه: قاب‌های مهاربندی شده و خمشی، سیستم‌هایی هستند که برای مقابله با بارهای جانبی مورد استفاده قرار می‌گیرند. قاب‌های مهاربندی متداول در مقایسه با قاب‌های خمشی دارای سختی جانبی بالایی بوده اما شکل‌پذیری پایینی دارند. قاب‌های خمشی دارای شکل‌پذیری بالایی بوده اما به علت سختی جانبی کم به هنگام زلزله تغییر مکان‌های بزرگی از خود نشان می‌دهند که مطلوب نیست. علاوه بر این در قاب‌های خمشی ناحیه اتصال تیر به ستون، یک ناحیه بحرانی است که اغلب در هنگام اعمال بارهای جانبی دچار خرابی می‌شود. در این تحقیق با استفاده از استقرار مهارهای زانویی کمانی شکل بریده شده از ورق فولادی در گوشه قاب‌های ساده و تسلیم آن‌ها، با ایجاد یک سیستم باربر جانبی مناسب توسط این قطعات، بهبود عملکرد لرزه ای این قاب‌های فولادی بررسی می‌شود. این قطعات به علت وجود خروج از مرکزیت موجود، به صورت اندرکنشی از نیروی محوری و لنگر خمشی تسلیم شده و مشابه یک میراگر جاری شونده، انرژی ورودی را مستهلک می‌کنند. در این مطالعه، ابتدا منحنی هیستریزس قطعات کمانی شکل با فولاد ST37، با استفاده از نرم‌افزار اجزای محدود آباکوس به دست آمد و سپس این عضو کمانی با تطابق منحنی هیستریزس به دست آمده، در نرم‌افزار SAP مدل‌سازی گردید. در ادامه قاب‌های خمشی ۳، ۶ و ۹ طبقه و قاب‌های ساده مشابه به همراه قطعات کمانی، مدل‌سازی شده و تحت تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی رکورد زلزله‌های مختلف قرار گرفتند. بر اساس نتایج به دست آمده، حداکثر جابه‌جایی بام و جابه‌جایی نسبی طبقات، در حالت قاب ساده به همراه قطعات قوسی نسبت به حالت قاب خمشی تنها، به طور میانگین، به ترتیب ۲۲ و ۸ درصد کاهش یافت. همچنین در قاب‌های ساده به همراه قطعات کمانی، به طور میانگین ۴۶ درصد انرژی ورودی توسط این قطعات مستهلک شده که حاکی از عملکرد نسبی خوب این سیستم می‌باشد.

۱- مقدمه

فولاد می‌باشد [۱] و به علت هزینه‌ی پایین و قابلیت اطمینان بالا، مورد توجه محققان زیادی قرار گرفته‌اند. این نوع میراگرها مانند فیوز عمل می‌کنند، یعنی انرژی ورودی را جذب کرده و مانع خرابی اعضای اصلی سازه می‌شوند. هندسه و نوع مصالح این میراگرها، نقش عمده‌ای در راندمان و کارایی آن‌ها دارند. از این رو تحقیقات مختلفی برای بهینه‌سازی این نوع میراگرها انجام گرفته است [۱]. ایده اولیه استفاده از میراگرهای فلزی تسلیم شونده در سازه، در سال ۱۹۷۲ توسط کارهای کلی و همکارانش [۲] و در سال ۱۹۷۴ توسط کارهای اسکینر و همکارانش [۳] مطرح شد.

در سال‌های اخیر، به علت نیاز به سازه‌هایی با عملکرد بالا، کنترل ارتعاشات سازه مورد توجه محققین قرار گرفته است. کنترل ارتعاشات به سه دسته: کنترل فعال، نیمه فعال و غیرفعال تقسیم‌بندی می‌شود. کاربرد کنترل غیرفعال به علت عدم نیاز به منبع انرژی و قابلیت اطمینان نسبتاً بالا، بسیار متداول می‌باشد. میراگرهای فلزی جاری شونده، یکی از انواع این قطعات مستهلک کننده کنترل غیرفعال می‌باشد که مکانیسم عمل آن بر اساس تغییر شکل‌های غیرارتجاعی

* نویسنده عهده‌دار مکاتبات: mzahrai@ut.ac.ir



قاب‌های خمشی از سیستم‌های رایج باربر جانبی و دارای شکل‌پذیری بالایی هستند. برای افزایش سختی این قاب‌ها و پرهیز از خرابی‌های ناحیه اتصال که بحرانی‌ترین ناحیه در این نوع سیستم می‌باشد، محققان کارهای زیادی پیشنهاد داده‌اند که بعضی از آن‌ها نیز تجاری شده‌است. یکی از ایده‌هایی که در کنار مهاربندهای شورن برای اتلاف انرژی و افزایش سختی در این نوع سیستم مورد توجه محققان قرار گرفته است، میراگرهای صفحات خمشی جاری شونده ADAS و TADAS بوده است. در سال ۱۹۹۱، ویتاکر و همکاران [۴] کارهای آزمایشگاهی بر روی میراگرهای ADAS انجام دادند. نتایج آن‌ها نشان داد که با استفاده از این نوع میراگر و ترکیب قاب‌های خمشی و شورن، می‌توان به یک قاب با سختی مناسب و ظرفیت اتلاف انرژی بالا دست یافت. آن‌ها همچنین روشی برای طراحی قاب‌هایی با این نوع میراگر ارائه دادند. در سال ۱۹۹۳، تسای و همکاران [۵] مطالعات عددی و آزمایشگاهی بر روی میراگرهای صفحات مثلثی TADAS انجام دادند. نتایج آن‌ها نشان داد که میراگرهایی که ورق‌های آن‌ها به خوبی جوش شده باشد می‌توانند بدون تنزل سختی و مقاومت، چرخه‌های بارگذاری زیادی را تحمل کنند. ایشان همچنین بر اساس مطالعاتشان، روشی برای طراحی ساختمان‌های دارای میراگر صفحه مثلثی، ارائه دادند.

قاب‌های مهاربندی شده، در اوایل قرن بیستم برای مقابله با نیروی جانبی استفاده می‌شدند. پس از چندین سال، محققان به فکر استفاده از این نوع قاب‌ها برای مقابله با بار جانبی زلزله افتادند. در ابتدا از نوع همگرای این نوع قاب‌ها استفاده می‌شد. قاب‌ها با مهاربندی همگرای دارای سختی مناسبی می‌باشند اما به دلیل کماتش مهاربند، دارای شکل‌پذیری و ظرفیت اتلاف انرژی پایینی هستند. به همین خاطر، در سال‌های بعدی استفاده از قاب با مهاربندی واگرا مطرح شد. کارهای پوپوف و همکاران [۶-۸] نشان‌دهنده رفتار بهتر این نوع قاب‌ها هستند. در قاب‌های واگرای پیشنهادی اولیه، تیر پیوند که وظیفه عمده اتلاف انرژی را به عهده دارد، قسمتی از تیر اصلی است. در این نوع قاب‌ها، پس از خرابی تیر پیوند، تعویض آن همراه با دشواری و صرف وقت و هزینه می‌باشد. از این رو ایده‌های مختلفی برای بهبود این سیستم مطرح گردید.

در سال ۱۹۸۶، اوچوا [۹] یک سیستم مهاربندی جدیدی به نام سیستم مهاربندی زانویی را پیشنهاد داد. این سیستم از یک عضو

زانویی که در گوشه قاب به تیر و ستون وصل می‌شود و یک مهاربند قطری تشکیل می‌شد. در این سیستم با ایجاد مفصل پلاستیک در دو انتهای عضو زانویی و در محل اتصال آن به مهاربند، انرژی زلزله مستهلک می‌شود. ولی ایرادی که در طرح اولیه این سیستم وجود داشت، این بود که مهاربند به صورت لاغر طراحی شده و امکان کماتش آن وجود داشت. به دلیل وجود ایراد مطرح شده برای طرح اولیه سیستم مهاربندی زانویی، در سال‌های ۱۹۹۰ تا ۱۹۹۱، بالندرا و همکارانش [۱۰، ۱۱] اصلاحاتی بر روی این سیستم انجام دادند تا از کماتش مهاربند جلوگیری شود. ایشان از طریق مطالعات عددی و آزمایشگاهی رفتار سیستم مهاربندی زانویی را مورد بررسی قرار دادند. نتایج آن‌ها نشان داد که در صورت طراحی درست این سیستم‌ها، می‌توان از آن‌ها رفتاری شکل‌پذیر تحت زلزله انتظار داشت [۱۰]. در تحقیق بعدی، آن‌ها یک مدل تحلیلی برای تعیین مشخصات اتلاف انرژی این سیستم ارائه داده و همچنین نشان دادند که رابطه لنگر-دوران عضو زانویی که از طریق منحنی تنش-کرنش دوخطی به دست آمد، دارای دقت بالایی می‌باشد [۱۱]. در سال ۱۹۹۷، بالندرا و همکارانش [۱۲] یک آزمایش شبه دینامیکی بر روی یک قاب دوطبقه با مهاربندی زانویی انجام دادند که نتایج آن‌ها یک رابطه تقریباً دوخطی بین تنش و کرنش برشی عضو زانویی را نشان می‌داد. در سال ۱۹۹۴، وتر و باوکمب [۱۳]، قاب‌هایی با تیر پیوند قائم را آزمایش کردند که رفتار و شکل‌پذیری مناسبی از خود نشان دادند. در سال ۲۰۰۶ زهرائی و مصلحی تبار [۱۴] مطالعاتی تحلیلی بر روی قاب‌هایی با تیر پیوند قائم انجام دادند. ایشان از طریق مدل‌سازی عددی، قاب‌هایی با پانل برشی را مدل‌سازی کردند. که نتایج آن‌ها، رفتار چرخه‌ای مناسب، پایدار و افزایش‌دهنده‌ای را نشان داد. همچنین آن‌ها نشان دادند که پانل‌های برشی با طول کوتاه دارای سختی بیشتر، منحنی‌های چرخه‌ای پایدارتر و ظرفیت اتلاف انرژی بیشتری هستند. آن‌ها در نهایت یک مدل ریاضی را برای ارزیابی سختی قاب‌های واگرا به همراه پانل برشی، ارائه دادند. در شکل ۳، قاب واگرا با تیر پیوند افقی و قائم نشان داده شده‌است.

در سال ۲۰۱۱، درینی و هاشمی [۱۵] استفاده از سیستم دوگانه در میراگرهای مثلثی شکل را پیشنهاد دادند. در این سیستم فواصل بین ورق‌ها به گونه‌ای تنظیم می‌شد که در زلزله‌های متوسط تعدادی از ورق‌ها تسلیم شده و در زلزله‌های شدیدتر ورق‌های بعدی نیز جاری

هلالی قرار داده شده در طبقه اول، به دلیل هندسه خاص خود، با رفتار چرخه‌ای متقارن و سخت‌شوندگی در گریزهای بالا (ناشی از اثرات غیرخطی هندسی) می‌تواند مانع از ناپایداری کلی ناشی از اثرات مرتبه دوم^۱ سازه، شوند.

در سال ۲۰۱۵ میلادی پالرمو و همکارانش [۲۲] خود اعضا هلالی را به‌تنهایی مورد تحقیق قرار داده و مطالعات عددی و آزمایشگاهی برای ارزیابی رفتار هندسی و مکانیکی غیرخطی آن‌ها انجام دادند. نتایج آن‌ها حاکی از ناهمبستگی سختی جانبی اولیه و مقاومت تسلیم اولیه، ظرفیت شکل‌پذیری قابل‌توجه و سخت‌شوندگی نهایی برای جلوگیری از خرابی ناشی از اثرات مرتبه دوم بود. در ادامه‌ی این تحقیق، برای تکمیل ارزیابی لرزه‌ای این اعضا پالرمو و همکارانش در سال ۲۰۱۷ میلادی [۲۳] مطالعات آزمایشگاهی جامعی در رابطه با اعضا هلالی انجام دادند. نتایج آزمایشگاهی آن‌ها، یافته‌های تحقیق قبلی را تأیید کرده و همچنین نشان داد که مهارهای هلالی می‌تواند جایگزین مناسبی برای مهارهای متداول و حتی مهاربندهای کمانش تاب باشد.

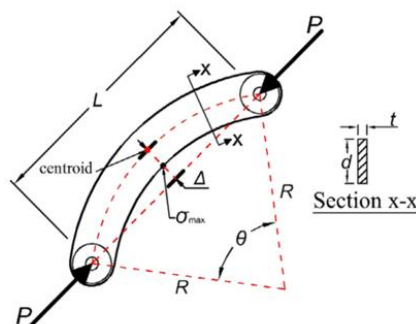
در سال ۲۰۱۷ میلادی عمر و همکارانش [۲۴] نیز عملکرد اعضا هلالی را مورد ارزیابی قرار داده و کاربرد آن در سازه‌های چندطبقه با عملکرد برشی را مورد بررسی قرار دادند. آن‌ها یک روش طراحی برای سازه‌های تجهیز شده با اعضا هلالی ارائه دادند و برای صحت سنجی روش خود، یک ساختمان دو طبقه بتنی جدید و یک ساختمان سه طبقه بتنی موجود را به همراه اعضا هلالی مدل‌سازی کردند. آن‌ها از تحلیل‌های تاریخچه زمانی و پوش آور، برای ارزیابی رفتار سازه‌های کنترل‌شده استفاده کردند. نتایج تحلیل‌ها نشان داد که در هر دو مورد، طیف ظرفیت شتاب-جابه‌جایی، مطابق با منحنی هدف عملکرد می‌باشد.

ایده استفاده از دستک‌های فلزی در گوشه قاب و بین تیر و ستون، پس از زلزله ۱۹۹۴ نرتریج برای ترمیم قاب‌های فولادی خمشی مطرح شد. در سال ۱۹۹۸ یوانگ و بونداد [۲۵] با استفاده از مدل‌های تحلیلی و آزمایشگاهی، عملکرد و رفتار چرخه‌ای این نوع اتصالات را بررسی کردند که نتایج آن‌ها حاکی از بهبود رفتار اتصالات بود. بعدها، ایده استفاده از ورق‌های سخت‌کننده فلزی برای ترمیم قاب‌های بتن‌آرمه نیز مطرح شد. در سال ۲۰۱۷ ترابی

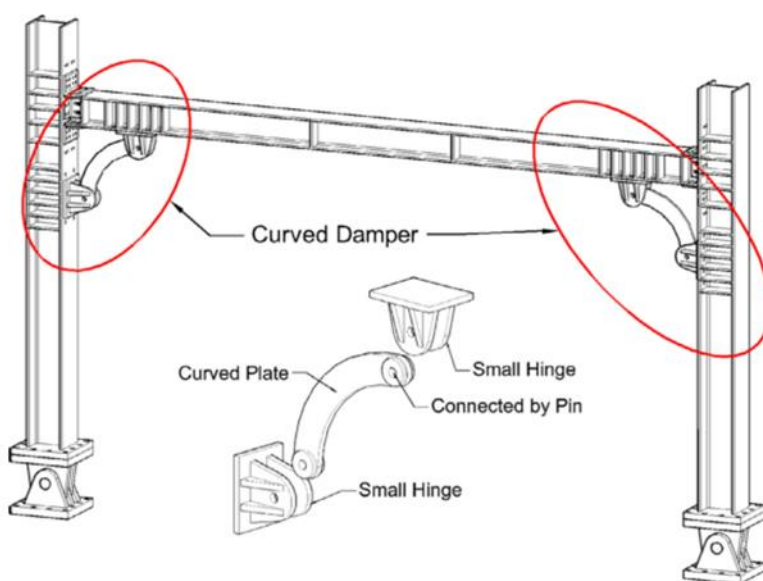
شوند. در سال ۲۰۱۲ میلادی، محمودی و عبدی [۱۶] با مطالعات عددی نشان دادند که ضرایب اصلاح پاسخ قاب‌های خمشی ویژه به همراه میراگرهای مثلثی، بیشتر از قاب خمشی ویژه تنها بوده و این ضرایب به میزان قابل‌توجهی به تعداد طبقات بستگی دارند. در سال ۲۰۱۱، سو و همکاران [۱۷] یک سیستم مهاربندی زانویی با رفتار متفاوتی را پیشنهاد دادند که در آن سیستم، عضو زانویی در حالت الاستیک باقی مانده و اتلاف انرژی در تیر طبقه رخ می‌داد. ایشان یک قاب خمشی و یک قاب با مهاربندی زانویی پیشنهادی را مدل‌سازی کردند. نتایج آنان نشان داد که تقاضای لرزه‌ای ایجادشده در ناحیه اتصال تیر به ستون در قاب پیشنهادی کمتر از قاب خمشی بوده و مقاومت و سختی قاب پیشنهادی نیز بیشتر از قاب خمشی می‌باشد. در سال ۲۰۱۳، زهرائی و وثوق [۱۸]، با مطالعات تحلیلی، یک سیستم کنترل دوسطحی با استفاده از مهاربند زانویی و پانل برشی را پیشنهاد دادند. در این سیستم هدف بر این بود که در زلزله‌های متوسط تیر پیوند تا میزانی جاری شده و در زلزله‌های شدیدتر با استفاده از متوقف‌کننده‌هایی جلوی تغییر شکل تیر پیوند گرفته شده و عضو زانویی شروع به جاری شدن کند. در سال ۲۰۱۴، زهرائی و جلالی [۱۹] مطالعات تحلیلی و آزمایشگاهی جامعی بر روی قاب‌های مهاربندی زانویی شکل‌پذیر انجام دادند. آن‌ها دو نمونه قاب با مهاربندی زانویی را ساخته و عملکرد چرخه‌ای آن‌ها را مورد بررسی قرار دادند. نتایج آن‌ها حداکثر میرایی ۲۳ درصد قبل از خرابی را نشان داد. آن‌ها همچنین مدل تحلیلی ساده‌شده‌ای را برای رفتار دوخطی قاب با مهاربندی زانویی ارائه دادند.

همان‌طور که قبلاً نیز به آن اشاره شد، یکی از مشکلات اصلی سیستم مهاربندی، کمانش مهاربند بود. یکی دیگر از رویکردهایی که محققان برای رفع این مشکل پیشنهاد دادند، استفاده از مهارهای هلالی شکل بود. ترامبتی و همکارانش در سال ۲۰۰۹ میلادی [۲۰] در چارچوب طراحی بر مبنای سختی، مقاومت و شکل‌پذیری، عضو هیسترتیک جدیدی تحت عنوان مهار هلالی شکل را معرفی کردند. این سیستم جدید قادر به تعیین اهداف چندگانه طراحی لرزه‌ای، در رابطه با مقاومت، سختی و شکل‌پذیری بود. آن‌ها سپس، قابلیت اعضا هلالی شکل را با استفاده از به‌کارگیری آن‌ها در یک قاب ۵ طبقه فولادی طراحی‌شده بر اساس مفهوم جداسازی بر اساس طبقه اول نرم [۲۱]، نشان دادند. همچنین نتایج آن‌ها حاکی از آن بود که اعضا

1 P-delta



شکل ۱. نحوه عملکرد میراگر منحنی شکل [۲۷]
Fig. 1. Performance of a curved damper [27]



شکل ۲. به کارگیری میراگر منحنی شکل در قاب‌های خمشی با اتصالات نیمه صلب [۲۷]
Fig. 2. Application of curved dampers in frames with semi-rigid joints [27]

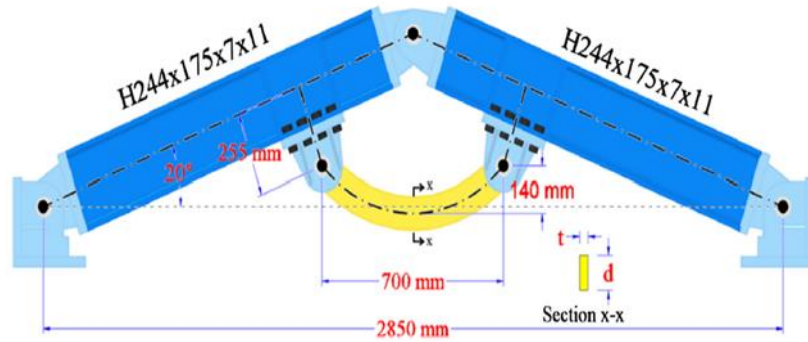
نیمه صلب به کار برده و از طریق کارهای عددی و آزمایشگاهی نشان دادند که سختی، مقاومت، عملکرد و میزان اتلاف انرژی این قاب‌ها به‌طور قابل توجهی بهبود می‌یابد.

همچنین در سال ۲۰۱۸، سو و هلیم [۲۸]، با استفاده از میراگر منحنی شکل، مهاربند جدیدی را معرفی کرده و با استفاده از کارهای آزمایشگاهی، نشان دادند که سیستم پیشنهادی دارای میرایی ویسکوز معادلی برابر با ۲۶ تا ۳۶/۶ درصد بوده و بدون وقوع کمانش، قادر به تحمل ۵ درصد جابه‌جایی نسبی طبقه است. مهاربند پیشنهادی سو و هلیم در شکل ۳ نشان داده شده‌است.

در این تحقیق برای اولین بار ایده استفاده از قطعات زانویی کمانی در گوشه‌های قاب با اتصالات مفصلی بررسی شده و عملکرد سیستم پیشنهادی با استفاده از تحلیل‌های تاریخچه زمانی در قاب‌های

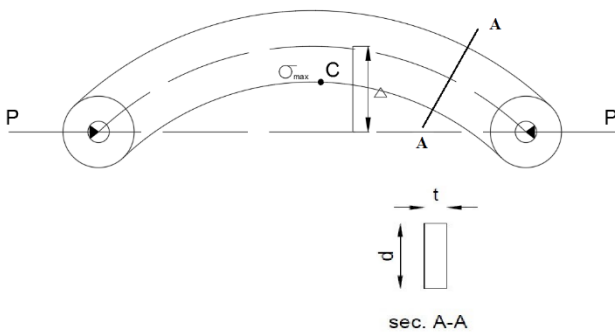
و ماهری [۲۶] استفاده از دستک‌های فلزی برای ترمیم قاب‌های بتن‌آرمه را مورد بررسی آزمایشگاهی قرار دادند. آن‌ها اتصالات بتنی را تحت بارگذاری قرار داده پس از خرابی با استفاده از مواد اپوکسی و دستک‌های فلزی این اتصالات را ترمیم کرده و دوباره مورد آزمایش قرار دادند. نتایج آن‌ها حاکی از آن بود که عملکرد این نوع اتصالات حتی بهتر از قبل نیز می‌شود.

اما در سال ۲۰۱۷، سو و هلیم [۲۷] میراگرهای منحنی شکل را پیشنهاد دادند. این نوع میراگرها از قطعات فولادی که به‌صورت منحنی شکل از ورق‌های فولادی بریده می‌شود، تشکیل می‌شوند. این نوع میراگر همانند شکل ۱، به دلیل وجود خروج از مرکزیت به صورت محوری و خمشی تسلیم شده و انرژی وارده را مستهلک می‌کند. آن‌ها این میراگر را همانند شکل ۲ در گوشه‌های قاب خمشی با اتصالات



شکل ۳. مهاربند پیشنهادی توسط سو و هلیم [۲۸]

Fig. 3. The brace suggested by Hsu and Halim [28]



شکل ۴. محل تنش حداکثر در عضو کمانی

Fig. 4. The place of maximum stress in the arch segment

$$\sigma_{max} = \frac{(P\Delta) \times \left(\frac{d}{2}\right)}{\left(\frac{td^3}{12}\right)} + \frac{P}{dt}$$

با ساده‌سازی آن، رابطه بین نیروی محوری و حداکثر تنش ایجادشده در عضو و بالعکس به دست می‌آید:

$$\sigma_{max} = P \times \left(\frac{6\Delta+d}{dt^2}\right) \quad (2)$$

$$P = \frac{d^2t}{6\Delta+d} \times \sigma_{max} \quad (3)$$

و اگر به جای تنش حداکثر، تنش تسلیم مصالح قرار داده شود، رابطه نیروی تسلیم عضو به دست می‌آید:

چند طبقه، در مقایسه با قاب‌های خمشی متداول مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. بدین منظور ابتدا منحنی هیستریزس مقاطع کمانی شکل با استفاده از نرم‌افزار اجزای محدود آباکوس برای فولاد ST37 به دست آمده و سپس این مقاطع با استفاده از منحنی به دست آمده از نرم‌افزار آباکوس، در نرم‌افزار SAP مدل‌سازی می‌شوند. به منظور صحت‌سنجی نتایج حاصل از نرم‌افزار آباکوس، منحنی هیستریزس مقاطع کمانی مزبور با مشخصات فولاد استفاده‌شده در کار آزمایشگاهی سو و هلیم [۲۸]، با استفاده از نرم‌افزار به دست آمده و با منحنی آزمایشگاهی مقایسه می‌گردد. در نهایت، قاب‌های خمشی ۳، ۶ و ۹ طبقه و قاب‌های ساده به همراه مقاطع کمانی، در نرم‌افزار SAP مدل‌سازی شده و تحت تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی ۱۲ رکورد زلزله مختلف قرار می‌گیرند.

۲- معادلات حاکم بر رفتار عضو کمانی

مطابق با شکل ۴ اگر بار P به عضو کمانی وارد شود، حداکثر تنش ایجادشده در نقطه C خواهد بود که مطابق با رابطه‌ی ۱ برابر با تنش حاصل از خمش و فشار می‌باشد [۲۷].

$$\sigma_{max} = \frac{M \times \left(\frac{d}{2}\right)}{I} + \frac{P}{A} \quad (1)$$

با جایگذاری حاصل‌ضرب نیروی محوری در خروج از مرکزیت عضو به جای لنگر و مقادیر ممان اینرسی و سطح مقطع عضو در رابطه بالا، رابطه‌ی زیر به دست می‌آید:

به نحوه مدل سازی مشخصات مصالح در نرم افزار، تحلیل انجام گرفته در نرم افزار تا کرنش ۰/۲ قابل قبول بوده و در تحلیل انجام گرفته در نرم افزار، عدم تجاوز از کرنش مذکور در طول فرآیند تحلیل صحت سنجی گردید. مشخصات هندسی میراگر مدل سازی شده مطابق با شکل ۱ و جدول ۱ می باشد. در رابطه با پارامترهای ذکر شده در جدول ۱، مطابق با شکل ۴ منظور از t ، ضخامت، d ، ارتفاع مقطع، Δ ، خروج از مرکزیت و L ، طول (فاصله مستقیم دو انتهای) عضو کمانی است. برای مدل سازی این میراگر از المان solid استفاده گردید. میراگر همانند شکل ۶ مدل سازی شده و تحت تحلیل شبه استاتیکی قرار گرفت. برای انجام این تحلیل یک سر میراگر بسته شده و سر دیگر آن را تحت جابه جایی چرخه ای مطابق با نمودار شکل ۷ قرار گرفت. منحنی هیستریزس به دست آمده، در شکل ۸ آمده است. در شکل ۸، منظور از جابه جایی، جابه جایی دو انتهای عضو نسبت به یکدیگر در راستای خط مستقیم واصل دو انتهای عضو و منظور از نیرو، نیروی ایجاد شده در راستای جابه جایی است. همان طور که در شکل ۸ مشاهده می شود، در ناحیه کششی سختی پس از تسلیم عضو افزایش یافته ولی در فشار کاهش می یابد

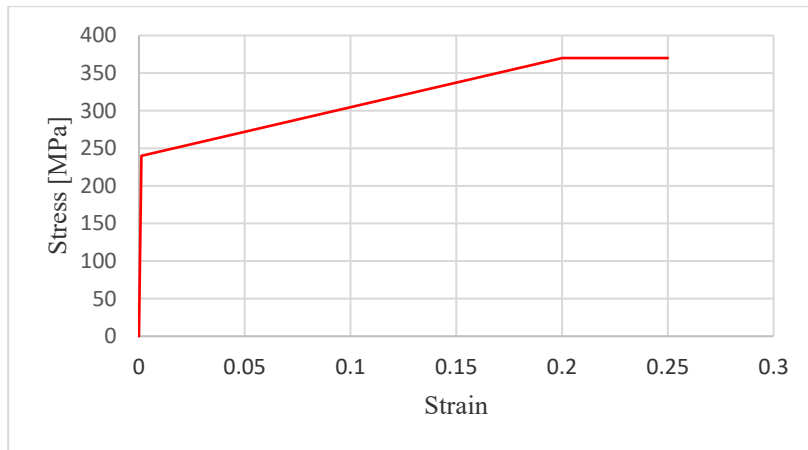
$$P_y = \frac{d^2 t}{6\Delta + d} \times \sigma_y \quad (4)$$

با توجه به رابطه بالا، نیروی تسلیم عضو، علاوه بر ارتفاع مقطع (d)، ضخامت مقطع (t) و تنش تسلیم مصالح (σ_y)، که پارامترهای تقریباً ثابتی در بارگذاری هستند، به خروج از مرکزیت عضو کمانی (Δ) نیز بستگی دارد. خروج از مرکزیت عضو در بارگذاری کششی و به خصوص بعد از تسلیم عضو، کاهش یافته و انتظار می رود که موجب افزایش سختی پس از تسلیم آن شود و بالعکس در بارگذاری فشاری، خروج از مرکزیت عضو افزایش یافته و منجر به کاهش سختی پس از تسلیم عضو شود. این موضوع در ادامه در نتایج مطالعات عددی مورد بررسی قرار می گیرد.

۳- مدل سازی قطعات کمانی و صحت سنجی

۳-۱- مدل سازی در نرم افزار آباکوس

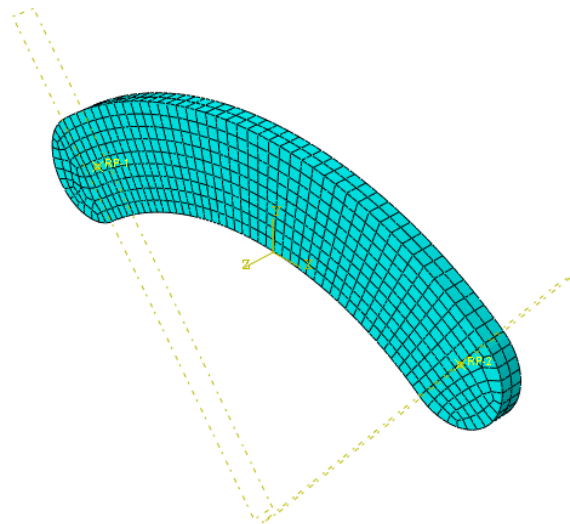
به منظور شروع مدل سازی، ابتدا قطعه کمانی شکل، در نرم افزار اجزای محدود آباکوس مدل سازی شد. فولاد به کار گرفته شده در این تحقیق از نوع فولاد ST37 بوده و نمودار تنش کرنش آن، مطابق با شکل ۵، سه خطی، با سخت شونده گی ترکیبی در نظر گرفته شده است. با توجه



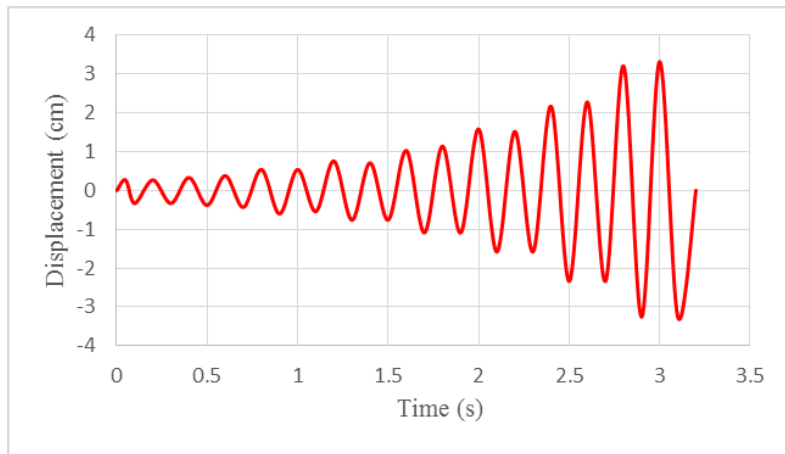
شکل ۵. منحنی تنش-کرنش فولاد استفاده شده در مدل سازی
Fig. 5. Stress-strain curve of steel used in the modeling

جدول ۱. مشخصات هندسی میراگر مدل سازی شده
Table 1. Geometric properties of modeled dampers

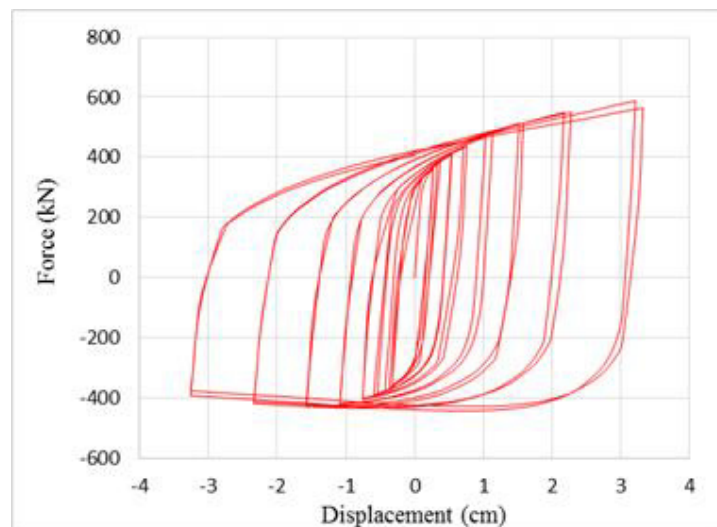
L (mm)	Δ (mm)	d (mm)	t (mm)
۶۰۰	۱۰۰	۱۴۰	۳۰



شکل ۶. مدل ساخته شده در نرم افزار آباکوس
Fig. 6. Model built in ABAQUS software



شکل ۷. جابه جایی چرخه ای مورد استفاده در تحلیل بر اساس پروتکل FEMA 461 [۲۹]
Fig. 7. Cyclic displacement used in the analysis based on the FEMA 461 protocol [29]

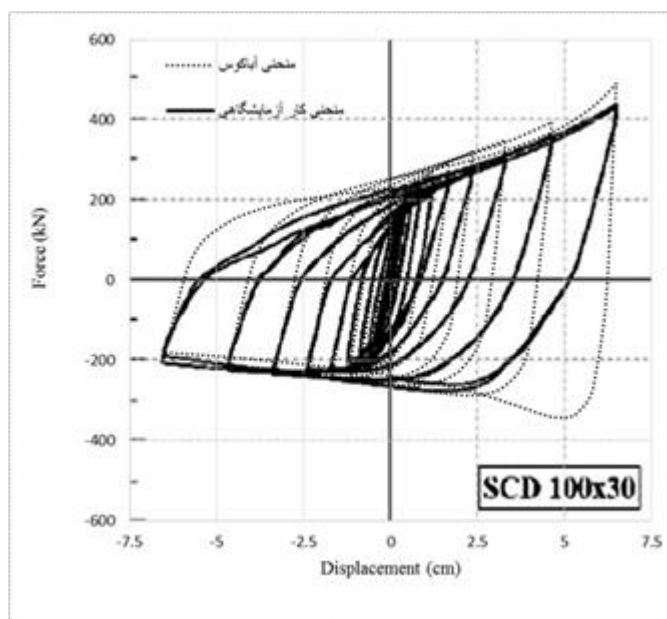


شکل ۸. منحنی هیستریزیس میراگر با فولاد ST37
Fig. 8. Hysteresis curve of the damper with ST37 steel

جدول ۲. مشخصات قطعه کمائی مورد آزمایش در کار آزمایشگاهی سو و هلیم [۲۸]

Table 2. Details of the arch segment tested in the experimental study of Hsu and Halim [28]

σ_u (MPa)	σ_y (MPa)	t (cm)	d (cm)	Δ (cm)	L (cm)
۵۲۷	۳۷۰	۳	۱۰	۱۴	۷۰



شکل ۹. مقایسه منحنی به دست آمده از نرم افزار آباکوس با منحنی به دست آمده از کار آزمایشگاهی [۲۸]

Fig. 9. Comparison of the curve obtained from ABAQUS software with that obtained from the experimental study

جانبی با فعال کردن گزینه مربوط به در نظر گرفتن «تغییر شکل های بزرگ» در بخش تحلیل نرم افزار، منظور گردیده و از عضو با ابعاد مناسب به منظور عدم کمانش جانبی استفاده شده است.

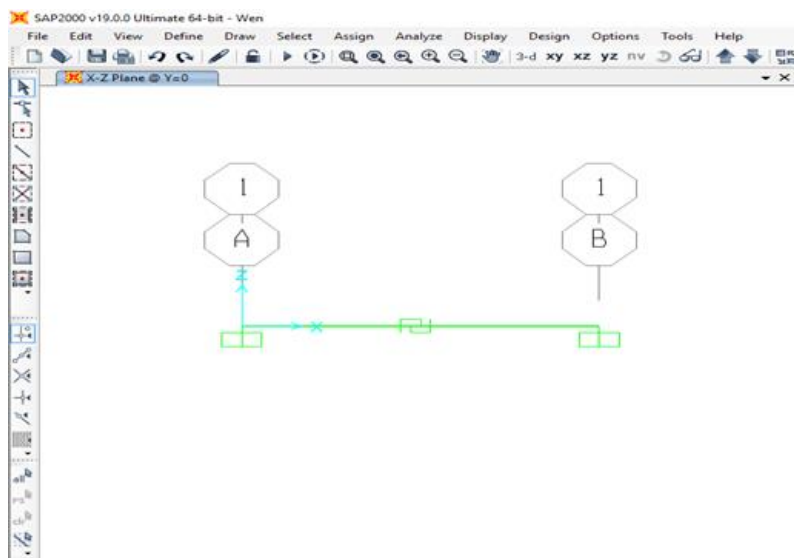
۳-۲- مدل سازی در نرم افزار SAP

در این تحقیق ابتدا خود میراگر به تنهایی با استفاده از لینک های غیر خطی موجود در نرم افزار SAP همانند شکل ۱۰، مدل سازی شد. برای مدل سازی از نتایج به دست آمده از نرم افزار آباکوس، استفاده شد. نمودارهای چرخه ای برای هر یک از لینک ها استخراج گردید. مدلی که نتایج آن بیشترین تشابه را با مدل آباکوس داشت، یعنی مدل Wen، برای ادامه کار انتخاب گردید. مقایسه نتایج به دست آمده از مدل Wen با مدل آباکوس، در شکل ۱۱ نشان داده شده است. همان طور که در شکل ۱۱ نشان داده شده است، منحنی به دست آمده

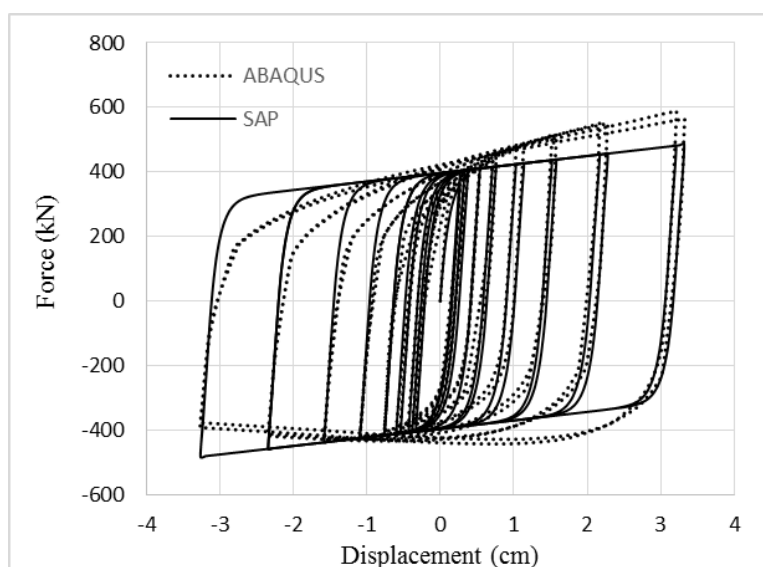
که این موضوع در راستای تأیید مطالب گفته شده در بخش معادلات حاکم بر عضو کمائی است.

به منظور صحت سنجی نتایج حاصل از نرم افزار آباکوس، منحنی هیستریزس قطعه کمائی با مشخصات مطابق جدول ۲ در کار آزمایشگاهی سو و هلیم [۲۸]، با استفاده از نرم افزار به دست آمده و با منحنی آزمایشگاهی مقایسه گردید. مقایسه منحنی به دست آمده و منحنی کار آزمایشگاهی، در شکل ۹ نشان داده شده است.

همان طور که در شکل ۹ می توان دید، نتایج به دست آمده از نرم افزار آباکوس تا حدودی هم خوانی مناسبی با نتایج کار آزمایشگاهی انجام گرفته، دارد. تفاوت موجود در دو منحنی می تواند ناشی از اختلاف احتمالی منحنی تنش- کرنش دقیق مصالح آزمایشگاهی، نحوه بارگذاری و به خصوص لغزش های اجتناب ناپذیر در حین آزمایش باشد. شایان ذکر اینکه در مدل سازی های انجام گرفته در نرم افزار آباکوس، اثر کمانشی



شکل ۱۰. میراگر مدل سازی شده در SAP با استفاده از لینک Wen
 Fig. 10. Damper modeled in SAP using the Wen link



شکل ۱۱. مقایسه منحنی های به دست آمده از نرم افزار SAP و آباکوس
 Fig. 11. Comparison of the curves obtained from SAP and ABAQUS programs

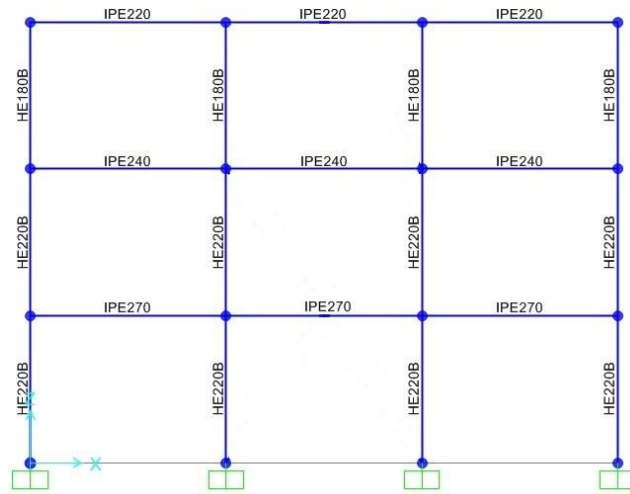
۴- مدل سازی و تحلیل قابها

در این تحقیق قاب خمشی و قاب ساده به همراه میراگر در نرم افزار SAP، مدل سازی شده است. قاب های مدل سازی شده دارای ۳، ۶ و ۹ طبقه با ارتفاع ۳ متری و ۳ دهانه ۴ متری هستند. بدین منظور ابتدا قاب های خمشی مدل سازی شده بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ و با فرض خاک نوع III و پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد، مقاطع اولیه برای استفاده در قابها با تعیین نیروهای زلزله به روش استاتیکی

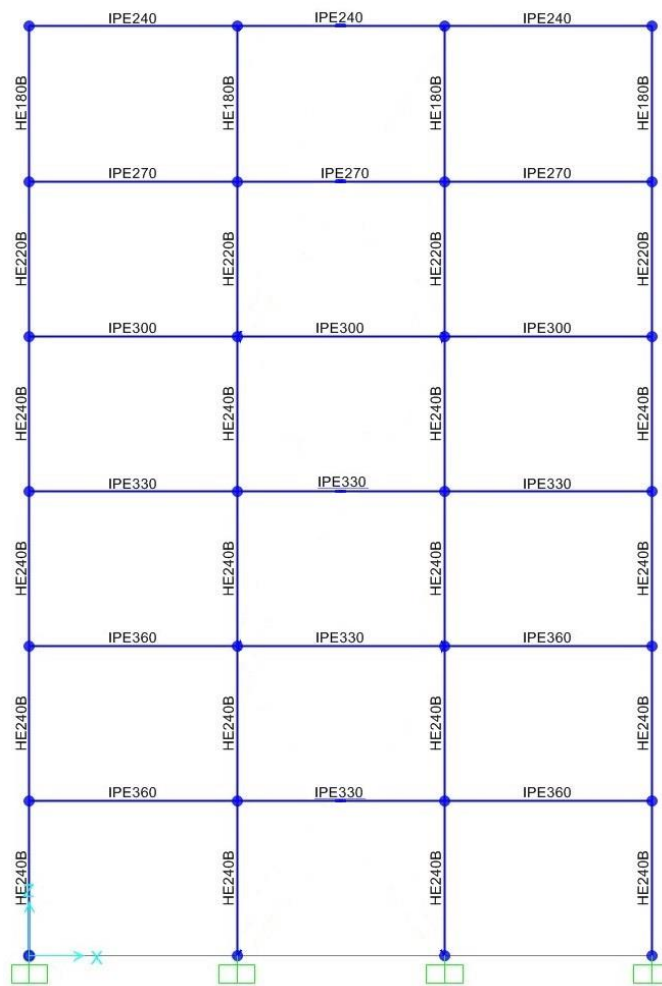
تا حد امکان، به میزان نسبتاً قابل قبولی شبیه به منحنی به دست آمده از نرم افزار آباکوس می باشد. در این تحقیق از لینک Wen برای مدل سازی استفاده گردید و در این لینک نمی توان رفتار متفاوت در فشار و کشش برای عضو در نظر گرفت. ولی از آنجاکه در هر قاب دو عدد از این عضوهای کمّانی موجود بوده و زمانی که یکی در فشار باشد، دیگری در کشش است، رفتار قاب در واقعیت متقارن بوده و متقارن فرض کردن رفتار عضو در پاسخ کلی قاب تأثیر قابل توجهی ندارد.

مورد استفاده در قاب‌ها، در شکل‌های ۱۲ الی ۱۴ نشان داده شده است. در این مقاله، هدف مقایسه عملکرد سیستم پیشنهادی (قاب ساده

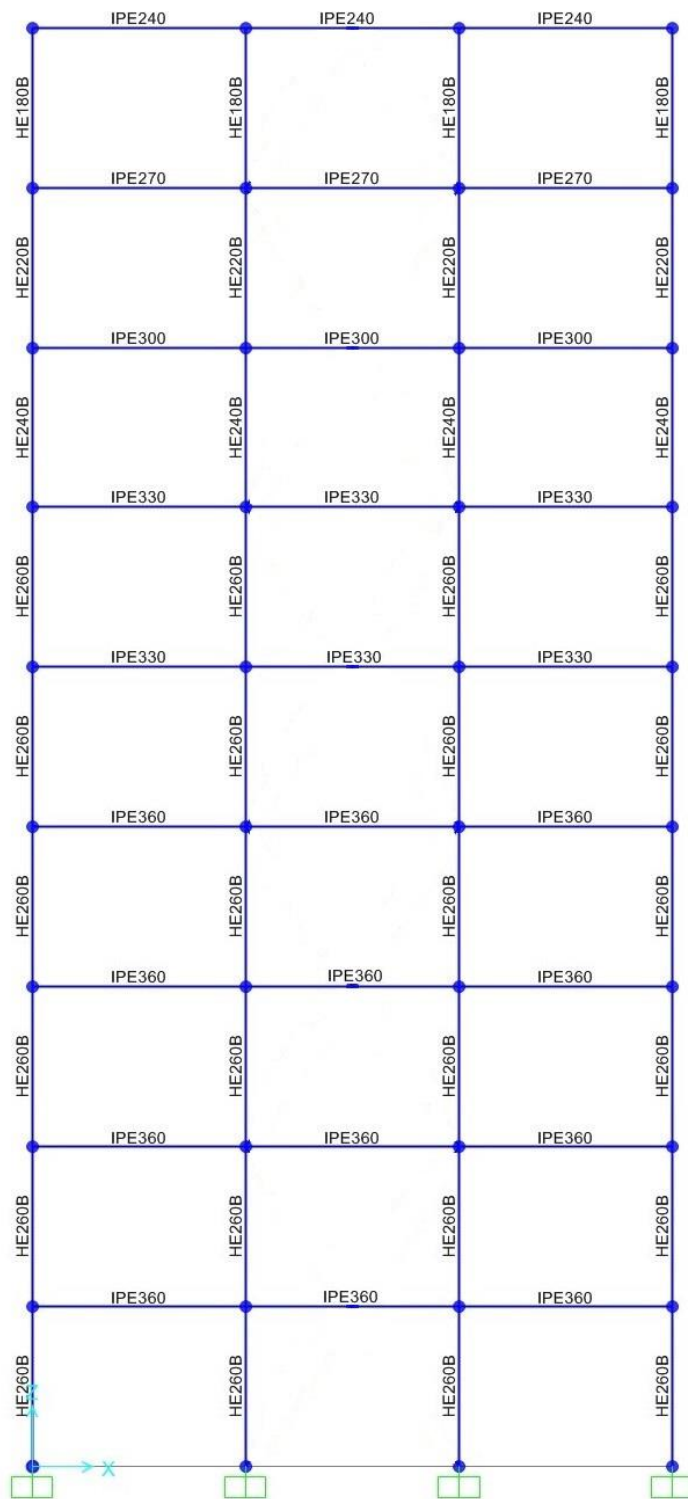
معادل به دست آمد. برای مدل‌سازی قاب‌ها در این تحقیق، به ترتیب از مقاطع HE و IPE برای ستون‌ها و تیرها استفاده گردید. مقاطع



شکل ۱۲. مقاطع مورد استفاده در قاب‌های ۳ طبقه
Fig. 12. Sections used in the -3story frames



شکل ۱۳. مقاطع مورد استفاده در قاب‌های ۶ طبقه
Fig. 13. Sections used in the -6story frames



شکل ۱۴. مقاطع مورد استفاده در قاب‌های ۹ طبقه
 Fig. 14. Sections used in the -9story frames

اعضای قاب کاهش می‌یابد، می‌توان از مقاطع کوچک‌تری نیز جواب گرفت و بدین ترتیب مزیت سیستم پیشنهادی بهتر نمایان می‌شود. سپس هر یک از قاب‌ها با اتصالات مفصلی و به همراه میراگر

با مهارهای زانویی) با قاب خمشی دارای اعضای مشابه بوده به خاطر همین مقاطع تیرها و ستون‌ها یکسان گرفته شده‌است ولی در عمل با توجه به اینکه با استفاده از قطعات کم‌انرژی تقاضای لنگر در مقاطع

زیاد، مقیاس شدند. مشخصات رکوردهای استفاده شده در تحلیل در جدول ۳ و طیف پاسخ رکوردهای مقیاس شده در شکل ۱۶، آمده است.

۵- نتایج تحلیل تاریخچه زمانی

پس از انجام تحلیل، جابه‌جایی بام، درصد جابه‌جایی نسبی طبقات، انرژی وارده به قاب و میزان استهلاک انرژی توسط قطعات کمّانی، برای هر شش قاب تحت زلزله‌های مختلف، استخراج شده و در حالت قاب خمشی تنها و قاب مفصلی به همراه قطعات کمّانی، با هم مقایسه شدند. پارامترهای مورد بررسی، در جدول‌های ۴ الی ۷ آورده شده است.

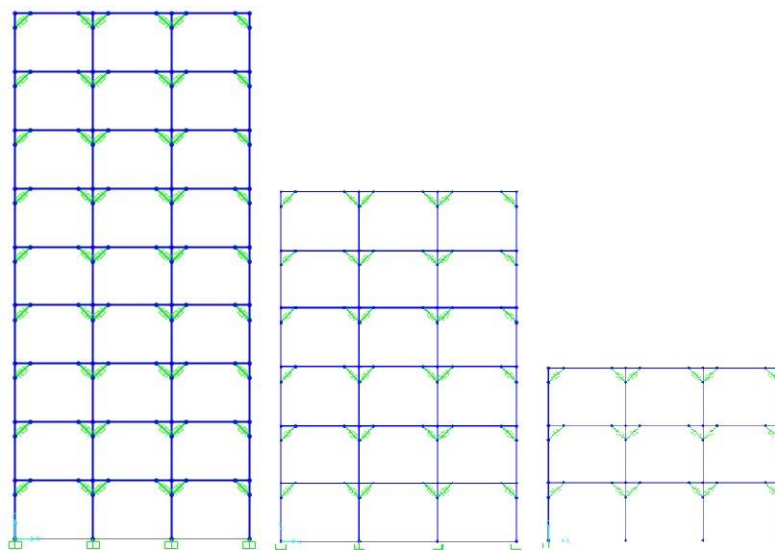
در ادامه هریک از پارامترهای مورد بررسی به صورت جداگانه مورد بررسی قرار می‌گیرد.

۵-۱- حداکثر جابه‌جایی بام

یکی از پارامترهای مهمی که در طراحی بر اساس عملکرد نقش مهمی دارد، جابه‌جایی حداکثر بام می‌باشد. جابه‌جایی نقش به‌سزایی در آرامش نسبی ساکنان و عملکرد اعضای غیرسازه‌ای ساختمان دارد. مقایسه میانگین حداکثر جابه‌جایی بام در حالت قاب مفصلی به همراه قطعات کمّانی با قاب خمشی، در شکل ۱۷ نشان داده شده است.

همانند شکل ۱۵، مدل‌سازی گردید. در مدل‌سازی قاب‌ها از مفاصل پلاستیک مطابق با آیین‌نامه ASCE 41-13 [۳۰] برای تیرها و ستون‌ها استفاده شد. در قاب‌های خمشی این مفاصل در دو انتهای تیرها و ستون‌ها و در قاب‌های مفصلی به همراه میراگر، مفاصل بعد از محل اتصال میراگر به تیر و ستون تعریف شدند. سپس این شش قاب تحت تحلیل تاریخچه زمانی با استفاده از ۱۲ رکورد زلزله مختلف قرار گرفتند.

در تحلیل‌های تاریخچه زمانی استفاده شده، به‌منظور در نظر گرفتن رفتار غیرخطی ناشی از مفاصل پلاستیک تعریف شده، از روش حل انتگرال‌گیری مستقیم استفاده شد. این تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی پس از یک تحلیل ثقلی بر روی قاب‌ها، انجام پذیرفت. در تحلیل‌های انجام گرفته، بار مرده یکنواخت ۲ تن بر متر و بار زنده یکنواخت ۰/۸ تن بر متر، برای قاب‌ها در نظر گرفته شده است. در تحلیل ثقلی انجام گرفته پیش از تحلیل تاریخچه زمانی، از ضرایب ۱/۲ و ۱ به ترتیب برای بارهای مرده و زنده استفاده شد. رکوردهای مورد استفاده در این تحقیق، از میان رکوردهای پیشنهاد شده توسط دستورالعمل FEMA P695 انتخاب شدند که قبل از استفاده، مطابق با انتهای بند ۲-۵-۳ استاندارد ۲۸۰۰ مبنی بر مقیاس نمودن طیف رکوردها با طیف استاندارد در تحلیل‌های دویبعدی، نسبت به طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ برای خاک نوع III و پهنه با خطر نسبی خیلی

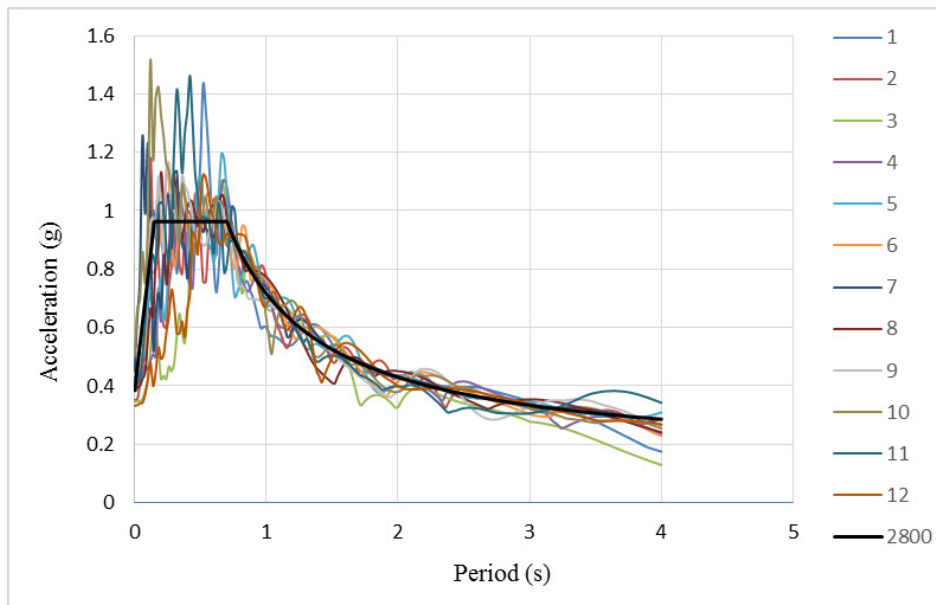


شکل ۱۵. مدل‌سازی انجام گرفته برای قاب‌های ساده به همراه قطعات کمّانی شکل
Fig. 15. Modeling developed for simple frames with arch segments

جدول ۳. مشخصات رکوردهای مورد استفاده در تحلیل‌ها

Table 3. Specifications of earthquake records used in the analysis

شماره	نام زلزله	نوع رکورد	سال وقوع	ایستگاه ثبت رکورد	بزرگی زلزله (ریشتر)	PGA قبل از مقیاس (g)	PGA بعد از مقیاس (g)
۱	Northridge	دور از گسل	۱۹۹۴	Beverly Hills - Mulhol	۶/۷	۰/۵۲	۰/۳۳
۲	Imperial Valley	دور از گسل	۱۹۷۹	Delta	۶/۵	۰/۳۵	۰/۳۵
۳	Kobe, Japan	دور از گسل	۱۹۹۵	Shin-Osaka	۶/۹	۰/۲۴	۰/۲۵
۴	Landers	دور از گسل	۱۹۹۲	Yermo Fire Station	۷/۳	۰/۲۴	۰/۲۶
۵	Chi-Chi, Taiwan	دور از گسل	۱۹۹۹	CHY101	۷/۶	۰/۴۴	۰/۴۵
۶	San Fernando	دور از گسل	۱۹۷۱	LA - Hollywood Stor	۶/۶	۰/۲۱	۰/۴۴
۷	Imperial Valley-06	نزدیک گسل (حاوی پالس شدید)	۱۹۷۹	El Centro Array #6	۶/۵	۰/۴۴	۰/۳۵
۸	Erzican, Turkey	نزدیک گسل (حاوی پالس شدید)	۱۹۹۲	Erzincan	۶/۷	۰/۴۹	۰/۳۰
۹	Northridge-01	نزدیک گسل (حاوی پالس شدید)	۱۹۹۴	Rinaldi Receiving Sta	۶/۷	۰/۸۷	۰/۴۵
۱۰	Imperial Valley-06	نزدیک گسل (بدون پالس شدید)	۱۹۷۹	Bonds Corner	۶/۵	۰/۷۶	۰/۵۴
۱۱	Northridge-01	نزدیک گسل (بدون پالس شدید)	۱۹۹۴	Northridge - Saticoy	۶/۷	۰/۴۲	۰/۳۹
۱۲	Kocaeli, Turkey	نزدیک گسل (بدون پالس شدید)	۱۹۹۹	Yarimca	۷/۵	۰/۳۱	۰/۲۸



شکل ۱۶. طیف پاسخ رکوردهای مقیاس شده به همراه طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰

Fig. 16. Response spectrum of scaled records along with 2800 standard design spectrum

جدول ۴. حداکثر جابه‌جایی بام در قاب‌های مورد بررسی تحت زلزله‌های مختلف

Table 4. Maximum roof displacement in the studied frames under different earthquake records

نوع قاب / شماره زلزله	قاب ۳ طبقه خمشي (cm)	قاب ۳ طبقه پيشنهادی (cm)	قاب ۶ طبقه خمشي (cm)	قاب ۶ طبقه پيشنهادی (cm)	قاب ۹ طبقه خمشي (cm)	قاب ۹ طبقه پيشنهادی (cm)
۱	۱۴/۶	۱۳/۲	۲۵/۶	۲۴/۶	۴۵/۶	۴۲/۸
۲	۱۵/۵	۱۳/۸	۲۸/۶	۲۴	۴۶/۴	۳۴
۳	۱۵/۵	۱۴	۳۱/۶	۲۶/۳	۴۷/۲	۳۶/۱
۴	۱۵/۹	۱۶/۶	۳۰/۹	۲۱/۱	۴۷/۳	۳۹/۱
۵	۱۹	۱۴/۴	۳۵/۲	۲۴/۵	۵۲/۸	۳۳/۷
۶	۱۸/۷	۱۲/۱	۲۸/۳	۲۱	۴۹	۳۵/۲
۷	۱۶/۵	۱۳/۹	۲۹/۲	۲۱/۲	۴۳/۲	۳۲/۲
۸	۱۸/۳	۱۴/۵	۳۲/۲	۲۲	۴۷/۸	۲۹
۹	۱۶/۳	۱۳/۸	۳۲/۳	۳۰/۱	۴۸/۳	۴۰/۶
۱۰	۱۷/۶	۱۴/۶	۳۳/۱	۲۳/۱	۴۲/۵	۳۰/۱
۱۱	۱۵/۸	۱۴/۹	۳۰/۱	۲۶/۵	۴۲/۲	۳۲/۸
۱۲	۱۵/۹	۱۴	۳۱/۶	۲۰/۷	۴۹/۴	۳۷/۵

جدول ۵. حداکثر درصد جابه‌جایی نسبی (گریز) طبقات در قاب‌های مورد بررسی تحت زلزله‌های مختلف

Table 5. Maximum percentage of story drifts in the studied frames under different earthquake records

نوع قاب / شماره زلزله	قاب ۳ طبقه خمشي (%)	قاب ۳ طبقه پيشنهادی (%)	قاب ۶ طبقه خمشي (%)	قاب ۶ طبقه پيشنهادی (%)	قاب ۹ طبقه خمشي (%)	قاب ۹ طبقه پيشنهادی (%)
۱	۱/۸۸	۱/۷۹	۱/۸۵	۲/۱۴	۱/۹۲	۲/۴۵
۲	۲/۱	۱/۸۹	۱/۸۳	۲/۰۳	۲/۰۸	۱/۸۱
۳	۲	۱/۹۲	۱/۹۱	۲/۱۸	۲/۳۵	۱/۹۶
۴	۲/۱۹	۲/۳	۱/۹۴	۱/۴۷	۲/۱۱	۲/۲۸
۵	۲/۴۵	۱/۹۹	۲/۵۶	۱/۹	۲/۲۲	۲/۲۷
۶	۲/۴۲	۱/۶۷	۱/۷۲	۱/۵۱	۲/۲۳	۱/۸۹
۷	۲/۱۴	۱/۹۱	۱/۸۷	۱/۷۷	۲/۳۳	۲/۰۲
۸	۲/۴۹	۱/۹۳	۲/۲۳	۱/۶۶	۱/۹۹	۱/۶۱
۹	۲/۴۷	۱/۸۹	۲/۲۷	۲/۴۱	۲/۵۶	۲/۱۷
۱۰	۲/۳۲	۱/۹۵	۲/۱۱	۱/۸	۲/۱۹	۲/۰۸
۱۱	۲/۱۹	۲/۰۶	۱/۹۸	۲/۱۳	۲/۱۴	۲
۱۲	۲/۰۶	۱/۸۹	۱/۹	۱/۷۱	۲/۱۴	۲/۴۵

جدول ۶. انرژی ورودی زلزله در قاب‌های مورد بررسی تحت زلزله‌های مختلف

Table 6. Earthquake input energy in the studied frames under different earthquake records

شماره زلزله	نوع قاب	قاب ۳ طبقه پیشنهادهی (kJ)	قاب ۳ طبقه خمشي (kJ)	قاب ۶ طبقه پیشنهادهی (kJ)	قاب ۶ طبقه خمشي (kJ)	قاب ۹ طبقه پیشنهادهی (kJ)	قاب ۹ طبقه خمشي (kJ)
۱		۱۲۶/۲	۹۹/۶	۱۲۰/۶	۱۱۱/۲	۲۶۲/۴	۲۲۸/۳
۲		۱۳۴/۲	۱۵۰	۳۵۷/۶	۳۸۶/۶	۶۲۵/۷	۷۲۲
۳		۱۰۲/۵	۸۲/۷	۱۸۱/۹	۲۳۰/۵	۲۷۲/۳	۲۹۵/۹
۴		۷۱/۸	۷۵/۴	۱۴۲/۷	۱۶۴/۴	۲۵۵/۲	۲۷۳/۴
۵		۹۹/۲	۱۰۲/۲	۲۰۳/۶	۲۰۱/۵	۴۲۸/۸	۳۹۵/۸
۶		۶۸/۹	۱۱۹/۳	۱۸۱/۴	۱۹۴/۴	۲۳۷/۳	۲۷۷/۸
۷		۶۷/۷	۷۲/۱	۱۶۶/۸	۱۵۹/۹	۲۹۰/۴	۳۳۶/۹
۸		۸۰/۲	۵۸/۲	۱۶۸/۲	۱۸۵/۴	۲۹۷/۳	۳۱۹/۷
۹		۱۰۸	۸۵/۵	۱۹۶/۸	۱۶۵/۹	۲۷۵/۴	۲۷۲/۳
۱۰		۱۷۳	۱۱۳/۴	۳۱۵/۵	۳۶۴/۸	۴۰۲/۹	۳۷۳
۱۱		۱۲۵/۱	۱۱۰	۳۹۳/۳	۲۹۸/۳	۳۴۴/۹	۳۶۳/۶
۱۲		۶۶/۹	۹۱/۳	۱۷۹/۲	۲۰۸/۲	۴۱۶	۳۳۶/۸

جدول ۷. انرژی مستهلک شده توسط قطعات کمانی در قاب‌های پیشنهادی تحت زلزله های مختلف

Table 7. Energy dissipated by arch members in the proposed frames under different earthquake records

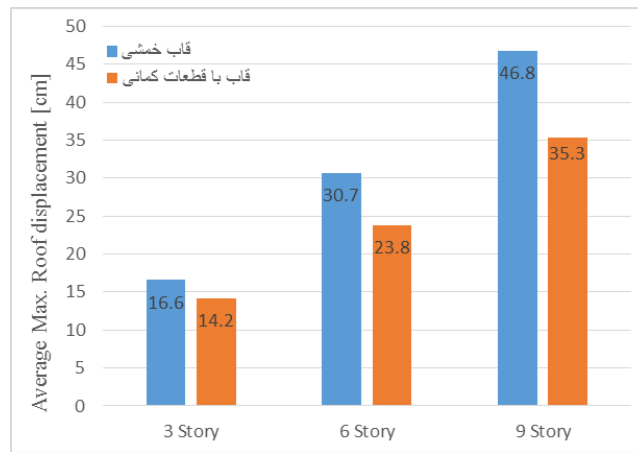
شماره زلزله	نوع قاب	قاب ۳ طبقه پیشنهادهی (kJ)	قاب ۶ طبقه پیشنهادهی (kJ)	قاب ۹ طبقه پیشنهادهی (kJ)
۱		۳۶/۱	۵۱/۹	۱۳۴/۷
۲		۳۴/۸	۱۳۸/۱	۲۹۲/۵
۳		۳۳	۸۷/۱	۱۲۶/۸
۴		۲۸/۲	۶۶	۱۳۲/۵
۵		۲۵/۴	۹۱/۳	۲۱۰/۴
۶		۲۲/۷	۹۱	۱۲۵/۱
۷		۲۵/۱	۸۶/۳	۱۵۸
۸		۲۷/۵	۸۳/۵	۱۶۸/۴
۹		۳۷	۱۰۲/۲	۱۴۰/۱
۱۰		۵۵/۴	۱۴۵/۴	۲۰۵
۱۱		۴۰	۱۳۴/۵	۱۷۲/۹
۱۲		۲۳/۵	۸۰/۷	۲۲۸/۲

۵-۲- حداکثر درصد جابه‌جایی نسبی طبقات

یکی دیگر از پارامترهای مهم در عملکرد ساختمان، گریز یا جابه‌جایی نسبی بین طبقات می‌باشد. جابه‌جایی نسبی طبقات هر چه قدر کمتر بوده و به نسبت مناسب بین طبقات توزیع شود، عملکرد ساختمان بهتر بوده و نیروی کمتری در اعضا به وجود می‌آید. مقایسه میانگین حداکثر درصد جابه‌جایی نسبی طبقات در حالت قاب مفصلی به همراه مقاطع کمانی با قاب خمشی، در شکل ۱۹ نشان داده شده‌است. با توجه به این شکل می‌توان مشاهده کرد که حداکثر درصد جابه‌جایی نسبی طبقات در قاب‌ها یا مقاطع کمانی، نسبت به قاب‌های خمشی، تا حدودی کاهش یافته است که این کاهش

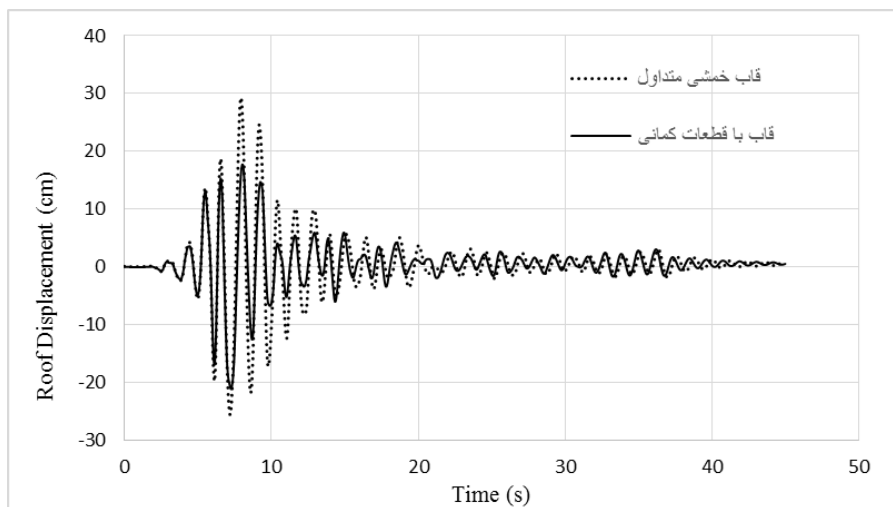
همان‌طور که در شکل ۱۷ می‌توان دید، میانگین حداکثر جابه‌جایی بام در حالت قاب ساده با مقاطع کمانی نسبت به قاب خمشی متداول کاهش پیدا کرده است که این کاهش در قاب با طبقات بیش‌تر نسبت به قاب‌های کوتاه‌تر، بیش‌تر بوده است. علت این امر می‌تواند زیاد بودن سختی و مقاومت تسلیم مقاطع کمانی، نسبت به سایر اعضا در این قاب‌ها باشد. با بهینه‌سازی مقاطع کمانی می‌توان عملکرد سیستم پیشنهادی را بهتر نمود.

همچنین به‌عنوان نمونه، جابه‌جایی بام قاب ۶ طبقه خمشی و قاب ۶ طبقه مفصلی به همراه مقاطع کمانی، تحت رکورد زلزله شماره ۷ در شکل ۱۸ نشان داده شده‌است.



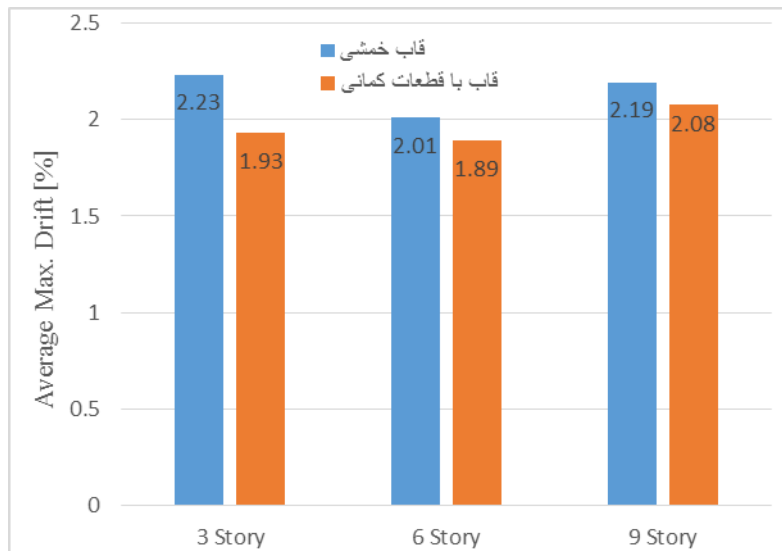
شکل ۱۷ مقایسه میانگین حداکثر جابه‌جایی بام در حالت قاب مفصلی به همراه مقاطع کمانی با قاب خمشی

Fig. 17. Comparison of the average maximum displacement of the roof in the case of proposed frames with rigid frames



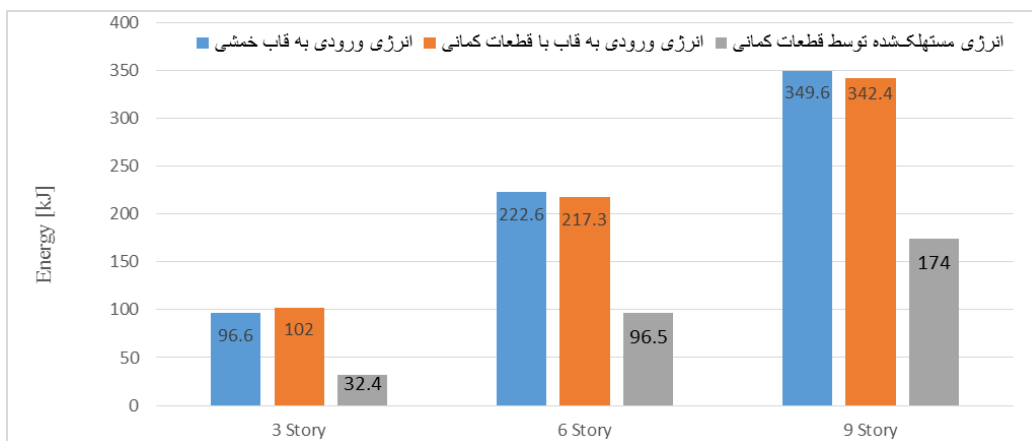
شکل ۱۸. مقایسه جابه‌جایی بام قاب ۶ طبقه خمشی و قاب ۶ طبقه مفصلی به همراه مقاطع کمانی، تحت رکورد زلزله شماره ۷

Fig. 18. Comparison of the roof displacement of the 6-story rigid frame and the 6-story simple frame with arch segments, under the earthquake record number 7



شکل ۱۹. مقایسه میانگین حداکثر درصد جابه‌جایی نسبی طبقات در حالت قاب مفصلی به همراه قطعات کمانی با قاب خمشی

Fig. 19. Comparison of the average maximum percentage of story drifts in the case of proposed frames with rigid frames



شکل ۲۰. میانگین انرژی ورودی به قابها و انرژی مستهلک‌شده توسط قطعات کمانی

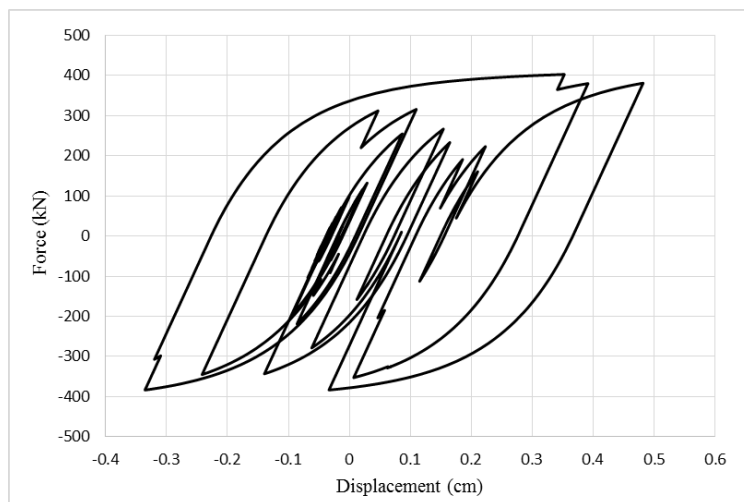
Fig. 20. Average energy input of frames and energy dissipated by arch segments

شدن قطعات کمانی، بخش قابل‌توجهی از انرژی ورودی، توسط این قطعات مستهلک می‌شود. میانگین انرژی ورودی به قابها و انرژی مستهلک‌شده توسط قطعات کمانی در سیستم پیشنهادی، در شکل ۲۰ نشان داده شده‌است. همان‌طور که در نمودار می‌توان دید، انرژی ورودی به قاب در حالت قاب خمشی تنها و قاب مفصلی به همراه قطعات کمانی، تغییر چندانی نکرده است ولی همان‌طور که در شکل نشان داده شده‌است، بخش قابل‌توجهی از انرژی ورودی توسط قطعات کمانی شکل مستهلک شده‌است. میزان اتلاف انرژی در قاب‌های ۳ طبقه، نسبت به سایر قابها کمتر است، که این موضوع می‌تواند

می‌تواند با بهینه‌سازی سختی و مقاومت قطعات کمانی و انتخاب قطعات کمانی مختلف برای طبقات مختلف، افزایش یابد.

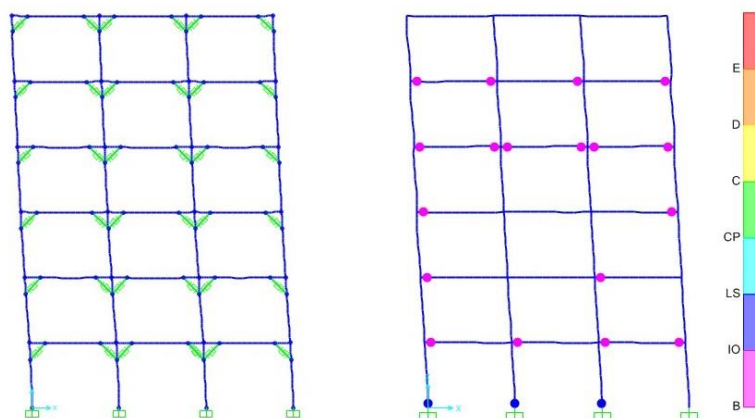
۵-۳- اتلاف انرژی

امروزه بحث اتلاف انرژی ورودی ناشی از زلزله به سازه، بسیار اهمیت پیدا کرده است. رویکرد اصلی در بحث انرژی، اتلاف انرژی سازه توسط اعضاء قابل ترمیم و جلوگیری از آسیب دیدن اعضاء اصلی می‌باشد. با به‌کارگیری قطعات کمانی شکل در گوشه‌های قاب، محل بحرانی از ناحیه اتصال تیر به ستون دور شده و با تسلیم



شکل ۲۱. منحنی هیسترتیک یکی از قطعات کمانی به کار گرفته شده در قاب ۹ طبقه تحت رکورد شماره ۱۱

Fig. 21. Hysteresis curve of one of the arch segments used in the -9-story frame under earthquake record number 11



شکل ۲۲. مفاصل پلاستیک تشکیل شده در قاب ۶ طبقه خمشی متداول و عدم تشکیل مفصل پلاستیک در اعضای اصلی قاب ۶ طبقه سیستم پیشنهادی تحت رکورد شماره ۱۰

Fig. 22. Plastic hinges formed in the -6-story rigid frame and no plastic hinge formation in the main members of the -6-story proposed frame under earthquake record number 10

نمونه، مقایسه مفاصل تشکیل شده در قاب ۶ طبقه تحت رکورد شماره ۱۰ در شکل ۲۲ نشان داده شده است.

۶- نتیجه گیری

قاب‌های خمشی دارای شکل پذیری بالایی بوده اما به علت سختی جانبی کم به هنگام زلزله تغییر مکان‌های بزرگی از خود نشان می‌دهند که مطلوب نیست. علاوه بر این در قاب‌های خمشی ناحیه اتصال تیر به ستون، ناحیه‌ای بحرانی بوده که اغلب در هنگام اعمال بارهای جانبی دچار خرابی می‌شود. در این مقاله، با استفاده از تسلیم قطعات

ناشی از بالا بودن سختی و مقاومت قطعات کمانی انتخاب شده نسبت به سایر اعضا باشد. به عنوان نمونه منحنی چرخه‌ای یکی از قطعات کمانی به کار گرفته شده در قاب ۹ طبقه تحت رکورد زلزله شماره ۱۱، در شکل ۲۱ نشان داده شده است.

همچنین با بررسی مفاصل پلاستیک تشکیل شده در قاب‌ها، مشاهده شد که در اکثر تیرها و ستون‌های قاب‌های خمشی متداول، تحت رکوردهای مختلف مفاصل پلاستیک تشکیل شده اما در قاب‌ها با سیستم پیشنهادی مفاصل پلاستیک در اعضای اصلی تشکیل نشده و عمده رفتار غیرخطی در اعضای کمانی رخ داده است، به عنوان

پیشنهادی را بهتر نمود و حتی از چنین قطعاتی برای بهبود رفتار قاب‌های خمشی کمک گرفت.

مراجع

- [1] T.T. Soong, G.F. Dargush, Passive energy dissipation systems in structural engineering, (1997).
- [2] J.M. Kelly, R.I. Skinner, A.J. Heine, Mechanisms of energy absorption in special devices for use in earthquake resistant structures, Bulletin of NZ Society for Earthquake Engineering, 5(3) (1972) 63-88.
- [3] R.I. Skinner, J.M. Kelly, A.J. Heine, Hysteretic dampers for earthquake-resistant structures, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 3(3) (1974) 287-296.
- [4] A.S. Whittaker, V.V. Bertero, C.L. Thompson, L.J. Alonso, Seismic testing of steel plate energy dissipation devices, Earthquake Spectra, 7(4) (1991) 563-604.
- [5] K.C. Tsai, H.-W. Chen, C.-P. Hong, Y.F. Su, Design of steel triangular plate energy absorbers for seismic-resistant construction, Earthquake spectra, 9(3) (1993) 505-528.
- [6] C.W. Roeder, E.P. Popov, Eccentrically braced steel frames for earthquakes, Journal of the Structural Division, 104(3) (1978) 391-412.
- [7] J.M. Ricles, E.P. Popov, Dynamic analysis of seismically resistant eccentrically braced frames, University of California, Earthquake Engineering Research Center, 1987.
- [8] J.M. Ricles, E.P. Popov, Composite action in eccentrically braced frames, Journal of Structural Engineering, 115(8) (1989) 2046-2066.
- [9] J.D. Aristizabal-Ochoa, Disposable knee bracing: improvement in seismic design of steel frames, Journal of Structural engineering, 112(7) (1986) 1544-1552.
- [10] T. Balendra, M.T. Sam, C.Y. Liaw, Diagonal brace with ductile knee anchor for aseismic steel frame, Earthquake engineering & structural dynamics, 19(6) (1990) 847-858.
- [11] T. Balendra, M.-T. Sam, C.-Y. Liaw, S.-L. Lee, Preliminary studies into the behaviour of knee braced frames subject to seismic loading, Engineering structures, 13(1) (1991) 67-74.

کمانی شکل بریده شده از ورق فولادی، عملکرد قاب‌های فولادی بهبود یافت. بدین منظور ابتدا منحنی هیستریزیس قطعه کمانی شکل مورد نظر با فولاد ST37، با استفاده از نرم افزار اجزای محدود آباکوس به دست آمد و سپس این عضو کمانی با تطابق منحنی هیستریزیس به دست آمده، در نرم افزار SAP مدل سازی گردید. در ادامه قاب‌های خمشی ۳، ۶ و ۹ طبقه و قاب‌های مفصلی متناظر به همراه قطعات کمانی، مدل سازی شده و تحت تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی رکورد زلزله‌های مختلف قرار گرفتند.

بر اساس نتایج به دست آمده، قاب مفصلی با قطعات کمانی، نسبت به قاب خمشی تنها، دارای عملکرد لرزه‌ای مطلوب تری می‌باشد. در این تحقیق پارامترهای حداکثر جابه‌جایی بام، حداکثر درصد جابه‌جایی نسبی طبقات و انرژی ورودی و میزان استهلاک انرژی توسط قطعات کمانی شکل، مورد بررسی قرار گرفت. مطابق با نتایج به دست آمده حداکثر جابه‌جایی بام و جابه‌جایی نسبی طبقات، در حالت قاب ساده به همراه قطعات قوسی نسبت به حالت قاب خمشی تنها، به‌طور میانگین، به ترتیب ۲۲ و ۸ درصد کاهش یافت. همچنین نتایج حاکی از آن بود که در قاب‌های ساده به همراه قطعات کمانی، به‌طور میانگین ۴۶ درصد انرژی ورودی توسط قطعات کمانی مستهلک می‌شود.

قطعات کمانی از ورق‌های فولادی برش داده شده ساخته می‌شوند در حالیکه اجزای اتصال آن‌ها به تیر و ستون جوش شده و قطعات کمانی به وسیله پین‌هایی به اجزای اتصال متصل می‌شوند. بنابراین به لحاظ اجرایی و اقتصادی نسبت به قاب خمشی با اتصالات صلب که مراقبت ویژه‌ای برای جوش شیبی نیاز دارد مزیت می‌یابد. با به کارگیری این قطعات کمانی در قاب‌های ساده، ناحیه بحرانی از محل اتصال تیر به ستون دور شده و در اجرای جوشکاری تسهیل می‌شود. همچنین این قطعات پس از خرابی‌های احتمالی ناشی از بارگذاری، قابل جایگزینی هستند. علاوه بر این با توجه به نتایج به دست آمده، این قطعات می‌توانند با تأمین یک سیستم باربر جانبی مناسب، عملکرد لرزه‌ای نسبتاً بهتری در مقایسه با قاب خمشی داشته باشند. با این وجود توجه فنی و اقتصادی سیستم پیشنهادی نیازمند بررسی‌های بیشتر و تحقیقات آتی در این زمینه است. در ادامه این تحقیق می‌توان با مطالعه پارامتری این میراگر با طول‌ها و زوایای مختلف و نحوه توزیع بهینه قطعات کمانی شکل، عملکرد سیستم

- Proceedings, 1969, pp. 381-390.
- [22] M. Palermo, S. Silvestri, G. Gasparini, T. Trombetti, Crescent shaped braces for the seismic design of building structures, *Materials and Structures*, 48(5) (2015) 1485-1502.
- [23] M. Palermo, L. Pieraccini, A. Dib, S. Silvestri, T. Trombetti, Experimental tests on Crescent Shaped Braces hysteretic devices, *Engineering Structures*, 144 (2017) 185-200.
- [24] O. Kammouh, S. Silvestri, M. Palermo, G.P. Cimellaro, Performance-based seismic design of multistory frame structures equipped with crescent-shaped brace, *Structural Control and Health Monitoring*, 25(2) (2018) e2079.
- [25] C.M. Uang, D. Bondad, C.H. Lee, Cyclic performance of haunch repaired steel moment connections: experimental testing and analytical modeling, *Engineering Structures*, 20(4-6) (1998) 552-561.
- [26] A. Torabi, M.R. Maheri, Seismic Repair and Retrofit of RC Beam-Column Joints Using Stiffened Steel Plates, *Iranian Journal of Science and Technology, Transactions of Civil Engineering*, 41(1) (2017) 13-26.
- [27] H.L. Hsu, H. Halim, Improving seismic performance of framed structures with steel curved dampers, *Engineering Structures*, 130 (2017) 99-111.
- [28] H.L. Hsu, H. Halim, Brace performance with steel curved dampers and amplified deformation mechanisms, *Engineering Structures*, 175 (2018) 628-644.
- [29] A.T. Council, M.-A.E. Center, M.C.f.E.E. Research, P.E.E.R. Center, U.S.F.E.M. Agency, N.E.H.R. Program, Interim testing protocols for determining the seismic performance characteristics of structural and nonstructural components, Federal Emergency Management Agency, 2007.
- [30] R. Pekelnicky, S.D. Engineers, S. Chris Poland, N.D. Engineers, ASCE 41-13: Seismic Evaluation and Retrofit Rehabilitation of Existing Buildings, in: *Proceedings, SEAOC 2012 Convention*, 2012.
- [12] T. Balendra, E.L. Lim, C.Y. Liaw, Large-scale seismic testing of knee-brace-frame, *Journal of structural engineering*, 123(1) (1997) 11-19.
- [13] J. Boukamp, M. Vetr, Design of eccentrically braced test frame with vertical shear link, *Proceedings of the 2nd Int. Con. On Earthquake Resistant Construction and Design*, (1994).
- [14] S.M. Zahrai, A. Moslehi Tabar, Cyclic behaviour of steel braced frames having shear panel system, *Asian Journal of Civil Engineering (Building and Housing)*, 7(1) (2006) 13-26.
- [15] H.S. Dareini, B.H. Hashemi, Use of dual systems in Tadas dampers to improve seismic behavior of buildings in different levels, *Procedia engineering*, 14 (2011) 2788-2795.
- [16] M. Mahmoudi, M.G. Abdi, Evaluating response modification factors of TADAS frames, *Journal of Constructional Steel Research*, 71 (2012) 162-170.
- [17] H.L. Hsu, J.L. Juang, C.H. Chou, Experimental evaluation on the seismic performance of steel knee braced frame structures with energy dissipation mechanism, steel and composite structures, 11(1) (2011) 77-91.
- [18] S.M. Zahrai, A.K. Vosooq, Study of an innovative two-stage control system: Chevron knee bracing & shear panel in series connection, *Structural Engineering and Mechanics*, 47(6) (2013) 881-898.
- [19] S.M. Zahrai, M. Jalali, Experimental and analytical investigations on seismic behavior of ductile steel knee braced frames, *Steel and Composite Structures*, 16(1) (2014) 1-21.
- [20] T. Trombetti, S. Silvestri, G. Gasparini, I. Ricci, Stiffness-Strength-Ductility-Design Approaches for Crescent Shaped Braces, *The open construction and building technology journal*, 3(1) (2009).
- [21] M. Fintel, F.R. Khan, Shock-absorbing soft story concept for multistory earthquake structures, in: *Journal*

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

N. Abbasmaram, S.M. Zahrai, Numerical study of arch corner brace segments in simple steel frames to provide seismic resisting system, *Amirkabir J. Civil Eng.*, 53(2) (2021) 687-706.

DOI: [10.22060/ceej.2021.16557.6267](https://doi.org/10.22060/ceej.2021.16557.6267)

