

# Investigation of Viscous Damper Effect on the Behavior of Thin Steel Plate Shear Walls

M. Jahan Ara, M. Gholhaki\*

Faculty of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, Iran

**ABSTRACT:** Steel plate shear wall systems have attracted researchers' attention as lateral force-resisting systems, owing to their high stiffness, capacity, considerable ductility, and energy dissipation. On the other hand, retrofitting and repairing these systems is uneconomical for low and medium seismic levels. Therefore, to limit damage, a new steel plate shear wall system equipped with viscous dampers has been proposed as a system capable of resisting lateral loads. In this paper, the behavior and performance of a composite thin steel plate shear wall system with viscous dampers is investigated numerically using OpenSees software. Structures are analyzed and designed in two cases: one with steel plate shear walls alone and one with steel plate shear walls coupled with viscous dampers. Their seismic performance and collapse assessment are studied. Furthermore, the interaction between the steel shear wall and the viscous damper is examined. Results show that with the increasing number of stories and the dominance of flexural mode over the structure, the interfering deformations of the wall and damper produce interaction between the steel plate shear wall and the viscous damper bracing frame. Collapse assessment results demonstrate that utilizing viscous dampers along with the steel plate shear wall system in 8, 16, and 24-story structures leads to the significant increase in collapse margin ratio by 100%, 92%, and 66% respectively. It also reduces annual collapse probability by 75%, 79% and 58% respectively, which indicates the influence of the viscous damper and underscores the importance of using this component.

## Review History:

Received: Feb. 17, 2022  
Revised: Sep. 28, 2023  
Accepted: Sep. 30, 2023  
Available Online: Nov. 01, 2023

## Keywords:

Thin Steel Plate Shear Wall  
viscose damper  
collapse assessment  
probability of collapse  
interaction

## 1- Introduction

Steel plate shear walls (SPSWs) have emerged as efficient lateral load-resisting systems due to their high initial stiffness, strength, and energy absorption capacity [1]. However, repairing damaged SPSWs is typically not cost-effective for low-to-moderate seismic hazard levels [2]. To address this issue, it has been proposed to combine SPSWs and supplemental damping devices to enhance seismic resilience over a range of hazard levels. Viscous fluid dampers can provide beneficial supplemental damping and dissipate significant energy through fluid flow [3,4]. This study focuses on the use of viscous dampers coupled with SPSWs for improved seismic performance (Figure 1). This paper numerically analyzes the behavior and collapse capacity of SPSWs with and without viscous dampers. Incremental dynamic analysis is utilized to develop collapse fragility curves across building heights. Furthermore, the interaction between the SPSW and damper brace frame is examined through nonlinear time history analysis.

## 2- Verification of the numerical Model with Experimental Results

A single-story steel shear wall specimen named DS-SPW was experimentally tested by Sabouri and Sajjadi (Figure 2) [5]. The numerical model of this specimen was created in

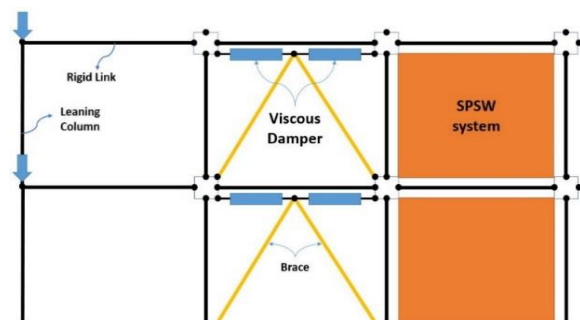


Fig. 1. Structure with steel shear wall and viscous damper systems

\*Corresponding author's email: mgholhaki@semnan.ac.ir

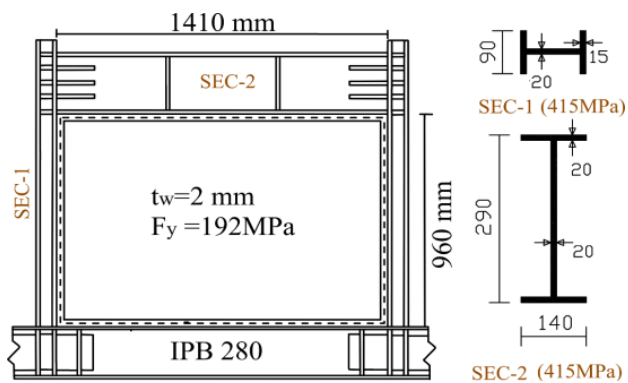


Fig. 2. Details of Tested Sample [5]

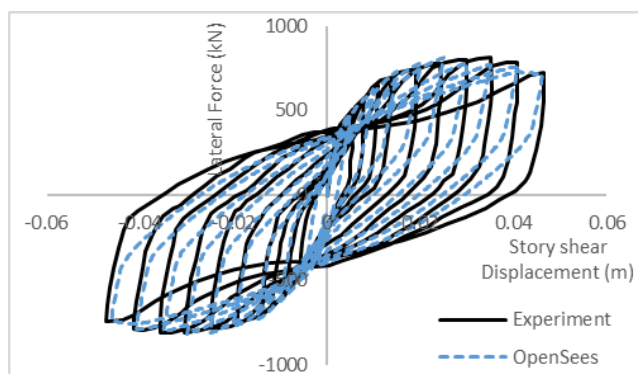


Fig. 3. Experimental and Numerical hysteresis loops

OpenSees and verified by comparing results. The test setup consisted of attaching the specimen to a rigid floor via a bottom beam. Lateral shear forces were applied to the top beam using two hydraulic jacks per ATC-24 [6]. The steel plate yielded at 7.1 mm drift in the sixth cycle. Maximum load and drift reached 6,789 kN and 34.5%, respectively. The hysteresis loops of the experimental and numerical (OpenSees) models were compared (Figure 3). The analytical model reasonably captured the lateral forces, story drifts, and stiffness compared to the test specimen. In summary, the verification study showed good agreement between the OpenSees model results and experimental data, validating the numerical modeling approach used.

### 3- Results and Discussion

Steel shear wall systems in 8-, 16-, and 24-story buildings were analyzed with and without viscous dampers under earthquake ground motions. The results of the incremental dynamic analysis of the models are presented in Table 1. Using dampers with steel shear walls substantially increased collapse margin ratios by 100%, 92%, and 66% for 8-,

Table 1. Results of incremental dynamic analysis of models

	model	$[S_a]$ collapse	$S_a$ [2/50]	$\lambda_{collapse}$ [ $\times 10^{-4}$ ]	$S_{MT}$	CMR
8 story	SPSW	1.75	0.155	0.943	0.7	2.50
	SPSW-VD	2.25	0.81	0.235	0.45	5.00
16 story	SPSW	0.96	0.37	2.14	0.45	1.85
	SPSW-VD	1.05	0.15	0.42	0.22	4.47
24 story	SPSW	1.80	0.3	2.26	1.05	1.71
	SPSW-VD	2.21	0.4	0.95	0.8	2.76

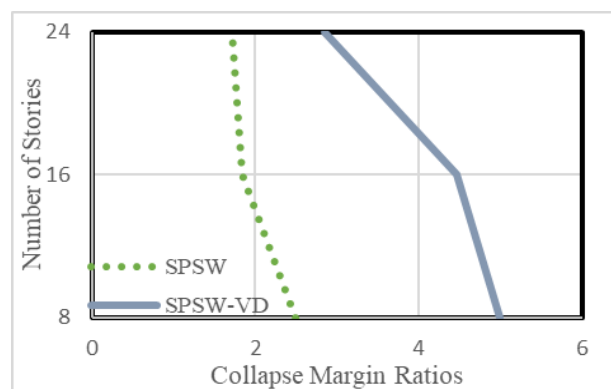
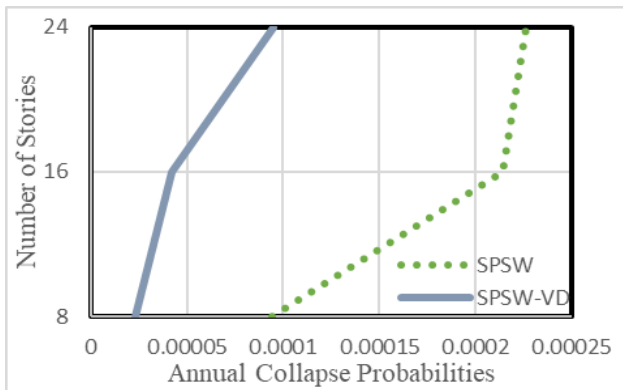


Fig. 4. Collapse Margin Ratio (CMR)

16-, and 24-story buildings, respectively, highlighting the effectiveness of dampers (Figure 4).

Viscous dampers considerably reduced annual collapse probabilities by 75%, 79%, and 58% for 8-, 16-, and 24-story buildings, respectively, demonstrating the importance of dampers. Collapse risk increased with building height (Figure 5).

In the 8-story building, the steel shear wall exhibited larger drifts throughout compared to the damper bracing frame, deforming in a shear mode. The bracing frame restrained the wall drifts, especially at the base, deforming in flexure below and shear above mid-height. In 16- and 24-story buildings, the damper frame limited the wall drifts at the top and base, transitioning from flexure to shear between mid-height and top. The wall is deformed predominantly in shear below and flexure above mid-height. In taller buildings, steel shear wall drifts increased above mid-height, while the damper frame restrained the wall. Interaction forces between the wall and frame were significant at upper stories. At mid-height, interaction depended on relative stiffness and deformation modes.



**Fig. 5. Annual Collapse Probability ( $\lambda_{Collapse}$ )**

#### 4- Conclusions

Overall, the results demonstrated that the dual system of steel plate shear walls and viscous dampers enhances the seismic performance and collapse resistance of steel structures over a wide range of heights.

#### References

- [1] S. Sabouri-Ghomi, S. Mamazizi, M. Alavi, An investigation into linear and nonlinear behavior of stiffened steel plate shear panels with two openings, *Advances in Structural Engineering*, 18(5) (2015) 687-700.
- [2] G. Pachideh, M. Gholhaki, A. Saedi Daryan, Analyzing the damage index of steel plate shear walls using pushover analysis, *Structures* 20 (2020) 437-451.
- [3] M.C. Constantinou, P. Tsopeles, W. Hammel, A.N. Sigaher, Toggle-brace-damper seismic energy dissipation systems, *Journal of structural engineering*, 127(2) (2001) 105-112.
- [4] K. Miyamoto, A. Gilani, A. Wada, Collapse Hazard and Design Process of Essential Buildings with Dampers, in: *China/USA Symp. for the Advancement of Earthquake Sciences and Hazard Mitigation Practices*, 2008.
- [5] S. Sabouri-Ghomi, S.R.A. Sajjadi, Experimental and theoretical studies of steel shear walls with and without stiffeners, *Journal of constructional steel research*, 75 (2012) 152-159.
- [6] A. Council, *Guidelines for cyclic seismic testing of component of steel structures*, Redwood City, CA: ATC-24, (1992).

#### HOW TO CITE THIS ARTICLE

M. Jahan Ara, M. Gholhaki, *Investigation of Viscous Damper Effect on the Behavior of Thin Steel Plate Shear Walls*, *Amirkabir J. Civil Eng.*, 55(11) (2024) 453-456.

DOI: 10.22060/mej.2019.15465.6128







## مطالعه تأثیر میراگر ویسکوز بر رفتار سیستم دیوار برشی فولادی با ورق نازک

محمد جهان آرا، مجید قلهکی\*

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران.

### تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۴۰۰/۱۱/۲۸  
بازنگری: ۱۴۰۲/۰۷/۰۶  
پذیرش: ۱۴۰۲/۰۷/۰۸  
ارائه آنلاین: ۱۴۰۲/۰۸/۱۰

### کلمات کلیدی:

دیوار برشی فولادی با ورق نازک  
میراگر ویسکوز  
ارزیابی فروریزش  
احتمال فروریزش  
اندرکنش دیوار برشی فولادی و میراگر ویسکوز

**خلاصه:** سیستم دیوار برشی فولادی به عنوان سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی به دلیل دارا بودن سختی، ظرفیت بالا، شکل پذیری زیاد و جذب و استهلاک انرژی قابل توجه نظر محققان را به خود جذب کرده است. از طرفی، بهسازی و تعمیر این سیستم در سطوح لرزه‌ای پایین و متوسط از لحاظ اقتصادی به صرفه نمی‌باشد؛ بنابراین برای محدود نمودن آسیب‌ها سیستم نوین دیوار برشی فولادی با میراگر ویسکوز به عنوان سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی ارائه گردیده است. در این مقاله رفتار و عملکرد سیستم ترکیبی دیوار برشی فولادی با ورق نازک دارای میراگر ویسکوز به روش عددی با استفاده از نرم‌افزار OpenSees مورد مطالعه قرار گرفته است. سازه‌هایی در دو حالت دارای دیوار برشی فولادی تنها و دیوار برشی فولادی با میراگر ویسکوز، تحلیل و طراحی شده و عملکرد لرزه‌ای و ارزیابی فروریزش آنها مورد مطالعه قرار گرفته است. در ادامه به بررسی اندرکنش میان دیوار برشی فولادی و میراگر ویسکوز پرداخته شده است. نتایج نشان می‌دهد با افزایش طبقات و غالب شدن مود خمشی بر سازه، اثر تداخلی تغییر شکل‌های دیوار و میراگر، اندرکنش بین دیوار برشی فولادی و قاب مهاربندی میراگر ویسکوز را نتیجه می‌دهد. نتایج ارزیابی فروریزش نشان می‌دهد استفاده از میراگرهای ویسکوز در کنار سیستم دیوار برشی فولادی در سازه‌های ۸، ۱۶ و ۲۴ طبقه موجب افزایش چشمگیر نسبت حاشیه‌ای فروریزش به ترتیب ۱۰۰٪، ۹۲٪، ۶۶٪ و همچنین کاهش احتمال سالیانه فروریزش به ترتیب ۷۵٪، ۷۹٪ و ۵۸٪ گردیده که نشان از تأثیرگذاری میراگر ویسکوز داشته و اهمیت استفاده از این جزء را روشن می‌نماید.

### ۱- مقدمه

پس کمانشی ورق توسط ترבורن و همکارانش [۱] ارائه و سپس صحت آن به وسیله آزمایش تیملر و کولاک [۲] به اثبات رسید. مطالعات گسترده‌ای به منظور ارزیابی مقاومت، ضریب رفتار، رفتار هیستریزس، شکل پذیری، اثر فولاد نرم، اثر اتصالات تیر به ستون، اثر بازشو و غیره بر روی دیوارهای برشی فولادی صورت گرفته که از آن جمله می‌توان به مطالعات و آزمایش‌های رابرتز و صبوری [۳]، مطالعات ویان و برونیو [۴] و مطالعات قلهکی [۵] اشاره نمود. همچنین روش‌هایی نیز برای تحلیل و طراحی پانل‌های برشی فولادی ارائه شده که از جمله می‌توان به مدل نواری پیشنهادی توربرن و همکاران [۱] و مدل اندرکنش ورق با قاب توسط صبوری و رابرتز [۶] اشاره نمود که این مدل از جامعیت بیشتری نسبت به مدل نواری برخوردار بوده و برای دیوارهای تقویت شده نیز کاربرد دارد. اما در عوض، مدل نواری، سهولت در امر محاسبات دیوارهای برشی فولادی بدون تقویت را فراهم می‌کند. در سال ۲۰۰۸، صبوری و قلهکی [۷] به بررسی شکل پذیری دو دیوار برشی فولادی با ورق نازک تحت بارگذاری چرخه‌ای پرداختند. مطابق مطالعات آنها

در حوزه مهندسی سازه و زلزله امروزه یکی از جدیدترین زمینه‌های مطالعاتی، دستیابی به سیستم‌های سازه‌ای است که پس از رخداد زلزله به سرعت به وضعیت پیش از وقوع زلزله و خدمت‌رسانی بازگردد [۲ و ۱]. ورق فولادی در قاب‌های فولادی به عنوان عضو جداشونده قابلیت تعویض داشته و از سیستم باربر جانبی در هنگام زلزله محافظت می‌کند. دیوارهای برشی فولادی در آئین‌نامه AISC با نام اختصاری SPSW<sup>۱</sup> معرفی می‌شوند [۴ و ۳]. جذب انرژی زیاد، مقاومت پس کمانشی بالا، کاهش وزن اسکلت سازه و سختی اولیه قابل توجه برخی از مزایای سیستم دیوار برشی فولادی با ورق نازک است. این ویژگی‌های برجسته، آن را به گزینه مناسبی برای مقاومت در برابر نیروهای برشی موجود در طبقات و لنگر واژگونی حاصل از آن در اثر زلزله و باد تبدیل نموده است. نخستین بار ایده استفاده از مقاومت

### 1 Steel Plate Shear Wall

\* نویسنده عهده‌دار مکاتبات: mgholhaki@semnan.ac.ir



دیوارهای برشی فولادی نازک شکل پذیری، ظرفیت اتلاف انرژی و مقاومت بالایی دارند. همچنین در سال ۲۰۱۵، صبوری و همکاران [۸] با بررسی رفتار خطی و غیرخطی دیوار برشی فولادی سخت شده دارای دو بازشو به این نتیجه دست یافتند که عملکرد مناسبی در اندرکنش بین قاب و دیوار رخ خواهد داد. بولور و همکاران [۹] در سال ۲۰۱۷، آزمایشی با مقیاس واقعی بر روی دیوار برشی فولادی به منظور بررسی رفتار چرخه‌ای آن، انجام دادند. نتایج آزمایش آنان نشان داد که این سیستم با جذب انرژی بیشتر از ۲۰٪ سیستم میراگر ویسکوز، توانسته تا دریافت ۴٪ (حداکثر تغییر مکان اعمالی) را با کمترین کاهش مقاومت و بیشترین اتلاف انرژی تحمل نماید. همچنین در این سیستم ورق فولادی دیوار برشی، تیرها و المان‌های مرزی توانستند در مقابل تغییر شکل‌های غیرارتجاعی بزرگ، شکل‌پذیر باقی بمانند. ونگ و همکاران [۱۰] در سال ۲۰۱۸ با معرفی مدل معادل برای دیوار برشی فولادی به بررسی آن پرداختند. نتایج آنان نشان داد که مدل پیشنهادی برای مدلسازی دیوار برشی فولادی می‌تواند رفتار هیستریزس نمونه‌های آزمایشگاهی انجام شده در تحقیقات گذشته را به خوبی مدل نماید.

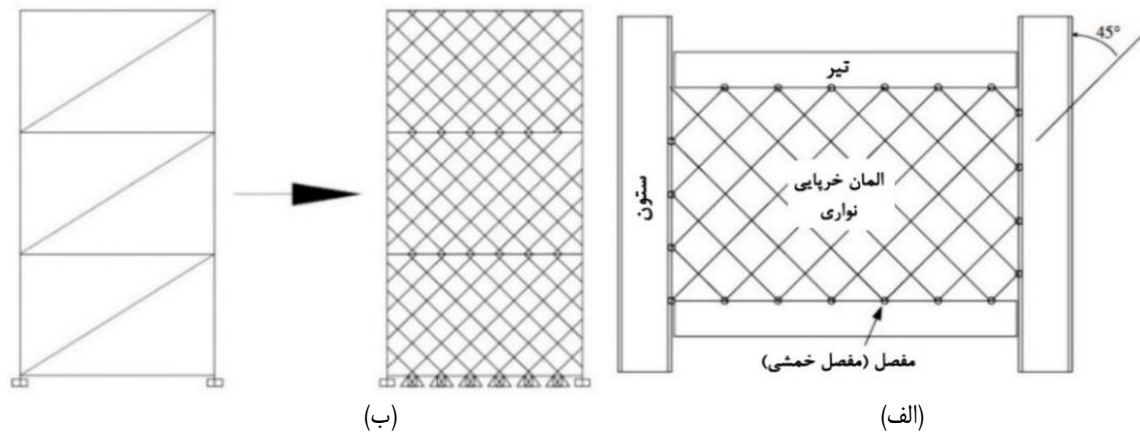
لیکیانگ جیانگ و همکاران [۱۱] در سال ۲۰۱۷، بر روی عملکرد لرزه‌ای دیوار برشی فولادی و کامپوزیت تقویت شده در سازه‌های فولادی تحقیقاتی انجام دادند. نتایج آنان نشان داد نسبت طول به ارتفاع دیوار برشی تاثیر مهمی بر روی ظرفیت باربری، سختی داخلی، شکل پذیری و ضریب اصلاح پاسخ دارد. حسین زاده اصل و همکاران [۱۲] نیز با کاهش مقطع تیر به بررسی رفتار لرزه‌ای دیوار برشی فولادی پرداختند. نتایج آنان نشان داد که کرنش پلاستیک در دیوار برشی فولادی و مقطع کاهش یافته تیر پخش می‌گردد و اتصالات تا ۴٪ دریافت، الاستیک باقی می‌مانند.

دو دیدگاه کلی برای مقابله با انرژی زمین لرزه در روش‌های نوین طراحی لرزه‌ای، در نظر گرفته می‌شود. دیدگاه اول، کاهش نیروی وارد به سازه با استفاده از روش‌هایی که باعث جدا ساختن سازه از ارتعاش زمین می‌شوند. دیدگاه دوم، اتلاف انرژی لرزه‌ای مینا با جایگزین ساختن تجهیزات میرایی می‌باشد تا از طریق اتلاف بخش زیادی از انرژی زلزله، موجب کاهش خسارت‌های اجزای سازه‌ای ناشی از رفتار غیرالاستیک شوند که از میان تجهیزات میرایی، میراگرهای ویسکوز به دلیل اندازه و ظرفیت اتلاف انرژی زیاد، بسیار مورد توجه هستند. میاموتو و همکاران [۱۳] کاربرد میراگرهای ویسکوز مایع در ساختمان‌های شاخص یک تا ۱۰ طبقه با اعمال ۴۴ رکورد زلزله تحت تحلیل دینامیکی فزاینده را بررسی و بهبود عملکرد سازه‌ها در مقابل حداکثر زلزله محتمل را ارائه نمودند. سیلوا و همکاران [۱۴] در

سال ۲۰۱۵ برای بهبود رفتار سازه‌های فولادی تحت بارهای لرزه‌ای چند سطحی، یک سیستم ویسکوز را پیشنهاد داده و کارایی آن را در کاهش پاسخ لرزه‌ای با مطالعه آزمایشگاهی و تحلیلی بر روی یک قاب خمشی ویژه ۶ طبقه فولادی نشان دادند. کیم و همکاران [۱۵] در سال ۲۰۱۶ با بررسی عملکرد لرزه‌ای قاب خمشی خرابایی ویژه با میراگر ویسکوز نشان دادند که هدف عملکردی مطلوب تامین می‌شود و نقش میراگرها در وضعیت خسارت نهایی مهم خواهد بود. بنازاده و همکاران [۱۶] در سال ۲۰۱۷ با قراردادن میراگرهای قطری ویسکوز در قاب‌های پیرامونی و بررسی سازه‌ها در دو حالت با و بدون میراگر نشان دادند که سازه‌های دارای میراگر خطی عملکرد لرزه‌ای بهتری در مقایسه با سازه‌های دارای میراگر غیرخطی با همان نسبت میرایی داشته‌اند. سو و کاراواسیلیس [۱۶] در سال ۲۰۱۴ مطالعاتی بر روی قاب‌های خمشی مجهز به میراگرهای سیال ویسکوز انجام دادند تا به گونه‌ای طراحی شوند که از قاب‌های خمشی ویژه مقاومت کمتری داشته اما به سطوح عملکرد لرزه‌ای یکسان یا بهتر دست یابند. همچنین آلتیری و همکاران [۱۷] در سال ۲۰۱۷ به ارزیابی پاسخ‌های لرزه‌ای میراگر ویسکوز در ساختمان فولادی و اثر ویژگی‌های مختلف زمین لرزه بر روی پاسخ‌ها پرداختند. آنها همچنین ویژگی‌های طراحی بهینه‌ی میراگر ویسکوز را با استفاده از یک روش طراحی مبتنی بر قابلیت اطمینان مورد ارزیابی قرار دادند و این روش را با هدف کنترل عملکرد قاب ساختمانی و محدودسازی هزینه‌ی میراگر ارائه کردند. دال آستا و همکاران [۱۸] در سال ۲۰۱۶ عملکرد ساختمان‌های مجهز شده به میراگرهای ویسکوز غیرخطی را به صورت سیستم‌های یک درجه آزادی و چند درجه آزادی تحلیل و بررسی کردند. آلتیری و همکاران [۱۹] در سال ۲۰۱۷ روشی بر پایه قابلیت اعتماد را برای طراحی بهینه میراگرهای ویسکوز پیشنهاد دادند. آجیلیان و همکاران [۲۰] در سال ۲۰۱۸ الگوریتم یک روش عددی تطبیقی برای مدل‌های ویسکوز غیرخطی در معرض بارگذاری دینامیکی را ارائه دادند.

هدف از انجام این تحقیق: الف) مقایسه نتایج ارزیابی فروریزش سازه دیوار برشی فولادی با و بدون میراگر ویسکوز ب) بررسی رفتار سازه دوگانه دیوار برشی فولادی با ورق نازک و میراگر ویسکوز با در نظر گرفتن اندرکنش بین آنها است. از آنجاکه تاکنون عملکرد سیستم دیوار برشی فولادی با ورق نازک همراه با میراگر ویسکوز تحت تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی و تحلیل دینامیکی فزاینده بررسی نشده است، بنابراین بررسی‌ها و نتایجی که در پایان به دست خواهد آمد، در واقع نوآوری این تحقیق خواهد بود.





شکل ۱. الف) مدل نواری پیشنهادی توربورن و همکاران [۲۱] ب) مهاربند معادل

Fig. 1. a) Strip model proposed by Thorburn et al. b) Equivalent bracing

معادل به جای هر ورق فولادی، مطابق شکل ۱-ب در نظر گرفته می‌شود. ضخامت ورق فولادی پس از تعیین سطح مقطع هر مهاربند (بر اساس روابط انرژی کرنشی الاستیک)، از رابطه (۱) محاسبه می‌شود.

$$t = \frac{2A_b \sin \theta \sin 2\theta}{L \sin^2 2\alpha} \quad (1)$$

در رابطه (۱)،  $L$  عرض دهانه قاب،  $\theta$  زاویه بین مهاربند و ستون،  $A_b$  سطح مقطع مهاربند معادل و  $\alpha$  زاویه تشکیل میدان کشش قطری در ورق فولادی است که از رابطه (۲) حاصل می‌شود.

$$\tan^4(\alpha_i) = \frac{1 + \frac{Lt_w}{2A_c}}{1 + \frac{ht_w}{A_b} + \frac{t_w h^4}{360I_c L}} \quad (2)$$

در رابطه فوق،  $L$  طول دهانه قاب،  $t_w$  ضخامت پانل،  $h$  ارتفاع طبقه،  $A_b$  سطح مقطع تیر،  $A_c$  سطح مقطع ستون،  $\alpha_i$  زاویه میدان کشش قطری و  $I_c$  لنگر دوم سطح ستون حول محور عمود بر ورق فولادی می‌باشد. پس از بدست آوردن ضخامت ورق، در هر طبقه دیوار برشی فولادی با تعداد حداقل ۱۰ نوار موازی کششی مدل‌سازی شده و سازه

## ۲- آنالیز و طراحی دیوارهای برشی فولادی به روش نواری

بار بحرانی کمانش در دیوارهای برشی فولادی با ورق نازک با ضریب لاغری بزرگ‌تر از ۴۰۰، بسیار کم است و مقاومت پس کمانشی ورق مقاومت اصلی آن را تشکیل می‌دهد که به صورت میدان کشش قطری نمایان می‌شود. بر مبنای این فرضیه توربورن و همکاران [۲۱] و تیملر و کولاک [۲] و ترمپوش و کولاک [۲۲] برای محاسبه ظرفیت نهایی دیوارهای برشی فولادی با ورق نازک یک الگوی تحلیلی ارائه نمودند. در این الگو، تعدادی نوار کششی مورب با عرض و شیب برابر مطابق شکل ۱-الف به جای ورق نازک فولادی، در نظر گرفته می‌شود. سطح مقطع هر نوار برابر عرض نوار در ضخامت ورق می‌باشد و هر نوار مانند یک عضو خربایی تنها قادر به تحمل نیروی محوری کششی است. لذا برای تجزیه و تحلیل دیوار برشی با ورق فولادی نازک در نرم‌افزار OpenSees، از مدل نواری توسعه یافته توسط توربورن و همکاران [۲۱] استفاده می‌شود.

به دلیل اینکه ورق فولادی در روش مذکور با تعدادی میله جایگزین می‌شود، لذا ورق و قاب به صورت یک سیستم مجازی توأمان آنالیز می‌شوند. بدین لحاظ هنگام طراحی، طراح نمی‌تواند از رفتار سیستم، به‌خصوص اندرکنش قاب و ورق فولادی هیچ گونه درک فیزیکی داشته باشد. دیوار برشی فولادی به عنوان یک سیستم باربر جانبی در آیین‌نامه فولاد کانادا [۲۳] و آمریکا [۲۴] پذیرفته شده است. به منظور طراحی دیوارهای برشی فولادی با ورق نازک، در این آیین‌نامه‌ها ابتدا طراحی اولیه مقاطع ورق دیوارها، تیر و ستون مشابه یک خرپا با مهاربندهای صرفاً کششی انجام می‌گردد. بر این اساس یک مهاربند

که در آن  $M_{fpc}$ ، لنگر پلاستیک مقطع ستون می‌باشد. در زمان کنترل رابطه بالا بایستی بار محوری ستون‌ها نیز در نظر گرفته شود.

### ۳- فرضیات و مشخصات مدل‌ها

در این مطالعه، به منظور بررسی عملکرد سیستم دیوار برشی فولادی و سیستم میراگر ویسکوز، ساختمان‌های ۸، ۱۶ و ۲۴ طبقه با کاربری مسکونی انتخاب شده است. انتخاب سازه‌ها از لحاظ تعداد طبقات و ارتفاع به گونه‌ای است که سازه ۸ طبقه معرف گروه سازه‌های کوتاه مرتبه ( $H/B \leq 1.57^1$ )، سازه ۱۶ طبقه معرف گروه سازه‌های میان مرتبه ( $1.57 \leq H/B \leq 3.14$ ) و سازه ۲۴ طبقه معرف گروه سازه‌های بلندمرتبه ( $3.14 \leq H/B \leq 4.71$ ) می‌باشد [۲۵]. هر کدام از ساختمان‌ها به‌طور جداگانه در دو حالت تحلیل و طراحی شده‌اند: ۱- ساختمان دارای سیستم دیوار برشی فولادی ۲- ساختمان دارای دیوار برشی فولادی و میراگر ویسکوز. همچنین در هر سازه ارتفاع طبقات برابر  $3/3$  متر، تعداد دهانه کلیه قاب‌ها ۶ عدد و با عرض ۶ متر در نظر گرفته شده است. بارهای مرده و زنده طبقات به ترتیب ۵۰۰ و ۳۰۰ و برای بام ۵۵۰ و ۱۵۰ کیلوگرم بر مترمربع تعیین شده است. در شکل‌های ۲ و ۳، پلان سازه‌های دارای دیوار برشی فولادی و دیوار برشی فولادی به همراه میراگر ویسکوز را نشان می‌دهد. با توجه به انتخاب اتصالات مفصلی در دیگر دهانه‌ها، جهت مدلسازی از مفاهیم تیر صلب (Rigid Link) و ستون بار ثقلی معادل (Leaning Column) استفاده شده که در شکل‌های ۲ و ۳ نشان داده شده است.

بارهای لرزه‌ای و ثقلی اعمالی با توجه به آیین‌نامه ASCE7-16 [۲۶] و با فرض قرارگیری سایت سازه‌ها در منطقه کالیفرنیا بر روی زمین سخت با کلاس خاک D و پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد با پارامترهای لرزه‌ای  $T_0$ ،  $T_s$ ،  $S_{D1}$  و  $S_{DS}$  به ترتیب برابر ۰/۶۷۰، ۰/۹۷۳، ۱/۴۷۳ g و ۰/۵۳۶۴ g تعیین شده است. ضریب رفتار سیستم دیوار برشی فولادی با توجه به آیین‌نامه ASCE7-16 برابر با ۷ در نظر گرفته شده است.

در این مرحله دیوارهای برشی فولادی با ورق نازک برای ساختمان‌ها در دو حالت ساختمان بدون میراگر ویسکوز و با میراگر ویسکوز در نرم‌افزار ETABS به روش حالات حدی نهایی تحلیل و طراحی شده است و همچنین طراحی میراگرهای ویسکوز با استفاده از طراحی عملکردی بر اساس FEMA P-695 [۲۷] در نرم‌افزار OpenSees صورت پذیرفته که طی فرآیند سعی و خطا با تحلیل‌های دینامیکی فزاینده، ضریب

تحت بارهای ثقلی و جانبی تحلیل می‌گردد. هر ورق پس از تعیین ضخامت، به تعدادی نوار مورب تبدیل می‌گردد که سطح مقطع هر نوار از رابطه (۳) محاسبه می‌شود.

$$A_s = \frac{L \cos \alpha + h \sin \alpha}{n} t \quad (3)$$

که در آن  $n$  تعداد نوارهاست. در زمینه‌ی تعیین تعداد نوار مورد نیاز مطالعات متعددی انجام شده که نتایج نشان می‌دهد ۱۰ عدد نوار مورب برای آنالیز یک دیوار برشی فولادی با ورق نازک کافی است. با توجه به این که تحت تأثیر میدان کشش قطری ستون‌ها ممکن است دچار کماتش شوند لذا سختی ستون‌های کناری باید از رابطه‌ی (۴) تبعیت کند.

$$I_c \geq \frac{0.00307th_s^4}{L} \quad (4)$$

همچنین تحت اثر میدان کششی قطری نامتقارن، به‌منظور جلوگیری از خمش تیر فوقانی دیوار برشی فولادی رابطه (۵) بایستی کنترل گردد.

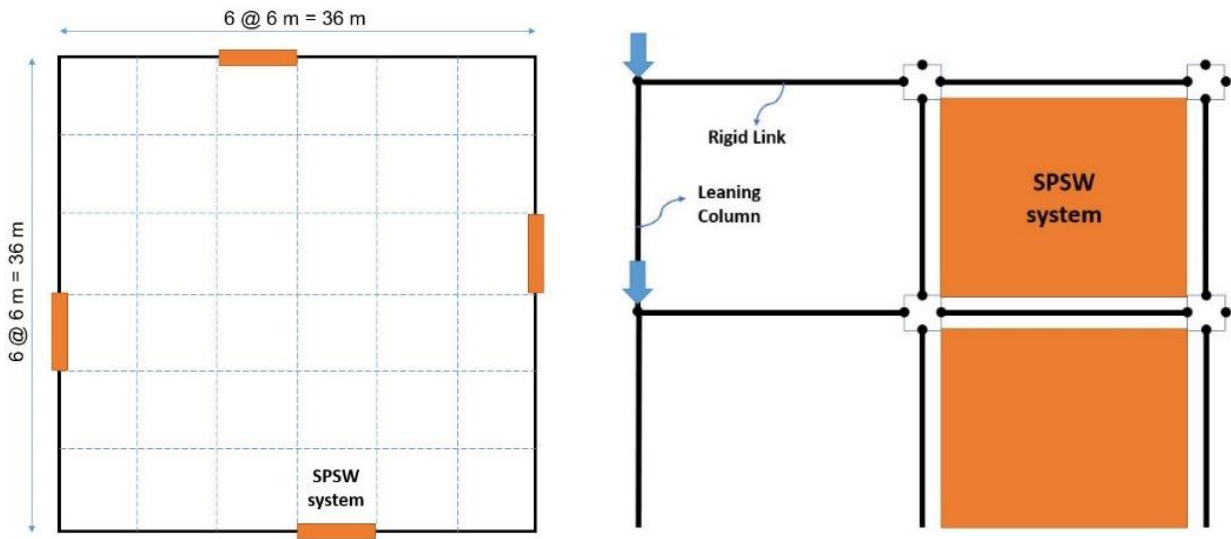
$$M_{fpb} \geq \frac{\sigma_{ty} t L^2}{8} \sin^2 \alpha \quad (5)$$

که در آن  $M_{fpb}$ ، لنگر پلاستیک مقطع تیر و  $\sigma_{ty}$ ، تنش نهایی میدان کشش قطری است که برای ورق‌های نازک فولادی تقریباً برابر تنش تسلیم آن می‌باشد. کنترل این رابطه با توجه به اختلاف اندک شدت میدان کشش قطری بین دو طبقه مجاور، فقط برای تیر انتهایی الزامی بوده، ولی اگر بین دو طبقه مجاور اختلاف میدان کشش قطری زیاد شود باید رابطه فوق برای تیرهای میانی نیز کنترل شود. به منظور حصول اطمینان از این که ستون‌های محیطی بتوانند تنش‌های ناشی از اثر میدان کششی به همراه تنش‌های وارده ناشی از بارهای محیطی، را تحمل نمایند، لازم است که رابطه (۶) برای ستون‌ها نیز کنترل گردد.

$$M_{fpc} \geq \frac{\sigma_{ty} th^2}{4} \cos^2 \alpha \quad (6)$$

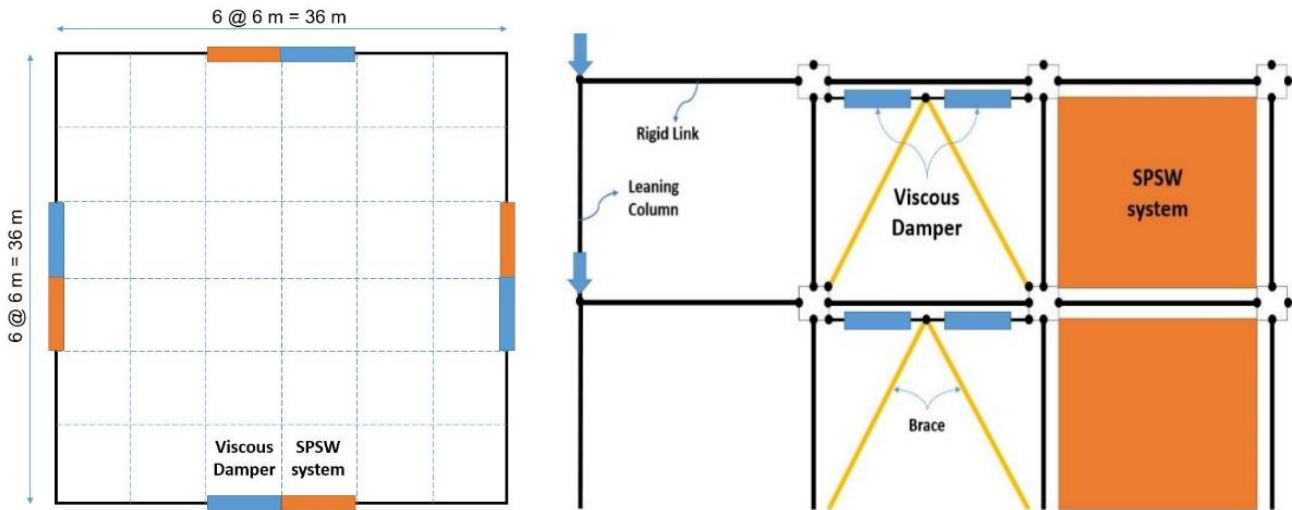
1 H=Height & B=Width of structure





شکل ۲. پلان و ارتفاع سازه‌ها با سیستم دیوار برشی فولادی

Fig. 2. Plan and elevation of structures with steel shear wall system



شکل ۳. پلان و ارتفاع سازه‌ها با سیستم دیوار برشی فولادی و میراگر ویسکوز

Fig. 3. Plan and elevation of structures with steel shear wall and viscous damper systems

جدول ۱. نتایج طراحی دیوار برشی فولادی با ورق نازک ساختمان ۸ طبقه

Table 1. Design results of thin steel plate shear walls for 8-story building

Story	tw (mm)	$\alpha$ (°)	HBE Section	VBE Section
1	5	39.6	W12X65	BOX750X50
2	5	42.6	W12X279	BOX750X60
3	4	42.8	W12X26	BOX750X50
4	4	38.8	W12X65	BOX800X60
5	4	43.0	W12X279	BOX800X60
6	3	43.8	W12X152	BOX800X50
7	2.5	44.0	W12X279	BOX750X50
8	1.5	44.6	W18X211	BOX800X25

جدول ۲. نتایج طراحی دیوار برشی فولادی و میراگر ویسکوز ساختمان ۸ طبقه

Table 2. Design results of steel plate shear walls and viscous dampers for 8-story building

Story	tw (mm)	$\alpha$ (°)	HBE Section	VBE Section	C [ kN/(m/s) <sup>0.5</sup> ]
1	4	40.16	W10X60	BOX750X40	8325.8
2	4	43.03	W12X279	BOX750X50	9891.5
3	3	43.42	W10X19	BOX800X30	7103.3
4	3	38.90	W12X50	BOX800X40	10657.8
5	3	42.40	W12X152	BOX750X50	8092.6
6	2.5	43.56	W12X152	BOX800X40	8104.0
7	2	43.83	W12X152	BOX750X40	7042.9
8	1.5	44.38	W18X211	BOX800X25	7142.1

مجهز به دیوار برشی فولادی در نظر گرفته شده است. در هر طبقه، نصف جرم طبقه به این مدل اختصاص یافته تا در اثر اعمال شتاب‌نگاشت‌ها، بارهای دینامیکی ایجاد شده با فلسفه طراحی در نظر گرفته شده برای سیستم باربر جانبی مطابقت داشته باشد. اثرات ثانویه P-Delta اثر سیستم ثقلی بر بزرگ‌نمایی مربوط به سیستم باربر جانبی با در نظر گرفتن ستون‌های تکیه کننده لحاظ شده است. ستون‌های تکیه کننده المان‌های صلبی می‌باشند که از طریق لینک‌های صلب دو سر مفصل در تراز طبقات به سازه متصل می‌گردند. بارهای لرزه‌ای در تراز هر طبقه به صورت نیروی محوری و متمرکز به ستون‌های تکیه کننده وارد می‌شود (شکل‌های ۲ و ۳). هنگامی که مدل سازه‌ها تحت تغییر مکان جانبی قرار می‌گیرد، نیروهای محوری ناشی از

میرایی میراگرهای ویسکوز در هر طبقه به دست آمده است. نتایج طراحی ساختمان‌های با دیوارهای برشی فولادی بدون میراگر ویسکوز در جداول ۱، ۳ و ۵ و نتایج طراحی ساختمان‌های با دیوارهای برشی فولادی و میراگر ویسکوز در جداول ۲، ۴ و ۶ نشان داده شده است. که در آنها tw ضخامت ورق فولادی،  $\alpha$  زاویه المان‌های نواری دیوار برشی، HBE Section مقاطع تیر دیوار برشی فولادی، VBE Section مقاطع ستون دیوار برشی فولادی و C ضریب میرایی میراگرهای ویسکوز می‌باشد. برای انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی و دینامیکی فزاینده مدل‌های مورد مطالعه، نرم‌افزار OpenSees [۲۸] مورد استفاده قرار گرفت. در مدل دو بعدی سازه، باتوجه به تقارن در پلان سازه، در هر جهت تنها یک قاب

جدول ۳. نتایج طراحی دیوار برشی فولادی با ورق نازک ساختمان ۱۶ طبقه

Table 3. Design results of thin steel plate shear walls for 16-story building

Story	tw (mm)	$\alpha$ (°)	HBE Section	VBE Section
1	12	38.1	W12X106	BOX1100X70
2	12	40.5	W18X283	BOX1200X70
3	10	41.0	W12X79	BOX1100X60
4	10	36.8	W12X58	BOX1200X60
5	10	36.5	W12X72	BOX1200X60
6	10	37.7	W12X96	BOX1200X70
7	10	41.0	W18X283	BOX1200X70
8	8	41.3	W16X57	BOX1200X60
9	8	36.7	W12X53	BOX1200X60
10	8	36.7	W16X57	BOX1200X60
11	8	38.0	W12X87	BOX1200X60
12	8	41.6	W18X283	BOX1200X60
13	6	43.2	W12X279	BOX1200X50
14	5	43.5	W12X279	BOX1000X50
15	4	43.6	W18X211	BOX900X50
16	2.5	44.1	W24X229	BOX800X40

جدول ۴. نتایج طراحی دیوار برشی فولادی و میراگر ویسکوز ساختمان ۱۶ طبقه

Table 4. Design results of steel plate shear walls and viscous dampers for 16-story building

Story	tw (mm)	$\alpha$ (°)	HBE Section	VBE Section	C [ kN/(m/s) <sup>0.5</sup> ]
1	8	36.3	W12X50	BOX1000X60	6340.9
2	8	36.4	W12X53	BOX1200X50	934.3
3	8	36.5	W12X53	BOX1100X60	11620.8
4	8	36.7	W12X58	BOX1200X60	5811.3
5	8	37.0	W10X60	BOX1200X60	5933.7
6	8	37.1	W10X60	BOX1200X60	11697.7
7	8	37.5	W18X71	BOX1200X60	6432.6
8	8	41.4	W12X279	BOX1200X60	11635.8
9	7	41.6	W12X53	BOX1200X60	6332.8
10	7	41.6	W12X279	BOX1200X60	11824.4
11	6	42.0	W12X50	BOX1200X50	11815.8
12	6	42.0	W12X279	BOX1200X50	6078.9
13	5	43.5	W12X279	BOX1100X50	11732.7
14	4	43.6	W18X211	BOX900X50	12167.0
15	2.5	43.8	W18X158	BOX800X40	7375.0
16	1.5	44.4	W18X211	BOX800X25	13066.2

جدول ۵. نتایج طراحی دیوار برشی فولادی با ورق نازک ساختمان ۲۴ طبقه

Table 5. Design results of thin steel plate shear walls for 24-story building

Story	tw (mm)	$\alpha$ (°)	HBE Section	VBE Section
1	20	37.9	W21X182	BOX2100X120
2	20	37.9	W21X182	BOX2400X100
3	20	37.9	W21X182	BOX2200X110
4	20	37.9	W21X182	BOX2200X110
5	20	37.9	W21X182	BOX2200X110
6	20	37.9	W21X182	BOX2300X100
7	20	37.9	W21X182	BOX2300X100
8	20	37.9	W21X182	BOX2300X100
9	20	37.9	W21X182	BOX2400X90
10	20	37.9	W21X182	BOX2400X90
11	20	37.9	W21X182	BOX2400X90
12	20	37.9	W21X182	BOX2300X90
13	20	37.9	W21X182	BOX2300X90
14	20	38.0	W21X182	BOX2200X90
15	20	38.0	W21X182	BOX2200X90
16	20	38.2	W21X201	BOX2100X90
17	20	38.4	W21X201	BOX2100X90
18	20	38.5	W21X201	BOX2000X90
19	20	40.0	W24X370	BOX2100X80
20	15	41.7	W24X370	BOX1800X80
21	10	42.7	W24X370	BOX1800X60
22	8	42.1	W21X93	BOX1500X60
23	8	42.1	W24X370	BOX1500X60
24	3	44.3	W24X370	BOX1100X50

جدول ۶. نتایج طراحی دیوار برشی فولادی و میراگر ویسکوز ساختمان ۲۴ طبقه

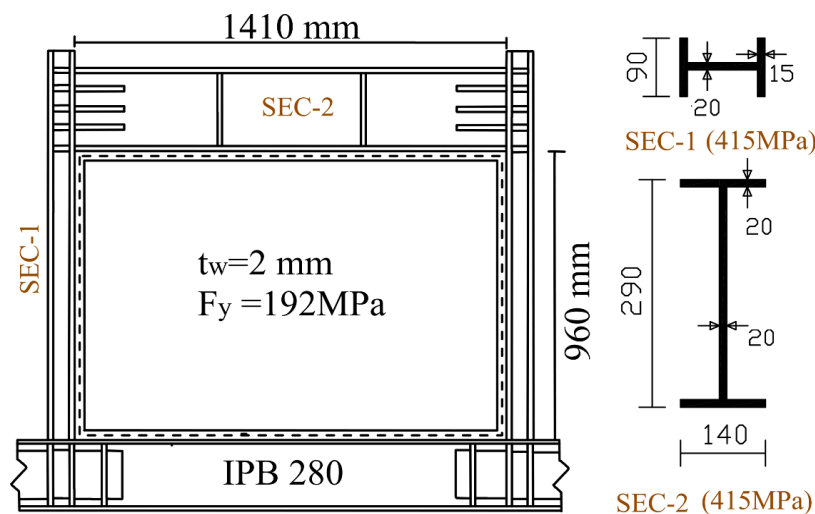
Table 6. Design results of steel plate shear walls and viscous dampers for 24-story building

Story	tw (mm)	$\alpha$ (°)	HBE Section	VBE Section	C [ kN/(m/s) <sup>0.5</sup> ]
1	15	36.3	W18X97	BOX1900X80	12682.0
2	15	38.3	W21X201	BOX2000X80	11791.8
3	15	37.9	W18X71	BOX1700X90	5855.8
4	15	35.2	W18X86	BOX1900X80	14886.3
5	15	36.0	W18X97	BOX2000X80	3444.6
6	15	37.6	W18X158	BOX2000X80	14082.6
7	15	37.4	W18X86	BOX2000X80	13565.9
8	15	37.7	W18X175	BOX2000X80	14369.7
9	15	38.1	W18X106	BOX1900X80	2411.2
10	15	38.9	W18X234	BOX2000X80	14656.7
11	15	40.7	W18X311	BOX1900X80	13853.0
12	14	40.8	W21X201	BOX1900X70	15977.1
13	13	40.2	W21X201	BOX1800X70	15690.1
14	12	40.5	W21X201	BOX1800X60	15690.1
15	11	40.8	W21X201	BOX1700X60	14082.6
16	10	40.9	W18X175	BOX1600X60	13277.5
17	10	40.6	W18X175	BOX1600X60	16206.8
18	10	41.4	W18X258	BOX1500X60	15889.9
19	8	42.0	W18X175	BOX1400X50	17327.4
20	8	42.0	W18X258	BOX1400X50	16493.8
21	5	43.1	W18X192	BOX1100X50	7980.0
22	4	42.0	W18X40	BOX1000X50	19421.7
23	4	42.7	W18X258	BOX1000X50	17814.2
24	1.5	44.5	W18X175	BOX800X25	19421.7

کردن اندرکنش نیروی محوری و ممان خمشی، مقاطع فایبر تعریف شده است. از مصالح Steel 02 برای مدلسازی مصالح تیر و ستون استفاده شد. همچنین از مدل پیشنهادی چوی و پارک [۲۹] برای شبیه‌سازی رفتار چرخه‌ای المان‌های نواری استفاده شد

میراگرهای ویسکوز در نرم‌افزار OpenSees به صورت میراگرهای غیرخطی (توان سرعت برابر ۰/۵) و با استفاده از مصالح Viscous تعریف شده است که این مصالح سختی را بی‌نهایت فرض کرده که به معنای راندمان ۱۰۰٪ بوده، و برای اینکه راندمان مدل به صورت کاذب بالا نرود

بارهای ثقیلی، لنگرهای خمشی ثانویه را به ستون‌های تکیه کننده و سپس از طریق آنها به سیستم باربر جانبی اعمال می‌کنند. نبود سیستم باربر ثقیلی در سازه، با وجود اثر این لنگرها در افزایش اثرات P-Delta، جبران می‌شود. برای مدل‌سازی ورق‌های فولادی، از المان خرپایی مورب استفاده شده و به‌منظور جلوگیری از تشکیل قطعات بیش از حد کوچک در تقسیم‌بندی المان‌های مرزی افقی که منجر به واگرایی می‌شوند، زاویه المان‌های نواری طوری در نظر گرفته شده که در تیرهای طبقات مختلف، گره‌های ایجاد شده بر یکدیگر منطبق باشند. در سیستم دیوار برشی فولادی، برای لحاظ



شکل ۴. جزئیات نمونه آزمایش شده توسط صبوری و سجادی [۳۳]

Fig. 4. Details of specimen tested by Sabouri and Sajjadi

یک طبقه، انتخاب شده است. پیکربندی نمونه آزمایشگاهی در شکل ۴ و خصوصیات مصالح به کار رفته در جدول ۷ آورده شده است. نمونه از طریق تیر پایین با پروفیل IPB 280 به کف مقاوم آزمایشگاه متصل شده و به وسیله دو جک هیدرولیکی افقی بار برشی جانبی به تیر بالا مطابق با ATC-24 [۳۴] اعمال شده است. در پنج چرخه اول بارگذاری، بار برشی جانبی به تدریج افزایش یافته ولی با این وجود تسلیم قابل توجهی در نمونه رخ نداده است. در چرخه ششم بارگذاری کرنش سنج‌های نصب شده بر روی ورق فولادی اولین تسلیم جدی را در جابه‌جایی برشی طبقه به مقدار ۱/۷ میلی‌متر (۰/۱۸٪ جابه‌جایی نسبی) نشان می‌دهند. بیشترین ظرفیت بار اعمال شده نمونه ۷۸۹/۶ kN بوده که در جابه‌جایی برشی طبقه به مقدار ۳۹ میلی‌متر (۴/۰۶٪ جابه‌جایی نسبی) اتفاق افتاده است. بیشترین جابه‌جایی نسبی نمونه ۵/۳۴٪ بوده است. ورق فولادی در همان ابتدای بارگذاری دچار کمانش شده است. در شکل ۵ [۳۳] نمودار هیستریزس نمونه آزمایشگاهی و نمونه عددی با یکدیگر مقایسه شده‌اند. مقایسه نتایج نمونه تحلیلی با نرم‌افزار OpenSees و نتایج نمونه آزمایشگاهی نشان می‌دهد که مدل عددی ساخته شده نیروهای جانبی، جابه‌جایی طبقه و سختی را با تقریب مناسب و قابل قبولی با نمونه آزمایشگاهی مدل‌سازی کرده است.

از مهاربندهایی با سختی محوری بسیار بالا که به میراگرها متصل است استفاده شده و همچنین میراگرهای ویسکوز با المان‌های truss مدل‌سازی شده و به صورت افقی در هر دهانه قاب قرار گرفته‌اند (شکل ۳). این مدل رفتاری میراگرهای ویسکوز با استفاده از مدل ماکسول [۳۰] (فقر خطی و میراگر غیرخطی به صورت سری) تعریف می‌شود. مدل ماکسول متداول‌ترین مدل برای مدل‌سازی رفتار میراگرهای ویسکوز غیرخطی می‌باشد. این مدل قادر به در نظر گرفتن وابستگی رفتار میراگر ویسکوز به سختی و فرکانس می‌باشد [۳۱، ۳۲]. در صورت استفاده از مدل ماکسول، سه پارامتر ضریب میرایی، توان سرعت و سختی محوری میراگر پارامترهای اصلی معرف میراگر ویسکوز غیرخطی خواهند بود. برای کلیه مدل‌ها ضریب میرایی ذاتی سازه ۵٪ فرض شده است.

#### ۴- صحت‌سنجی مدل‌سازی

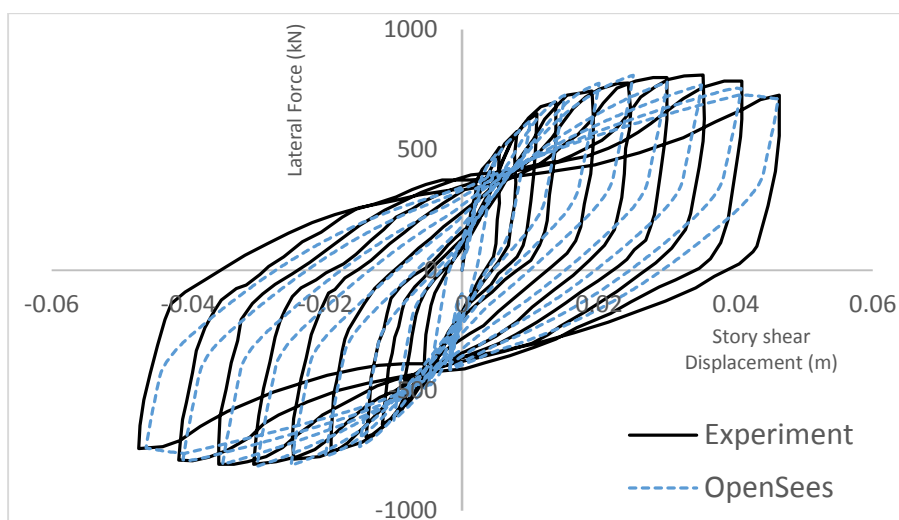
در هر تحقیق و پژوهشی که در آن از شیوه مدل‌سازی و تحلیلی استفاده می‌گردد، یکی از مهم‌ترین موضوعات، بحث صحت‌سنجی نرم‌افزاری می‌باشد که مدل‌سازی و تحلیل به‌وسیله آن صورت می‌پذیرد. مشخصات مدل دیوار برشی فولادی از مطالعه آزمایشگاهی نمونه تحت عنوان DS-SPW آزمایش شده توسط صبوری و سجادی [۳۳] به عنوان یک نمونه



جدول ۷. خصوصیات مصالح

Table 7. Material properties

عضو	تنش تسلیم (MPa)	تنش نهایی (اریتمی)	مرتبه فولاد در استاندارد Din آلمان
ورق	192.4	277.2	St14
تیر و ستون	414.9	551.8	St52
سخت کننده ها	258.3	390.4	St37



شکل ۵. نمودار هیستریزیس نمونه آزمایشگاهی و عددی [۳۳]

Fig. 5. Hysteresis loops of experimental and numerical specimen

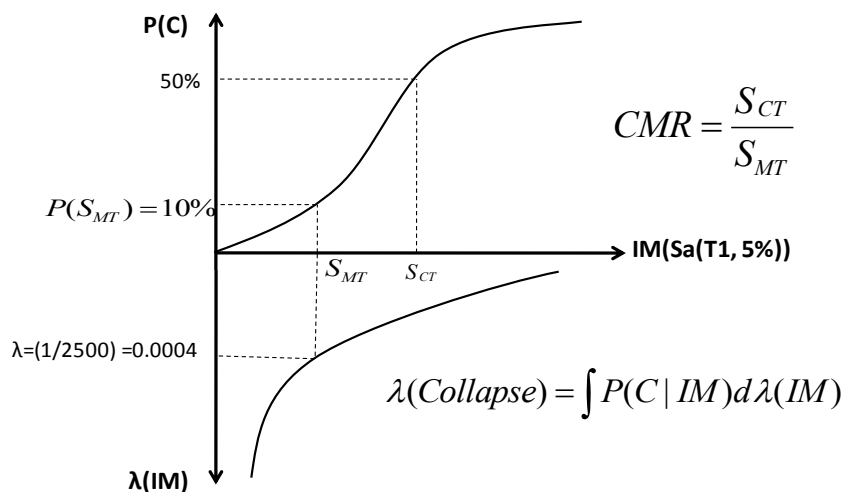
در اولویت انتخاب شده می باشد. آستانه فروریزش یا ایمنی جانی، هدف نهائی طراحان بدون در نظر گرفتن خطرات ناشی از آن می باشد. حالت عملکردی آستانه فروریزش به تازگی با احتمال شرطی فروریزش ۱۰ درصد برای حداکثر زلزله احتمالی (MCE) سنجیده می شود. MCE فراوانی سالیانه فراگذشت برای بسیاری از مناطق ۱ درصد در ۲۵۰۰ سال و یا ۰/۰۰۰۴ درصد در سال را دارد [۳۵]. تحلیل دینامیکی فزاینده ابزار قدرتمندی به منظور تعیین پاسخ فروریزش در سازه ها می باشد. بعد از اتمام تحلیل دینامیکی فزاینده، برای شتاب نگاشت ها شدت طیفی فروریزش  $S_a$  جدول بندی شده و ظرفیت فروریزش میانه  $\hat{S}_{CT}$  تعیین می گردد. در  $T_{max}$  شتاب طیفی MCE به صورت  $S_{MT}$  نامیده می شود. در نهایت نسبت حاشیه ای فروریزش<sup>۲</sup> (CMR) و همچنین احتمال سالیانه فروریزش برای زلزله MCE)

### ۵- تحلیل دینامیکی فزاینده (IDA<sup>۱</sup>)

در بحث مهندسی زلزله بر اساس عملکرد از نکات مهم، تخمین عملکرد سازه در اثر بارهای لرزه ای به ویژه تعیین میانگین فراوانی سالیانه فراگذشت از سطح مشخصی از تقاضای لرزه ای (مانند بیشینه نسبت دررفت میان طبقه ای) و یا ظرفیت حالت حدی مشخص (همانند ناپایداری دینامیکی کلی) است. روش ارائه شده جهت تخمین فوق، روش تحلیل دینامیکی فزاینده (IDA) است که این روش عبارت می باشد از آنالیز دینامیکی غیرخطی در اثر مجموعه ای از شتاب نگاشت های مقیاس شده با شدت های مختلف، به نحوی که سازه از محدوده الاستیک تا ناپایداری دینامیکی کلی رفتار کند. بیشتر طراحان، ارزیابی عملکرد ساختمان را برای حداقل هدف های عملکردی آورده شده در آیین نامه ها در نظر می گیرند و معمولاً ایمنی جانی

2 Collapse Margin Ratio (CMR)

1 Incremental Dynamic Analysis



شکل ۶. نحوه محاسبه احتمال سالیانه فروریزش و CMR [۳۶]

Fig. 6. Calculating annual probability of collapse and CMR

#### ۵-۲- منحنی‌های IDA و شکنندگی مدل‌ها

به منظور تعیین حالات حدی و منحنی‌های شکنندگی فروریزش ابتدا باید منحنی‌های IDA به وسیله نرم افزار OpenSees و شتاب‌نگاشت‌های معرفی شده برای حوزه دور از گسل با تحلیل دینامیکی فزاینده استخراج شوند. منحنی‌های IDA برای تمام مدل‌ها در شکل‌های ۷ تا ۹ نشان داده شده است و همچنین منحنی‌های شکنندگی فروریزش برای کلیه مدل‌ها در شکل‌های ۱۰ تا ۱۲ نشان داده شده است.

درصد (نرمال شده) احتمال شکست ( $p$ ) سازه‌های ۸، ۱۶ و ۲۴ طبقه در مقادیر شتاب طیفی ( $S_a$ ) بدست آمدند که بصورت زیر می‌باشد:

- سازه ۸ طبقه < دیوار برشی فولادی < شتاب طیفی  $p < 1 = 0.21$
- سازه ۸ طبقه < دیوار برشی فولادی با میراگر  $p < 1 = S_a < 0.23$
- سازه ۸ طبقه < دیوار برشی فولادی < شتاب طیفی  $p < 2 = 0.06$
- سازه ۸ طبقه < دیوار برشی فولادی با میراگر < شتاب طیفی  $p < 2 = 0.55$
- سازه ۱۶ طبقه < دیوار برشی فولادی < شتاب طیفی  $p < 1 = 0.05$
- سازه ۱۶ طبقه < دیوار برشی فولادی با میراگر  $p < 1 = S_a < 0.56$
- سازه ۱۶ طبقه < دیوار برشی فولادی < شتاب طیفی  $p < 2 = 0.95$
- سازه ۱۶ طبقه < دیوار برشی فولادی با میراگر < شتاب طیفی  $p < 2 = 0.83$

( $\lambda(Collapse)$ ) مطابق با شکل ۶ محاسبه می‌شوند.

#### ۵-۱- انتخاب شتاب‌نگاشت‌ها

در این مطالعه مجموعه رکوردهای حوزه دور از گسل شامل ۲۲ جفت رکورد (۴۴ مؤلفه منفرد) بر اساس FEMA P-695 از پایگاه داده PEER NGA انتخاب شده‌اند. تمام مشخصات شتاب‌نگاشت‌های انتخاب شده در جدول ۸ آورده شده است. تحلیل‌ها با در نظر گرفتن  $(S_a(T_1, 5\%))$  به عنوان شتاب طیفی در زمان تناوب مود اول به همراه ۵٪ میرایی برای شاخص شدت لرزه‌ای (IM) و دریفت بین طبقه‌ای بیشینه ( $\theta_{max}$ ) به عنوان پارامتر تقاضای مهندسی (EDP) صورت گرفتند. به منظور مقیاس نمودن رکوردهای موجود از روش مقیاس‌سازی به وسیله میانگین حسابی شتاب طیفی خطی در زمان تناوب اصلی سازه استفاده شده است. در این روش تمامی رکوردها به میانگین  $(S_a(T_1, 5\%))$  مقیاس شده، به این گونه که پس از محاسبه مقدار شتاب طیفی رکوردها در زمان تناوب اصلی سازه شده و میانگین‌گیری انجام می‌شود. سپس کلیه رکوردها جهت آنکه مقدار شتاب طیفی آن‌ها در زمان تناوب ارتعاشی اصلی سازه یکسان گردد در ضرابی ضرب می‌شوند.

- 1 Intensity Measure
- 2 Engineering Demand Parameter

جدول ۸. مشخصات شتاب‌نگاشت‌های انتخاب شده برای مجموعه رکوردهای حوزه دور از گسل

Table 8. Selected ground motion records for far-field set

نام زلزله	سال وقوع	بزرگای زلزله	نوع گسل	فاصله از صفحه گسل (Km)	PGA <sub>max</sub> (g)	PGV <sub>max</sub> (cm/s)
Northridge	1994	6.7	راندگی	17.2	0.52	63
Northridge	1994	6.7	راندگی	12.4	0.48	45
Duzce, Turkey	1999	7.1	امتداد لغز	12	0.82	62
Hector Mine	1999	7.1	امتداد لغز	11.7	0.34	42
Imperial Valley	1979	6.5	امتداد لغز	22	0.35	33
Imperial Valley	1979	6.5	امتداد لغز	12.5	0.38	42
Kobe, Japan	1995	6.9	امتداد لغز	7.1	0.51	37
Kobe, Japan	1995	6.9	امتداد لغز	19.2	0.24	38
Kocaeli, Turkey	1999	7.5	امتداد لغز	15.4	0.36	59
Kocaeli, Turkey	1999	7.5	امتداد لغز	13.5	0.22	40
Landers	1992	7.3	امتداد لغز	23.6	0.24	52
Landers	1992	7.3	امتداد لغز	19.7	0.42	42
Loma Prieta	1989	6.9	امتداد لغز	15.2	0.53	35
Loma Prieta	1989	6.9	امتداد لغز	12.8	0.56	45
Manjil, Iran	1990	7.4	امتداد لغز	12.6	0.51	54
Superstition Hills	1987	6.5	امتداد لغز	18.2	0.36	46
Superstition Hills	1987	6.5	امتداد لغز	11.2	0.45	36
Cape Mendocino	1992	7	راندگی	14.3	0.55	44
Chi-Chi, Taiwan	1999	7.6	راندگی	10	0.44	115
Chi-Chi, Taiwan	1999	7.6	راندگی	26	0.51	39
San Fernando	1971	6.6	راندگی	22.8	0.21	19
Friuli, Italy	1976	6.5	راندگی	15.8	0.35	31

۵-۳ نتایج ارزیابی فروریزش

نتایج ارزیابی فروریزش برای زلزله‌های حوزه دور برای مدل‌های ۸ طبقه، ۱۶ طبقه و ۲۴ طبقه در جدول ۹ آورده شده است. در این جدول [Sa] collapse شتاب طیفی فروریزش میانه متناظر با احتمال فروریزش ۵۰٪ در منحنی شکنندگی فروریزش،  $S_{a2/50} [T_1]$  شتاب طیفی با احتمال فراگذشت ۲٪ در ۵۰ سال،  $S_{MT}$  شتاب طیفی MCE در  $T_{max}$ ، CMR نسبت حاشیه‌ای فروریزش است که به صورت نسبت شتاب طیفی میانه فروریزش به شتاب طیفی با احتمال فراگذشت ۲٪ در ۵۰ سال تعریف می‌شود و  $\lambda_{Collapse}$  احتمال سالیانه فروریزش است که از انتگرال‌گیری منحنی شکنندگی فروریزش همراه با منحنی خطر ویژه ساختگاه حاصل می‌شود

سازه ۲۴ طبقه < دیوار برشی فولادی < شتاب طیفی  $p < 1 = 0.1$

سازه ۲۴ طبقه < دیوار برشی فولادی با میراگر  $S_a < 1 = p < 0.12$

سازه ۲۴ طبقه < دیوار برشی فولادی < شتاب طیفی  $p < 2 = 0.55$

سازه ۲۴ طبقه < دیوار برشی فولادی با میراگر < شتاب طیفی  $= 2 <$

$$p = 0.48$$

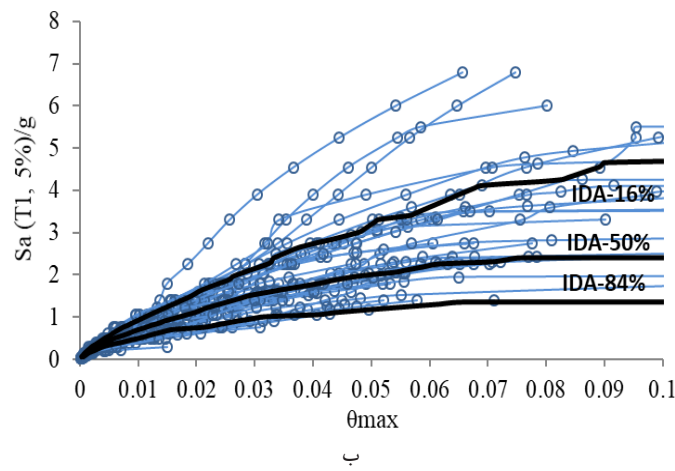
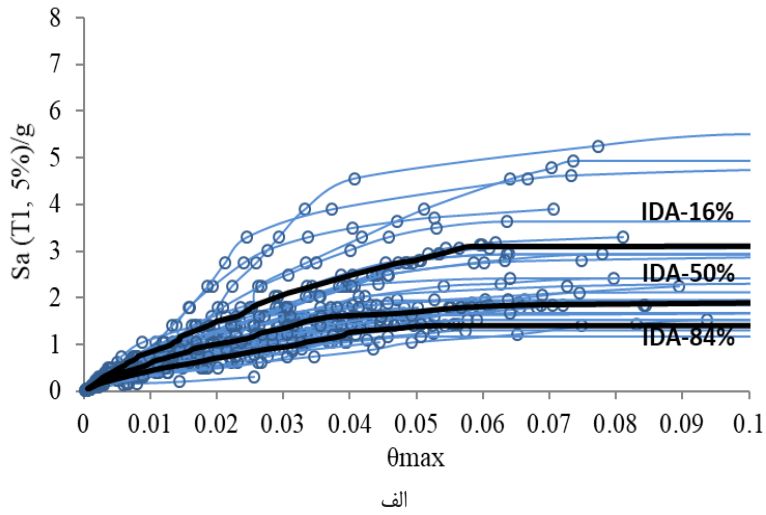
همانطور که ملاحظه می‌شود، درصد احتمال شکست در مقدار شتاب

طیفی ۱، در سازه‌های دارای میراگر از ۹/۵ تا ۲۰ درصد نسبت به سازه‌های

بدون میراگر افزایش می‌یابد. اما در مقدار شتاب طیفی ۲، درصد احتمال

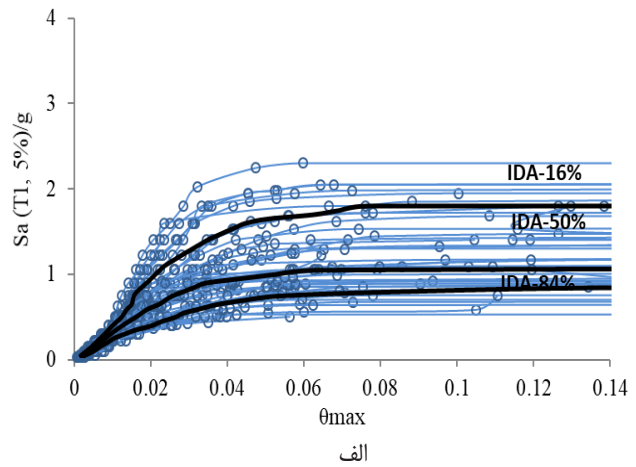
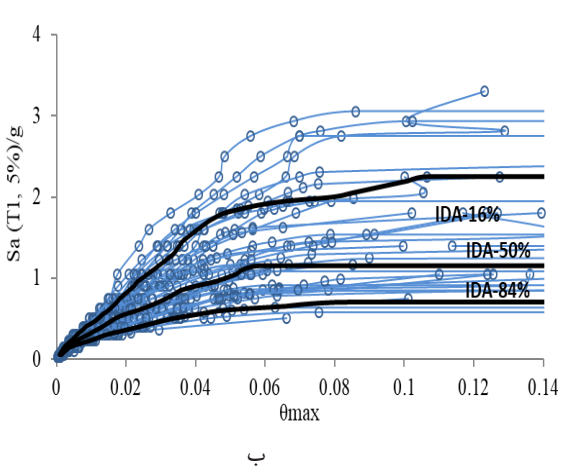
شکست در سازه‌های دارای میراگر ۸/۳۱ تا ۱۲/۷ درصد نسبت به سازه‌های

بدون میراگر کاهش می‌یابد.



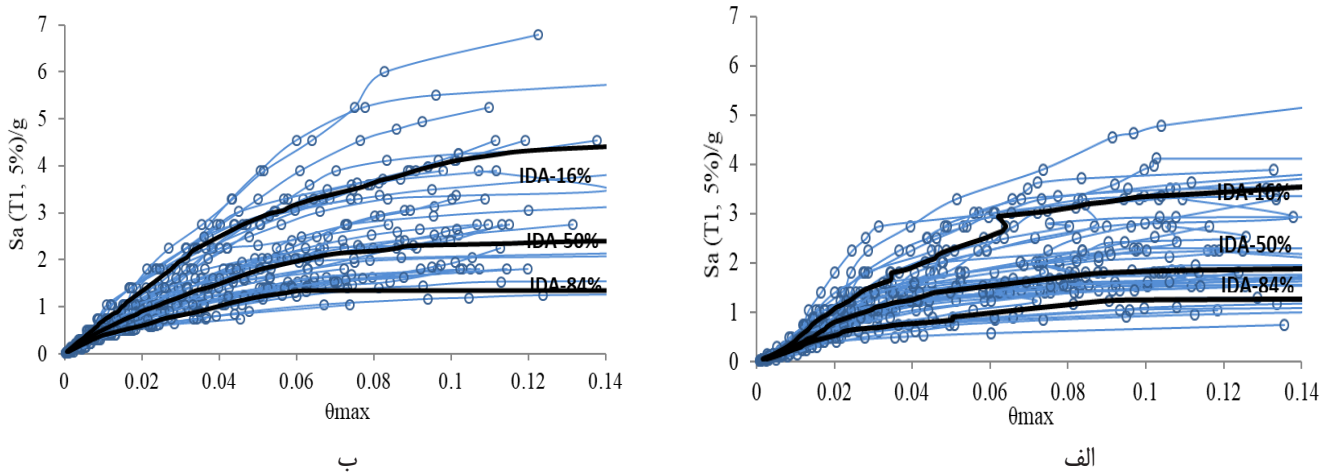
شکل ۷. منحنی IDA سازه ۸ طبقه الف) دیوار برشی فولادی ب) دیوار برشی فولادی و میراگر ویسکوز

Fig. 7. IDA curves for 8-story building a) Steel shear wall b) Steel shear wall and viscous damper



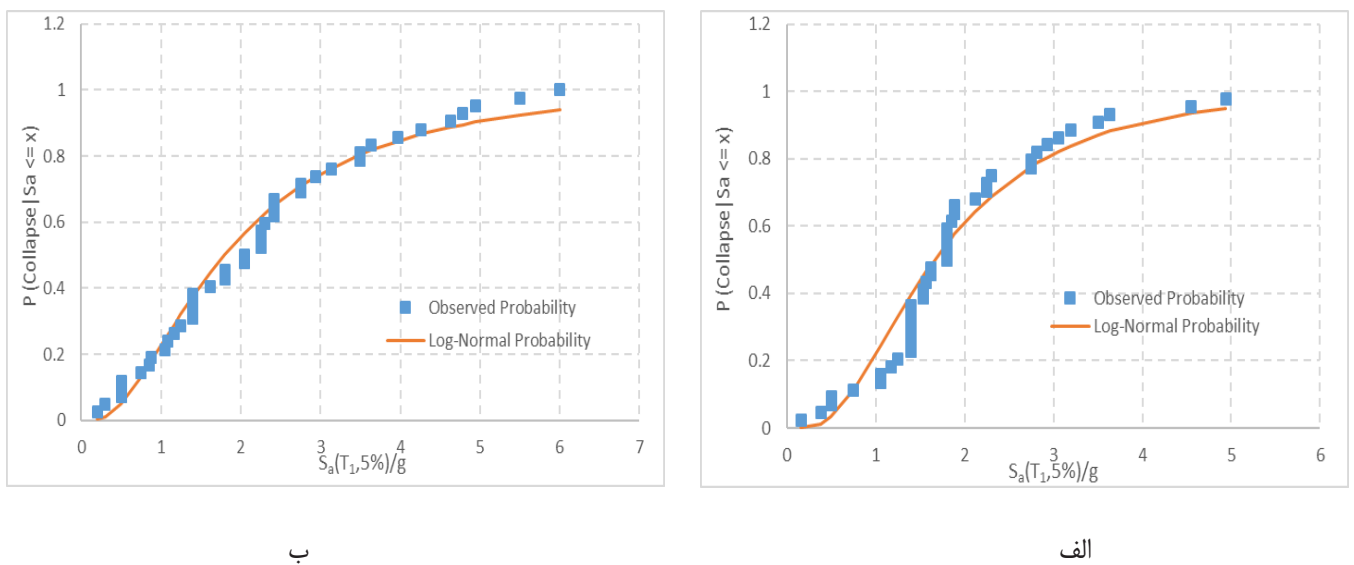
شکل ۸. منحنی IDA سازه ۱۶ طبقه الف) دیوار برشی فولادی ب) دیوار برشی فولادی و میراگر ویسکوز

Fig. 8. IDA curves for 16-story building a) Steel shear wall b) Steel shear wall and viscous damper



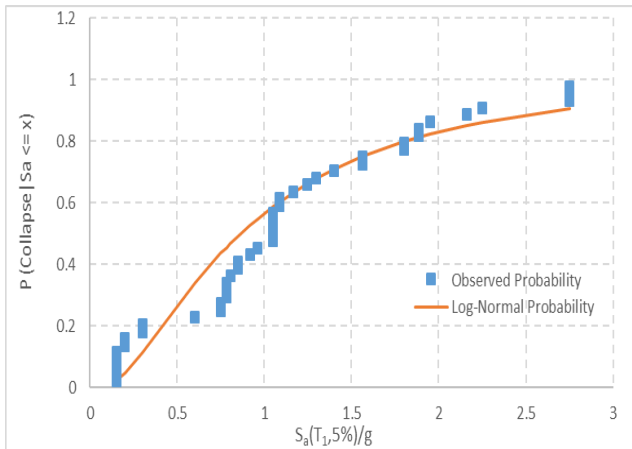
شکل ۹. منحنی IDA سازه ۲۴ طبقه (الف) دیوار برشی فولادی (ب) دیوار برشی فولادی و میراگر ویسکوز

Fig. 9. IDA curves for 24-story building a) Steel shear wall b) Steel shear wall and viscous damper

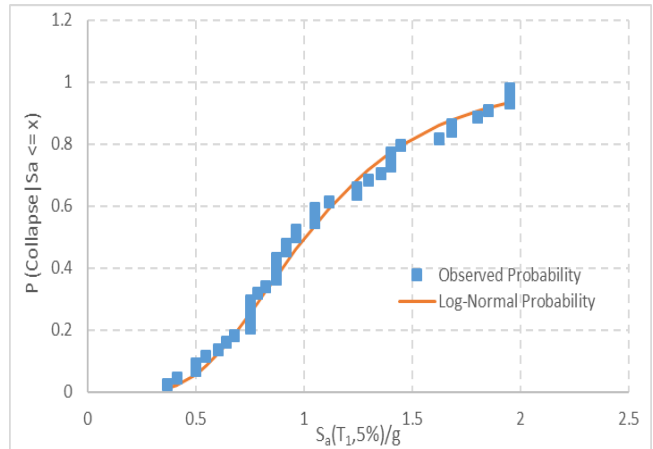


شکل ۱۰. منحنی شکنندگی فروریزش سازه ۸ طبقه (الف) دیوار برشی فولادی (ب) دیوار برشی فولادی و میراگر ویسکوز

Fig. 10. Collapse fragility curves for 8-story building a) Steel shear wall b) Steel shear wall and viscous damper



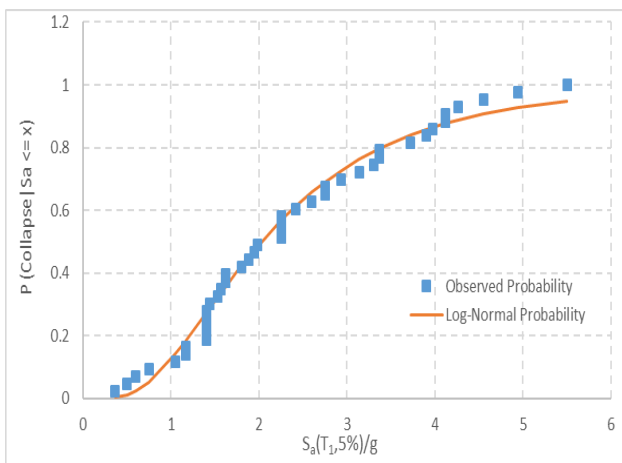
ب



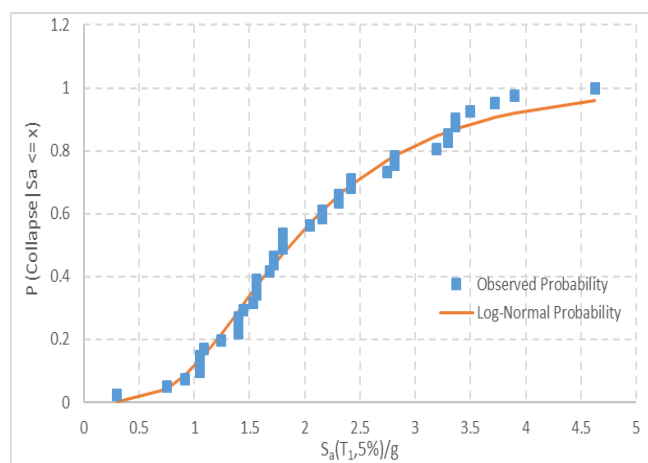
الف

شکل ۱۱. منحنی شکنندگی فروریزش سازه ۱۶ طبقه (الف) دیوار برشی فولادی (ب) دیوار برشی فولادی و میراگر ویسکوز

Fig. 11. Collapse fragility curves for 16-story building a) Steel shear wall b) Steel shear wall and viscous damper



ب



الف

شکل ۱۲. منحنی شکنندگی فروریزش سازه ۲۴ طبقه (الف) دیوار برشی فولادی (ب) دیوار برشی فولادی و میراگر ویسکوز

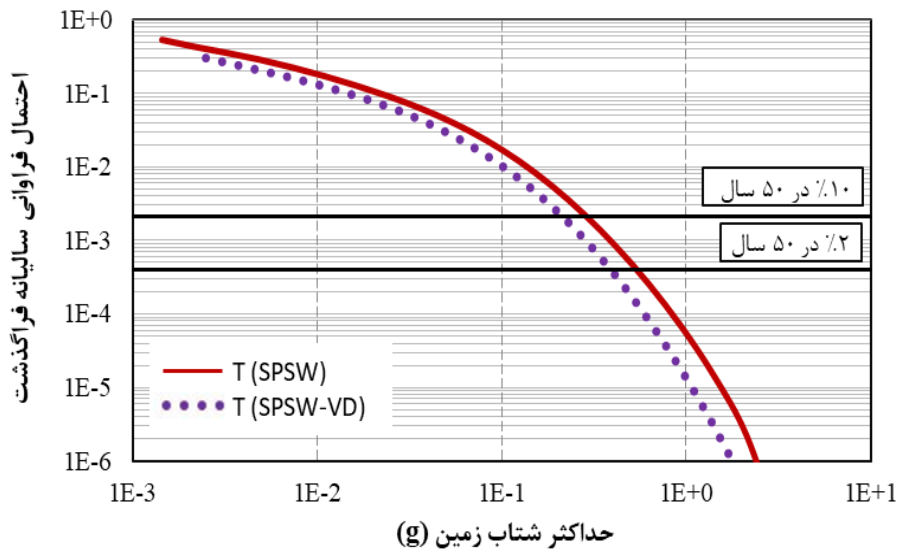
Fig. 12. Collapse fragility curves for 24-story building a) Steel shear wall b) Steel shear wall and viscous damper



جدول ۹. نتایج تحلیل دینامیکی فزاینده مدل‌ها

Table 9. Incremental dynamic analysis results for models

مدل	model	$[S_a]_{collapse}$	$S_a [2/50]$	$\lambda_{collapse}[\times 10^{-4}]$	$S_{MT}$	CMR
۸ طبقه	SPSW	1.75	0.155	0.943	0.7	2.50
	SPSW-VD	2.25	0.81	0.235	0.45	5.00
۱۶ طبقه	SPSW	0.96	0.37	2.14	0.45	1.85
	SPSW-VD	1.05	0.15	0.42	0.22	4.47
۲۴ طبقه	SPSW	1.80	0.3	2.26	1.05	1.71
	SPSW-VD	2.21	0.4	0.95	0.8	2.76



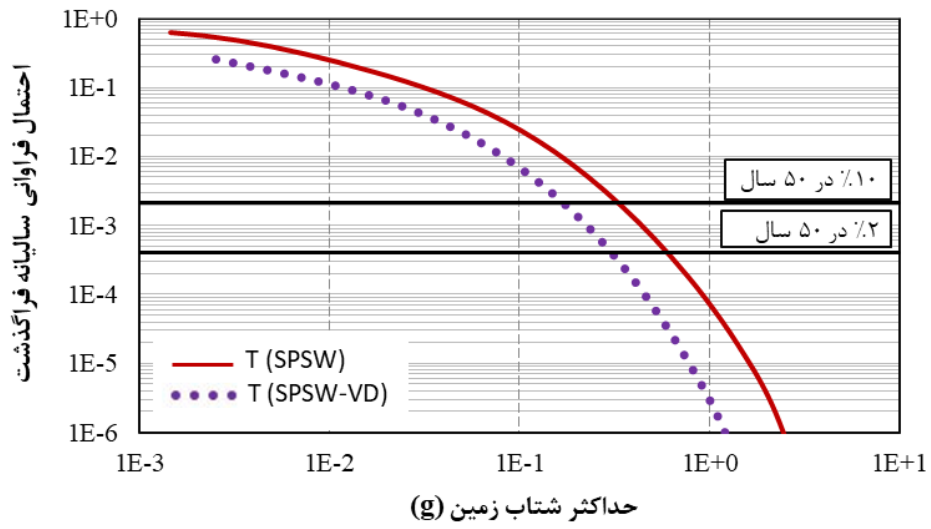
شکل ۱۳. منحنی خطر برای سازه‌های ۸ طبقه (در مقیاس لگاریتمی)

Fig. 13. Seismic hazard curve for 8-story buildings (logarithmic scale)

۵-۴- مقایسه نتایج ارزیابی فروریزش

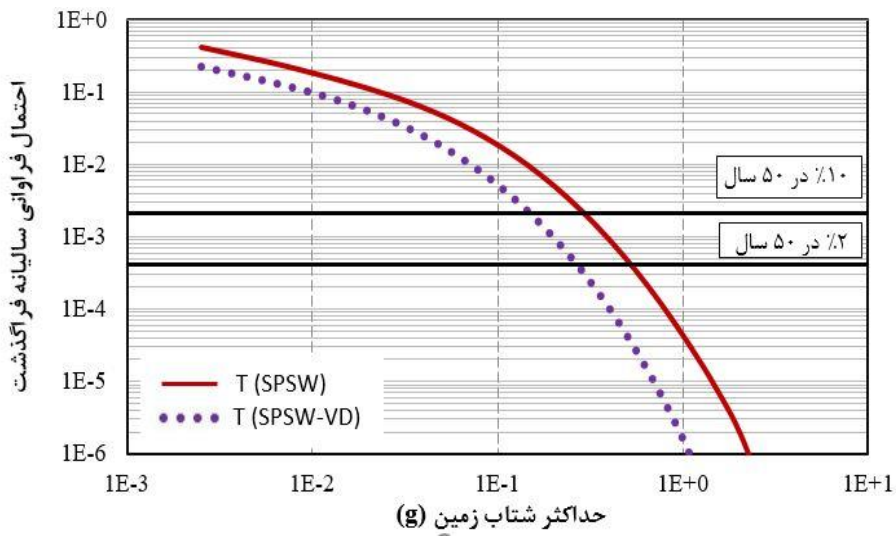
نسبت حاشیه‌ای فروریزش (CMR) در برابر تعداد طبقات در شکل ۱۶ نشان داده شده است. مطابق نمودار، با افزایش تعداد طبقات این نسبت کاهش می‌یابد. با به‌کارگیری از میراگر ویسکوز در سازه‌های دیوار برشی فولادی نسبت حاشیه‌ای فروریزش برای سازه‌های ۸، ۱۶ و ۲۴ طبقه به ترتیب ۱۰۰٪، ۹۲٪ و ۶۶٪ افزایش یافته است. که افزایش این نسبت‌های حاشیه‌ای فروریزش اهمیت استفاده از میراگر ویسکوز را روشن می‌نماید.

که منحنی‌های خطر ویژه در شکل‌های ۱۳ تا ۱۵ به ترتیب برای مدل‌های ۸، ۱۶ و ۲۴ طبقه نشان داده شده‌اند [۳۷]. باید توجه داشت که  $\lambda_{Collapse}$  بهترین معیار برای مقایسه ایمنی سازه‌ها در برابر فروریزش هستند چرا که در روند محاسبات آن، هم از منحنی خطر منطقه و هم از منحنی شکنندگی فروریزش استفاده می‌شود [۳۸]. در جدول و نمودارها، SPSW معرف مدل سازه‌های دیوار برشی فولادی با ورق نازک و SPSW-VD معرف مدل سازه‌های دیوار برشی فولادی همراه با میراگر ویسکوز می‌باشند.



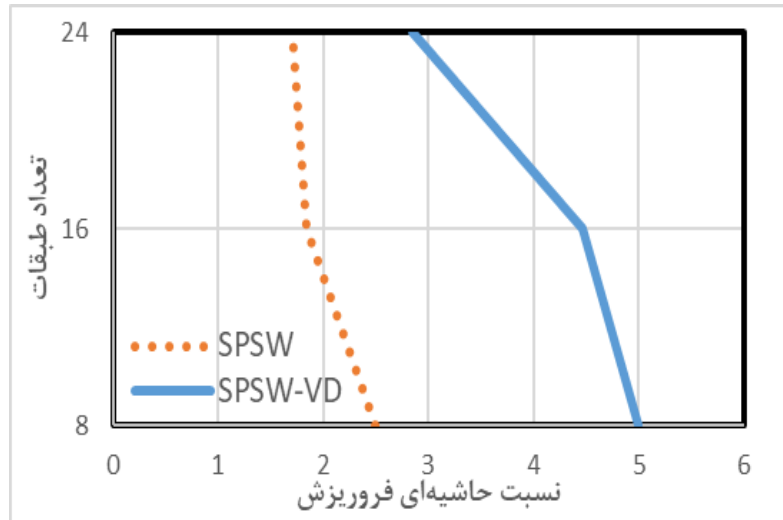
شکل ۱۴. منحنی خطر برای سازه‌های ۱۶ طبقه (در مقیاس لگاریتمی)

Fig. 14. Seismic hazard curve for 16-story buildings (logarithmic scale)



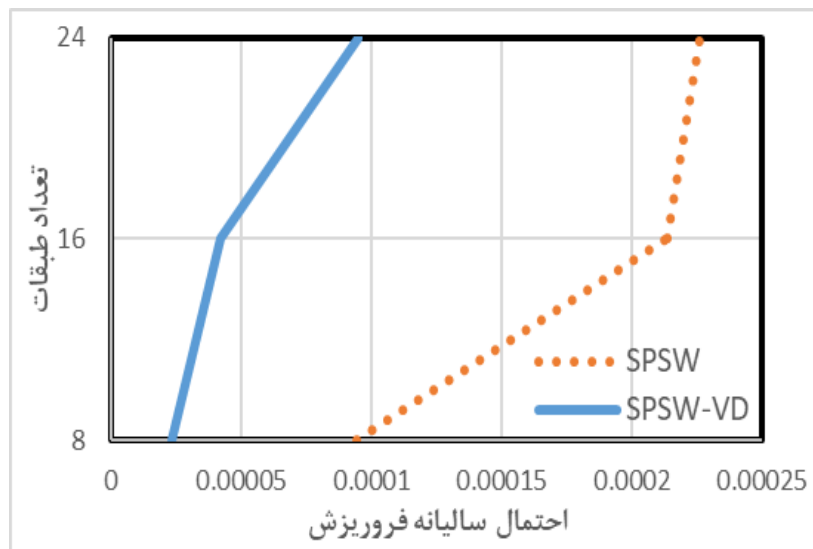
شکل ۱۵. منحنی خطر برای سازه‌های ۲۴ طبقه (در مقیاس لگاریتمی)

Fig. 15. Seismic hazard curve for 24-story buildings (logarithmic scale)



شکل ۱۶. نمودار نسبت حاشیه‌ای فروریزش (CMR)

Fig. 16. Collapse margin ratio (CMR) versus number of stories



شکل ۱۷. نمودار احتمال سالیانه فروریزش ( $\lambda_{Collapse}$ )

Fig. 17. Annual collapse probability ( $\lambda_{Collapse}$ ) versus number of stories

۸، ۱۶ و ۲۴ طبقه به ترتیب ۰.۷۵٪، ۰.۷۹٪ و ۰.۵۸٪ کاهش یافته است که کاهش  $\lambda_{Collapse}$  این سازه‌ها اهمیت استفاده از میراگر ویسکوز را بیشتر مشخص می‌نماید. یکی از دلایلی که باعث کاهش احتمال سالیانه فروریزش برای مدل‌های دارای میراگر ویسکوز است کاهش میانگین فراوانی سالیانه فراگذشت در این مدل‌ها برای شتاب‌های طیفی بالا است.

احتمال سالیانه فروریزش ( $\lambda_{Collapse}$ ) در برابر تعداد طبقات در شکل ۱۷ نشان داده شده است. مطابق نمودار، با افزایش تعداد طبقات  $\lambda_{Collapse}$  نیز افزایش می‌یابد. افزایش تاثیر P-delta متناسب با افزایش تعداد طبقات دلیل این کاهش در ایمنی فروریزش می‌باشد. با به کارگیری میراگر ویسکوز در سازه‌های دیوار برشی فولادی، احتمال سالیانه فروریزش برای سازه‌های

جدول ۱۰. نام و مشخصات شتاب نگاشت‌های به کار رفته در تحلیل NTH

Table 10. Selected ground motion records for NTH analysis

شماره رکورد	نام زلزله	سال وقوع	شدت زلزله	فاصله از صفحه گسل (KM)	رده‌بندی سایت
1	Northridge	1994	6.7	17.2	D
2	Duzce, Turkey	1999	7.5	12	D
3	Imperial Valley	1979	6.5	12.5	D
4	Kobe, Japan	1995	6.9	19.2	D
5	Chi-Chi, Taiwan	1999	7.6	10	D
6	Superstition Hills	1987	6.5	11.2	D
7	Friuli, Italy	1976	6.5	15.8	D

۶- اندرکنش دیوار برشی فولادی و قاب مهاربندی میراگر ویسکوز

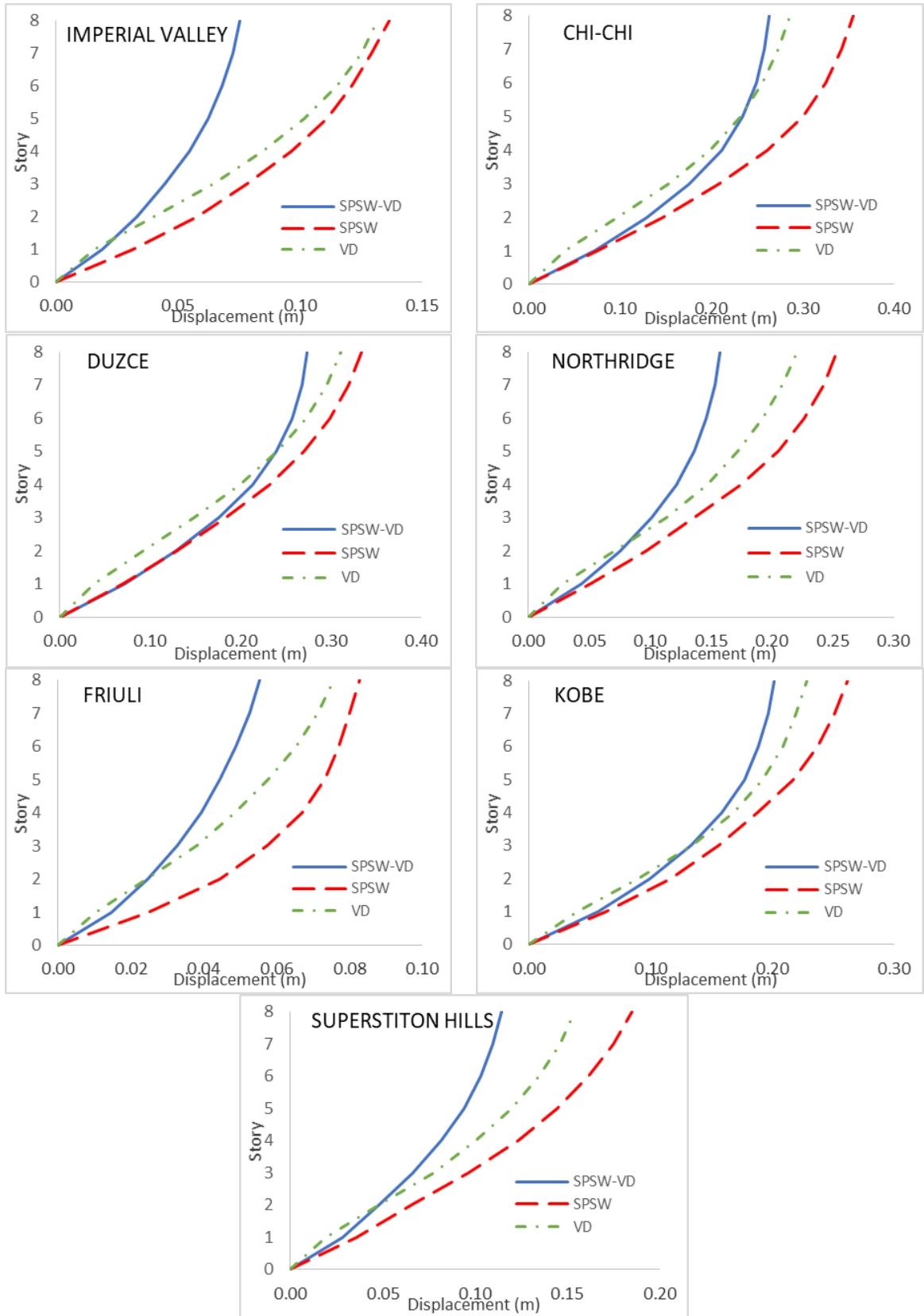
هنگامی که یک سازه با دیوارهای برشی فولادی و قاب مهاربندی میراگرهای ویسکوز تحت بارگذاری جانبی قرار می‌گیرد فرم‌های تغییرمکان یافته متمایزی که در دیوارها و قاب‌ها به وجود می‌آید می‌تواند در کاهش تغییرمکان‌های جانبی کاملاً تأثیرگذار باشد. مزیت‌های بالقوه یک سازه دیوار برشی فولادی و میراگر ویسکوز به طور هم‌زمان به قدرت اندرکنش و تعامل افقی این دو سیستم بستگی دارد که تابع سختی نسبی دیوارهای برشی فولادی و قاب‌های مهاربندی میراگرهای ویسکوز و ارتفاع سازه می‌باشد. جهت ارزیابی اندرکنش سیستم دیوار برشی فولادی با ورق نازک و میراگر ویسکوز، از تحلیل دینامیکی غیرخطی (با به‌اختصار NTH) توسط ۷ شتاب نگاشت استفاده شده است. در این راستا در جدول ۱۰ زلزله‌های مورد اشاره که با توجه به طیف طرح و الزامات ASCE7-16 [۲۶] همپایه شده‌اند، استفاده شده است. مشخصات طراحی سازه‌ها در انتخاب این شتاب‌نگاشت‌ها مورد توجه قرار گرفته است. بر اساس الزامات آیین‌نامه ASCE7-16 تنها با استفاده از یک ضریب مقیاس منفرد یک مجموعه از شتاب‌نگاشت‌ها به‌گونه‌ای مقیاس می‌گردند که طیف میانگین آنها در فاصله  $T/2$  تا  $T$  با  $1/5$  طیف طرح آیین‌نامه انطباق یابد؛ که  $T$  در آن دوره تناوب تجربی سازه می‌باشد.

۶-۱- بررسی اندرکنش در سازه ۸ طبقه

منحنی تغییرشکل سازه ۸ طبقه در ارتفاع تحت رکوردهای زلزله در شکل ۱۸ نشان داده شده است. هنگامی که دیوار برشی فولادی و قاب مهاربندی میراگر ویسکوز با هم در تحمل نیروهای جانبی همکاری می‌کنند، دیوار برشی فولادی در ارتفاع سازه دارای تغییرمکان بیشتری نسبت به قاب مهاربندی میراگر ویسکوز می‌باشد لذا قاب مهاربندی در کل ارتفاع سازه مانع از آن است که دیوار برشی فولادی تغییرمکان زیادی بدهد. به طور کلی دیوار برشی فولادی در کل ارتفاع سازه در مد برشی تغییرشکل می‌دهد و با تقعر در جهت نیروهای جانبی، دارای حداکثر شیب در پای سازه می‌باشد در حالی که قاب مهاربندی میراگر ویسکوز در پای سازه تا طبقات میانی با تحذب در جهت نیروهای جانبی در مد خمشی و از طبقات میانی تا طبقات بالا در مود برشی تغییرشکل می‌دهد. به بیان دیگر قاب مهاربندی میراگر ویسکوز تمایل دارد تغییرمکان دیوار برشی فولادی به خصوص در پای سازه را کاهش دهد.

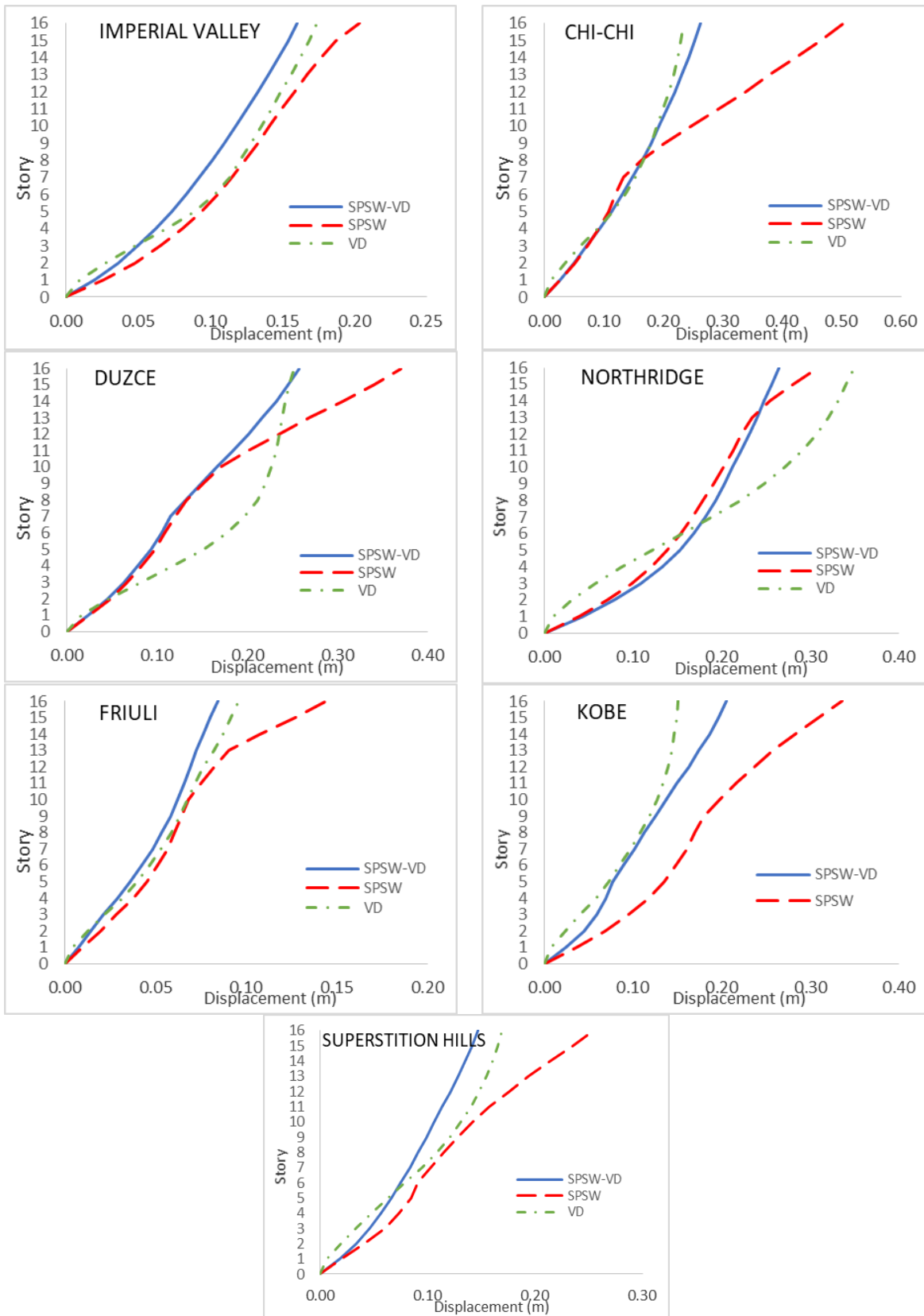
۶-۲- بررسی اندرکنش در سازه ۱۶ طبقه

منحنی تغییرشکل سازه ۱۶ طبقه در ارتفاع تحت رکوردهای زلزله در شکل ۱۹ نشان داده شده است. هنگامی که دیوار برشی فولادی و قاب مهاربندی میراگر ویسکوز با هم در تحمل نیروهای جانبی همکاری می‌کنند معمولاً دیوار برشی فولادی در طبقات پایین و طبقات بالایی دارای تغییرمکان بیشتری از قاب مهاربندی میراگر ویسکوز می‌باشد، لذا قاب مهاربندی



شکل ۱۸. نمودار تغییر شکل سازه ۸ طبقه در ارتفاع تحت رکوردهای زلزله

Fig. 18. Drift profiles along building height for 8-story building under earthquake records



شکل ۱۹. نمودار تغییر شکل سازه ۱۶ طبقه در ارتفاع تحت رکوردهای زلزله

Fig. 19. Drift profiles along building height for 16-story building under earthquake records



تا طبقات فوقانی افزایش می‌یابد و در طبقات آخر نیروی اندرکنشی بسیار بزرگ می‌باشد. در طبقات میانی نیز بسته به مدهای تغییرشکل این دو سیستم و صلبیت نسبی هر کدام، دیوار برشی فولادی یا قاب مهاربندی میراگر ویسکوز می‌تواند دیگری را مهار نماید یا ممکن است در طبقات میانی اندرکنش به حداقل برسد. عملکرد سازه‌ای ترکیبی، به صلبیت نسبی این دو سیستم و مدهای تغییرشکل آن‌ها بستگی دارد.

#### ۷- نتیجه‌گیری

در این مطالعه، سازه‌های کوتاه مرتبه (۸ طبقه)، میان‌مرتبه (۱۶ طبقه) و بلندمرتبه (۲۴ طبقه) در دو حالت، دارای سیستم دیوار برشی فولادی و سیستم دیوار برشی فولادی به همراه میراگر ویسکوز تحت شتاب‌نگاشت‌های مختلف، تحلیل و مورد ارزیابی قرار گرفتند. نتایج نشان داد که:

سازه دارای سیستم دیوار برشی فولادی همراه با میراگر ویسکوز نسبت حاشیه‌ای فروریزش (CMR) بسیار بیشتری نسبت به سازه دارای سیستم دیوار برشی فولادی بدون میراگر ویسکوز دارد. به طوری که با به‌کارگیری میراگر ویسکوز در سازه‌های دیوار برشی فولادی نسبت حاشیه‌ای فروریزش برای سازه‌های ۸، ۱۶ و ۲۴ طبقه به ترتیب ۱۰۰٪، ۹۲٪ و ۶۶٪ افزایش یافته است. این میزان از افزایش نسبت حاشیه‌ای فروریزش نشان از تأثیرگذاری میراگر ویسکوز دارد و اهمیت استفاده از این سیستم را روشن می‌نماید.

استفاده از میراگر ویسکوز در سازه‌های سیستم دیوار برشی فولادی به صورت چشمگیری موجب کاهش احتمال سالیانه فروریزش  $\lambda_{Collapse}$  می‌گردد. به طوری که در سازه‌های ۸، ۱۶ و ۲۴ طبقه  $\lambda_{Collapse}$  به ترتیب ۷۵٪، ۷۹٪ و ۵۸٪ کاهش یافته است که کاهش  $\lambda_{Collapse}$  این سازه‌ها اهمیت استفاده از میراگر ویسکوز را بیشتر مشخص می‌نماید. مشاهده می‌گردد که با افزایش تعداد طبقات احتمال سالیانه فروریزش نیز افزایش می‌یابد.

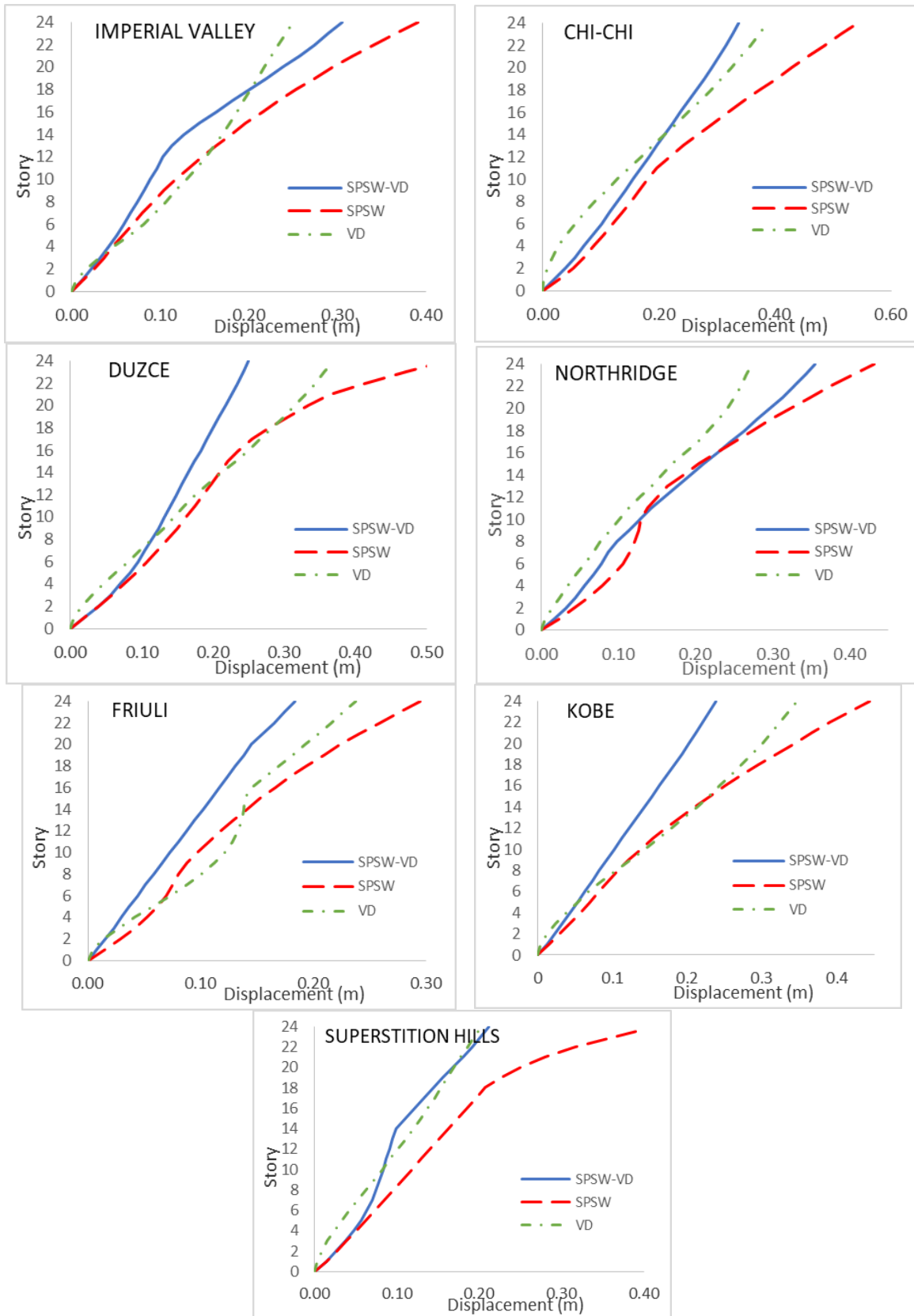
برای سازه ۸ طبقه، زمانی که دیوار برشی فولادی و قاب مهاربندی میراگر ویسکوز با هم در تحمل نیروهای جانبی زلزله همکاری می‌کنند، دیوار برشی در ارتفاع سازه دارای تغییرشکل بیشتری نسبت به قاب مهاربندی میراگر ویسکوز است. به طوری که دیوار برشی فولادی در کل ارتفاع سازه در مد برشی تغییرشکل داده و با تقعر در جهت نیروهای جانبی، دارای حداکثر شیب در پای سازه می‌باشد درحالی که قاب مهاربندی میراگر ویسکوز در پای سازه تا طبقات میانی با تحذب در جهت نیروهای جانبی در مد خمشی و از طبقات میانی تا طبقات بالا در مد برشی تغییرشکل می‌دهد به بیان دیگر

طبقات پایینی و طبقات بالایی با اعمال نیرو به دیوار برشی فولادی مانع از تغییرشکل زیاد دیوار می‌شود. به طور کلی دیوار برشی فولادی از پای سازه تا طبقات میانی در مد برشی و از طبقات میانی تا طبقات بالا در مد خمشی تغییرشکل می‌دهد و بالعکس قاب مهاربندی میراگر ویسکوز از پای سازه تا طبقات میانی در مد خمشی و از طبقات میانی تا طبقات بالایی در مد برشی تغییرشکل می‌دهد. اضافه تغییرشکلانی که برای دیوار برشی فولادی در طبقات بالا مشاهده می‌شود بیشتر به دلیل اثرات مدهای بالاتر می‌باشد که با افزایش تعداد طبقات اثر مدهای بالاتر نیز بیشتر خود را نشان می‌دهند که این مسئله در سازه‌های کوتاه مرتبه دیده نمی‌شود.

#### ۶-۳- بررسی اندرکنش در سازه ۲۴ طبقه

منحنی تغییرشکل سازه ۲۴ طبقه در ارتفاع تحت رکوردهای زلزله در شکل ۲۰ نشان داده شده است. نتایج تغییرشکل‌های به دست آمده برای سازه ۲۴ طبقه تا حدود زیادی رفتار اندرکنشی سازه بلند را همانند سازه میان مرتبه (۱۶ طبقه) نشان می‌دهد. زمانی که سازه دارای دیوار برشی فولادی و میراگر ویسکوز تحت بار جانبی زلزله قرار می‌گیرد، قاب مهاربندی میراگر ویسکوز معمولاً در طبقات بالایی و در پای سازه تغییرشکل کمتری نسبت به دیوار برشی فولادی دارد و همچنین در پای سازه تا طبقات میانی در مد خمشی و از طبقات میانی تا طبقات فوقانی در مد برشی تغییرشکل می‌دهد و بالعکس دیوار برشی فولادی در پای سازه معمولاً در مد برشی و در طبقات فوقانی در مد خمشی تغییرشکل زیادی از خود نشان می‌دهد. اثر تداخلی این دو مد تغییرشکل، اندرکنش بین دیوار برشی فولادی و قاب مهاربندی میراگر ویسکوز را نتیجه می‌دهد که منجر به افزایش سختی سیستم می‌گردد.

تغییرشکل سیستم دیوار برشی فولادی و میراگر ویسکوز به نسبت سختی عمودی این دو سیستم وابسته است. در ساختمان‌های میان‌مرتبه و بلندمرتبه برای سازه‌هایی که دارای سیستم دیوار برشی فولادی هستند معمولاً سختی بر اساس ارتفاع از روی سطح زمین محاسبه می‌شوند ولی در قاب‌ها ارتفاع نسبی طبقات ملاک بوده و بر اساس این که سختی نسبی طبقه چه میزان است بر روی تغییرشکل‌های سازه تأثیرگذار می‌باشند. برای دیوار برشی فولادی با افزایش طبقات و ارتفاع سازه، سختی دیوار برشی فولادی کاهش می‌یابد لذا از طبقات میانی تا طبقات فوقانی تغییرشکل دیوار برشی فولادی شروع به افزایش می‌یابد و قاب مهاربندی میراگر ویسکوز سعی در جبران‌سازی و مهار دیوار برشی فولادی می‌نماید. به همین خاطر اندرکنش نیروی دیوار برشی فولادی و قاب مهاربندی میراگر ویسکوز از طبقات میانی



شکل ۲۰. نمودار تغییر شکل سازه ۲۴ طبقه در ارتفاع تحت رکوردهای زلزله

Fig. 20. Drift profiles along building height for 24-story building under earthquake records

analysis, Structures 20 (2020) 437-451.

- [1] L. Thorburn, G. Kulak, C. Montgomery, Analysis of steel plate shear walls, Structural Engineering Report No. 107, Edmonton, Alberta: University of Alberta, Department of Civil Engineering, (1983).
- [2] P.A. Timler, G.L. Kulak, Experimental study of steel plate shear walls, (1983).
- [3] T.M. Roberts, S. Sabouri-Ghomi, Hysteretic characteristics of unstiffened perforated steel plate shear panels, Thin-Walled Structures, 14(2) (1992) 139-151.
- [4] D. Vian, M. Bruneau, TESTING OF SPECIAL STEEL PLATE SHEAR WALLS, (2006).
- [5] M. Gholhaki, "Study of Behavior of Thin Steel Plate Shear, P. Walls and Effect of Beam to Column Connections", K.N.T.U.o.T. Thesis, Tehran, Iran., 2007.
- [6] S. Sabouri-Ghomi, T. Roberts, Nonlinear dynamic analysis of steel plate shear walls including shear and bending deformations, Engineering Structures, 14(5) (1992) 309-317.
- [7] G.S. SABOURI, H.M. GHOL, Ductility of thin steel plate shear walls, (2008).
- [8] S. Sabouri-Ghomi, S. Mamazizi, M. Alavi, An investigation into linear and nonlinear behavior of stiffened steel plate shear panels with two openings, Advances in Structural Engineering, 18(5) (2015) 687-700.
- [9] D.J. Borello, L.A. Fahnestock, Large-scale cyclic testing of steel-plate shear walls with coupling, Journal of Structural Engineering, 143(10) (2017) 04017133.
- [10] M. Wang, W. Yang, Equivalent constitutive model of steel plate shear wall structures, Thin-Walled Structures, 124 (2018) 415-429.
- [11] L. Jiang, H. Zheng, Y. Hu, Experimental seismic performance of steel-and composite steel-panel wall strengthened steel frames, Archives of Civil and Mechanical Engineering, 17 (2017) 520-534.
- [12] M.H. Asl, M. Safarkhani, Seismic behavior of steel plate shear wall with reduced boundary beam section,

قاب مهاربندی میراگر تمایل دارد تغییر مکان دیوار برشی فولادی به خصوص در پای سازه را کاهش دهد.

برای سازه‌های ۱۶ و ۲۴ طبقه زمانی که سازه دارای دیوار برشی فولادی و میراگر ویسکوز تحت بار جانبی زلزله قرار می‌گیرد، قاب مهاربندی میراگر ویسکوز معمولاً در طبقات بالایی و در پای سازه تغییر مکان کمتری نسبت به دیوار برشی فولادی داشته و همچنین در پای سازه تا طبقات میانی در مود خمشی و از طبقات میانی تا طبقات فوقانی در مود برشی تغییر شکل می‌دهد و بالعکس دیوار برشی فولادی در پای سازه معمولاً در مود برشی و در طبقات فوقانی مد خمشی تغییر شکل زیادی از خود نشان می‌دهد.

در ساختمان‌های میان مرتبه و بلندمرتبه برای سازه‌هایی که دارای سیستم دیوار برشی هستند، از طبقات میانی تا طبقات فوقانی تغییر شکل دیوار برشی فولادی شروع به افزایش می‌یابد و قاب مهاربندی میراگر ویسکوز سعی در جبران‌سازی و مهار دیوار برشی فولادی می‌نماید. به همین خاطر اندرکنش نیروی دیوار برشی فولادی و قاب مهاربندی میراگر ویسکوز از طبقات میانی تا طبقات فوقانی افزایش می‌یابد و در طبقات آخر، نیروی اندرکنشی، بسیار بزرگ می‌باشد. در طبقات میانی نیز بسته به مدهای تغییر شکل این دو سیستم و صلبیت نسبی هر کدام، دیوار برشی فولادی یا قاب مهاربندی میراگر ویسکوز می‌تواند دیگری را مهار نماید یا ممکن است در طبقات میانی اندرکنش به حداقل برسد.

## منابع

- [1] [1] G. Pachideh, M. Gholhaki, M.A. Kafi, Experimental and Numerical Evaluation of an Innovative Diamond-Scheme Bracing System Equipped with a Yielding Damper, Steel and Composite Structures 36 (2), (2020) 197-211.
- [2] G. Pachideh, M.A. Kafi, M. Gholhaki, Evaluation of cyclic performance of a novel bracing system equipped with a circular energy dissipater, Structures 28, (2020) 467-481.
- [3] A. Yadegari, G. Pachideh, M. Gholhaki, M. Shiri, Seismic Performance of C-PSW, 2nd international conference on civil engineering, architecture & urban planning elites, 2, 2016, 110-123.
- [4] G. Pachideh, M. Gholhaki, A. Saedi Daryan, Analyzing the damage index of steel plate shear walls using pushover

- Canadian Standards Association, 2001.
- [24] A. Committee, Specification for structural steel buildings (ANSI/AISC 360-10), American Institute of Steel Construction, Chicago-Illinois, (2010).
- [25] S.S. Bryan, C. Alex, Tall building structures: analysis and design, in, Wiley-Interscience, 1991.
- [26] A.S.o.C. Engineers, Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures, in, American Society of Civil Engineers, 2017.
- [27] P. FEMA, Quantification of building seismic performance factors, in, Washington, DC, 2009.
- [28] S. Mazzoni, F. McKenna, M.H. Scott, G.L. Fenves, Open system for earthquake engineering simulation user command-language manual, Report NEES grid-TR 2004, 21 (2006).
- [29] I.-R. Choi, H.-G. Park, Hysteresis model of thin infill plate for cyclic nonlinear analysis of steel plate shear walls, *Journal of structural engineering*, 136(11) (2010) 1423-1434.
- [30] J.C. Maxwell, IV. On the dynamical theory of gases, *Philosophical transactions of the Royal Society of London*, (157) (1867) 49-88.
- [31] N. Makris, M. Constantinou, Fractional-derivative Maxwell model for viscous dampers, *Journal of Structural Engineering*, 117(9) (1991) 2708-2724.
- [32] M.P. Singh, N.P. Verma, L.M. Moreschi, Seismic analysis and design with Maxwell dampers, *Journal of Engineering Mechanics*, 129(3) (2003) 273-282.
- [33] S. Sabouri-Ghomi, S.R.A. Sajjadi, Experimental and theoretical studies of steel shear walls with and without stiffeners, *Journal of constructional steel research*, 75 (2012) 152-159.
- [34] A. Council, Guidelines for cyclic seismic testing of component of steel structures, Redwood City, CA: ATC-24, (1992).
- [35] G. Cremen, J.W. Baker, A methodology for evaluating component-level loss predictions of the FEMA P-58 seismic performance assessment procedure, *Earthquake Spectra*, 35(1) (2019) 193-210.
- Thin-Walled Structures, 116 (2017) 169-179.
- [13] K. Miyamoto, A.S. Gilani, A. Wada, Collapse Hazard and Design Process of Essential Buildings with Dampers, in: *China/USA Symp. for the Advancement of Earthquake Sciences and Hazard Mitigation Practices*, 2008.
- [14] B. Silwal, R.J. Michael, O.E. Ozbulut, A superelastic viscous damper for enhanced seismic performance of steel moment frames, *Engineering Structures*, 105 (2015) 152-164.
- [15] J. Kim, J. Lee, H. Kang, Seismic retrofit of special truss moment frames using viscous dampers, *Journal of Constructional Steel Research*, 123 (2016) 53-67.
- [16] M. Banazadeh, A. Ghanbari, Seismic performance assessment of steel moment-resisting frames equipped with linear and nonlinear fluid viscous dampers with the same damping ratio, *Journal of Constructional Steel Research*, 136 (2017) 215-228.
- [17] D. Altieri, E. Tubaldi, E. Patelli, A. Dall'Asta, Assessment of optimal design methods of viscous dampers, *Procedia engineering*, 199 (2017) 1152-1157.
- [18] A. Dall'Asta, E. Tubaldi, L. Ragni, Influence of the nonlinear behavior of viscous dampers on the seismic demand hazard of building frames, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 45(1) (2016) 149-169.
- [19] D. Altieri, E. Tubaldi, M. Broggi, E. Patelli, Reliability-based methodology for the optimal design of viscous dampers, in: *14th International Probabilistic Workshop*, Springer, 2017, pp. 427-439.
- [20] S. Akcelyan, D.G. Lignos, T. Hikino, Adaptive numerical method algorithms for nonlinear viscous and bilinear oil damper models subjected to dynamic loading, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 113 (2018) 488-502.
- [21] L.J. Thorburn, C. Montgomery, G.L. Kulak, Analysis of steel plate shear walls, (1983).
- [22] E.W. Tromposch, G.L. Kulak, Cyclic and static behaviour of thin panel steel plate shear walls, (1987).
- [23] C.S. Association, Limit states design of steel structures,

- [38] M. Shokrabadi, M. Banazadeh, M. Shokrabadi, A. Mellati, Assessment of seismic risks in code conforming reinforced concrete frames, *Engineering Structures*, 98 (2015) 14-28.
- [36] D. Vamvatsikos, C.A. Cornell, Applied incremental dynamic analysis, *Earthquake spectra*, 20(2) (2004) 523-553.
- [37] USGS, Hazard curve application, (2015).

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

*M. Jahan Ara, M. Gholhaki, Investigation of Viscous Damper Effect on the Behavior of Thin Steel Plate Shear Walls, Amirkabir J. Civil Eng., 55(11) (2024) 2151-2178.*

DOI: 10.22060/ceej.2023.21113.7624



