

## Seismic Vulnerability Assessment of Steel Special Moment Frames having Superelastic Viscous Damper

Abbas Ghasemi<sup>1\*</sup>, Fatemeh Arkavazi<sup>2</sup>, Hamzeh Shakib<sup>3</sup>

1- Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Faculty of Civil and Earth Resources Engineering, Central Tehran Branch, Islamic Azad University, Tehran, Iran.

2- Ph.D. Candidate, Department of Civil Engineering, Faculty of Civil and Earth Resources Engineering, Central Tehran Branch, Islamic Azad University, Tehran, Iran.

3- Professor, Department of Civil Engineering, Faculty of Civil and Environmental Engineering, Tarbiat Modares University, Tehran, Iran.

### ABSTRACT

The superelastic viscous damper (SVD) relies on shape memory alloy (SMA) cables for re-centering capability and employs a viscoelastic (VE) damper that consists of two layers of a high damped (HD) blended butyl elastomer compound to augment its energy dissipation capacity. An analytical model of a five-story and nine-story steel special moment frames building with the installed SVDs and BRBs are developed to determine the dynamic response of the structure. Nonlinear response history analyses are conducted to evaluate the behavior of controlled and uncontrolled buildings under 44 ground motion records. Based on the results, utilizing SMA connections in smart buildings not only could keep interstory drift control performance almost similar to conventional buildings but also could substantially reduce economic loss with significant control of unwanted residual deformations in structural fuses due to their unique ability of induced recentering behavior in structural performance. The results probabilistically determine the seismic performance acceptability of studied smart buildings based on the impact of key structural response parameters (i.e., maximum interstory drift, residual interstory drift, and energy dissipation) on the seismic performance of the structure.

### ARTICLE INFO

**Receive Date:** 24 April 2022

**Revise Date:** 02 September 2022

**Accept Date:** 05 October 2022

### Keywords:

Superelastic Viscous Damper  
Incremental dynamic analysis  
Fragility Curves  
Steel Special Moment Frames  
Seismic Performance

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://doi.org/10.22065/jsce.2022.339015.2795>

\*Corresponding author: Abbas Ghasemi.  
Email address: [abb.ghasemi@iauctb.ac.ir](mailto:abb.ghasemi@iauctb.ac.ir)

## ارزیابی خسارت لرزه‌ای قاب‌های خمشی ویژه فولادی مجهز به میراگر ویسکوز سوپراالاستیک

فاطمه ارکوازی<sup>۱</sup>، عباس قاسمی<sup>۲\*</sup>، حمزه شکیب<sup>۳</sup>

۱- دانشجوی دکتری، دانشکده مهندسی عمران و منابع زمین، دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران مرکزی، تهران، ایران

۲- استادیار، دانشکده مهندسی عمران و منابع زمین، دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران مرکزی، تهران، ایران

۳- استاد، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس، تهران، ایران

### چکیده

میراگر ویسکوز سوپراالاستیک (SVD) در واقع یک سیستم دوگانه غیر فعال می باشد که از ترکیب میراگر ویسکواالاستیک و آلیاژ حافظه دار (SMA) به صورت موازی تشکیل شده است. این میراگر در واقع یکی از به روزترین میراگرها در استهلاک انرژی می باشد که با افزایش خاصیت ارتجاعی و ظرفیت اتلاف انرژی بالا به عنوان یک میراگر کاربردی مطرح شده است. در این مقاله سعی گردید میزان خسارت لرزه‌ای قاب‌های فولادی خمشی مجهز به میراگر ویسکوز سوپراالاستیک در مقایسه با سیستم قاب خمشی ویژه فولادی و قاب مهاربندی کمانش ناپذیر مورد ارزیابی قرار گیرد. تحلیل غیرخطی دینامیکی افزاینده (IDA) سازه‌ها توسط نرم افزار *OpenSees* انجام گردید. در این تحقیق قاب‌های ۵ و ۹ طبقه در سه حالت قاب خمشی ویژه، قاب مهاربندی کمانش ناپذیر و قاب خمشی مجهز به میراگر ویسکوز سوپراالاستیک مورد تحلیل و ارزیابی خسارت لرزه‌ای قرار گرفتند. نتایج نشان می‌دهد نرخ فراگذشت سالیانه به ازاء حداکثر جابجایی نسبی ماندگار (MRD) معادل ۰/۲٪ و ۰/۵٪ در قاب‌های ۹ طبقه برای سازه‌های دارای بادبند کمانش تاب (BRB) و میراگر ویسکوز سوپراالاستیک (SMA) به‌طور قابل توجهی کمتر از قاب‌های خمشی ویژه دارای مقطع کاهش‌یافته (RBS) می‌باشد و عملکرد لرزه‌ای سازه‌های مذکور با استفاده از بادبند BRB و میراگر SMA ارتقاء می‌یابد. مقادیر احتمال شکست ناشی از جابجایی ماندگار در سازه‌های SMA، BRB و RBS در قاب ۹ طبقه به ترتیب ۱/۴۵، ۱/۷۵ و ۱/۰۵ برابر مقادیر احتمال متناظر در قاب‌های ۵ طبقه می‌باشد.

کلمات کلیدی: میراگر ویسکوز سوپراالاستیک، تحلیل دینامیکی افزاینده، منحنی شکنندگی

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	https://doi.org/10.22065/jsce.2022.339015.2795	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	10.22065/jsce.2022.339015.2795	۱۴۰۲/۰۴/۳۱	۱۴۰۱/۰۷/۱۳	۱۴۰۱/۰۷/۱۳	۱۴۰۱/۰۶/۱۱	۱۴۰۱/۰۲/۰۴
			عباس قاسمی		*نویسنده مسئول:	
			abb.ghasemi@iauctb.ac.ir		پست الکترونیکی:	

## ۱- مقدمه

برای طراحی سازه‌های مقاوم در برابر زلزله دو دیدگاه متفاوت وجود دارد. در دیدگاه اول تحت زلزله های شدید سازه تغییرشکل‌های قابل ملاحظه‌ای را تحمل نموده و از طریق رفتار غیرخطی، انرژی زلزله را مستهلک می‌نماید. در این دیدگاه انرژی در اثر جاری شدن و صدمه دیدن یک عضو مستهلک نمی‌گردد، بلکه در اثر تغییرشکل‌ها و ارتعاش میراگر مستهلک می‌شود. استفاده از میراگرها علاوه بر افزایش قابلیت استهلاک انرژی، باعث کاهش پاسخ سازه در برابر زلزله نیز می‌شود. میراگرهای سوپرالاستیک ویسکوز از جمله جدیدترین ابزار کنترل پاسخ سازه‌ها می‌باشند. ساده‌ترین نوع این میراگرها شامل سه صفحه فولادی به همراه آلیاژ SMA می‌باشد که باعث افزایش میرایی سازه و در نتیجه کاهش پاسخ‌های آن می‌گردد. میراگرهای سوپرالاستیک ویسکوز بدلیل عدم نیاز به تعمیر و نگهداری ویژه و قابلیت بهره‌برداری دائمی، کاربرد وسیعی در کاهش پاسخ دینامیکی سازه‌های بلند و کاهش دامنه‌ی ارتعاشات پل‌ها دارند. دالاس<sup>۱</sup> و همکاران [۱] به بررسی ظرفیت خودمركزگرایی آلیاژهای حافظه‌دار (SMA) پرداختند. در این مطالعه اعضای بتن مسلح به سیستم SMA تجهیز گردیدند که منتج به ممانعت از رخداد تغییرشکل‌های غیرالاستیک بزرگ گردید.

در روش‌های متعارف نظیر استفاده از مهاربند فلزی معمولی در قیاس با راه‌حل فوق‌الذکر، سازه اجازه تغییرشکل‌های غیرالاستیک بیشتری را خواهد داشت. این امر ناشی از خصوصیات سوپرالاستیک است که به سازه کمک می‌کند تا به موقعیت اولیه خود برگردد و در بهسازی لرزه‌ای بدلیل اهمیت مباحث اقتصادی، موردقبال قرارگیرد. میراگرهای ویسکوز الاستوپلاستیک و میراگرهای اصطکاکی فاقد قابلیت‌های خودمركزگرا، علیرغم عملکرد مناسب، به محتوای فرکانسی وابستگی شدیدی دارند و لذا برای محدوده مشخصی از تحریکات وارده کفایت نمی‌کند [۲]. میراگرهای SMA در مهندسی سازه در مقایسه با میراگرهای ویسکوز کمتر مورد استفاده قرار گرفته است، با این حال موضوعات تحقیقاتی متنوعی در زمینه مصالح SMA و میراگرهای خودمركزگرا پیشنهاد شده است [۳-۸]. تجهیزات جداساز لرزه‌ای مبتنی بر قابلیت‌های خودمركزگرایی و همچنین تجهیزات استهلاک انرژی مبتنی بر اصول پیش‌تندگی در برخی از مطالعات پیشنهاد گردید [۹]. در تجهیز پیشنهادی در صورت استفاده از آلیاژ SMA خام، میرایی معادل قابلیت افزایش تا ۶ درصد را دارا می‌باشد، درحالی‌که میزان میرایی معادل به‌ازاء SMA شکل‌یافته تا ۴۰ درصد قابل‌افزایش است. در مطالعه مذکور، سایر متغیرهای مرتبط با میله مارتنزیت و المان‌های فولادی تحت خمش نیز مورد بررسی قرار گرفت.

مک‌کورمیک<sup>۲</sup> و همکاران [۱۰] رفتار کمانشی بادبندهای بر پایه آلیاژ SMA را با بادبندهای بر پایه فولاد متعارف، مقایسه نمودند. آئوریسیو<sup>۳</sup> و همکاران [۱۱] رفتار بادبندهای کمانش‌تاب با فولاد معمولی را با بادبندهای کمانش‌تاب بر پایه آلیاژ SMA مقایسه نمودند. اسپایش<sup>۴</sup> و همکاران [۱۲] تجهیز بادبندی SMA به‌شکل فنرهای ماریچ و واشرهای مخصوص را پیشنهاد نمود. میراگرها به‌گونه‌ای طراحی شده‌اند که چنانچه تجهیز تحت کشش یا فشار قرار گیرد، اجزای نیکل تیتانیوم فشرده می‌گردند. وایلد<sup>۵</sup> و همکاران [۱۳] سیستم جداساز نوینی را که مشتمل بر نشیمن‌های الاستومری همراه با دو میله SMA که در کشش و فشار عمل می‌نماید، توسعه دادند. آتاناسی<sup>۶</sup> و همکاران [۱۴] سیستم جداساز متشکل از نشیمن لغزشی مسطح و هشت فنر ماریچ SMA بصورت شعاعی را پیشنهاد دادند. نسبت میرایی تئوریک تقریبی در سیستم مذکور ۹ درصد تعیین گردید. المان غیرفعال SMA بصورت میله‌هایی به‌عنوان قیود به‌منظور محدود کردن جابجایی نسبی عرشه پل دوسر مفصل در محل پایه‌ها و کوله‌ها و همچنین جهت جلوگیری از سقوط عرشه مورد استفاده قرار می‌گیرند، توسط دیسراش<sup>۷</sup> و همکاران [۱۵] مورد مطالعه قرار گرفت. المان SMA به همراه المان‌های کابلی فولادی جهت کنترل رفتار پل مورد مطالعه قرار گرفت. اندروز<sup>۸</sup> [۲] با بررسی جامع اثرات قیود SMA بر رفتار پل، به مقایسه عملکرد پل تحت المان SMA با کابل‌های فولادی، میراگرهای متالیک و میراگرهای ویسکوالاستیک مبادرت ورزیدند.

<sup>1</sup> Dolce

<sup>2</sup> MacCormick

<sup>3</sup> Auricchio

<sup>4</sup> Speicher

<sup>5</sup> Wilde

<sup>6</sup> Attanasi

<sup>7</sup> DesRoches

<sup>8</sup> Andrawes

به صورت کلی روشها و راهکارهای مبتنی بر SMA با در نظر گرفتن کاهش جابجایی‌های ماندگار، بیانگر عملکرد مناسب سیستم‌های مذکور بوده که ناشی از خصوصیات خودمرکزگرایی می‌باشد. کیسماسیو<sup>۹</sup> [۱۶] با استفاده از سیم‌های سوپرالاستیک راهکاری جهت کنترل ارتعاش نیمه‌فعال بر مبنای تجهیز توسعه یافته توسط دالاس<sup>۱۰</sup> [۹]، ارائه نمودند. به منظور پیش‌تنبیدگی سیم‌ها و اجتناب از مسائل حادث شده در SMA پیش‌تنبیده، از تکیه گاه‌های دارای قفل و فاقد قفل استفاده گردید. ماجی<sup>۱۱</sup> [۱۷] به بررسی پیش‌تنبیدگی فعال تیرهای بتن مسلح توسط رشته SMA الکتریکی - گرمایشی مدفون در بتن پرداخت. روش‌ها و راهکارهای مشابه نیز توسط دنگ<sup>۱۲</sup> [۱۸] با استفاده از آلیاژهای حافظه‌دار SMA به شکل سیم، مورد بررسی قرار گرفت. سیلوا<sup>۱۳</sup> [۱۹] به مطالعه کنترل فعال و بررسی مقادیر خیز تیر دو سر ساده تحت بارگذاری دینامیکی تحت سیم‌های SMA پرداختند. به صورت متعارف نرخ تحریک گرمایشی کفایت می‌کند در حالی که سرعت سرمایش جهت ارضای توابع پریودیک مرجع با فرکانس پایین، کافی نمی‌باشد. علاوه بر این بدلیل وابستگی کنترل فعال به انرژی خارجی و نگرانی از قطع برق، این نوع کنترل برای محافظت لرزه‌ای ایمن نمی‌باشد. اوزبولوت<sup>۱۴</sup> و همکاران [۲۰] سیستم جداسازی پایه ترکیبی نیمه‌فعال سوپرالاستیک را پیشنهاد نمودند که متشکل از نشیمن الاستومری (EB)، نشیمن پاندولی - اصطکاکی (FPB)، آلیاژهای حافظه‌دار (SMA) و میراگر مگنترئولوژیکال (MR) می‌باشد. ترکیب فوق موجب رفتار مناسب هیستریزیس و همچنین کاهش پاسخ سازه گردید.

اگرچه SMA در مطالعات متعدد مورد استفاده قرار گرفته است و مدل‌های رفتاری تنش - کرنش متعددی در مطالعات ارائه شده است، لیکن روش و راهکار سیستماتیک جهت تعیین مدل‌های رفتاری SMA جهت انجام آنالیز ارائه نشده است. همچنین خصوصیات اساسی مکانیکی SMA که به عنوان تجهیز لرزه‌ای در طراحی سازه مد نظر می‌باشد، به جزییات معرفی نشده است. هدف اصلی این مقاله، بررسی تأثیر پارامترهای مختلف بر پاسخ لرزه‌ای سازه مجهز به میراگر سوپرالاستیک ویسکوز می‌باشد. با استفاده از نتایج آزمایشگاهی و معرفی خصوصیات اساسی SMA راهکاری جهت تعیین خصوصیات مذکور ارائه می‌شود. با توجه به گامهای فوق‌الذکر، تأثیر پارامترهای کلیدی بر پاسخ لرزه‌ای و عملکرد سازه مجهز به میراگر سوپرالاستیک ویسکوز بررسی خواهد شد.

## ۲- مدل غیر خطی و رفتار SMA سوپرالاستیک

در خصوص تست کشش نیکل - تیتانیوم، تنها استاندارد ASTM F2516-07 [۲۱] وجود دارد که در واقع به منظور تعیین مقاومت کران بالا، مقاومت کران پایین، میزان ازدیاد طول ماندگار مواد و تجهیزات پزشکی و جراحی توسعه یافته است. با این حال، نیاز طراحان سازه بدلیل کمبود اطلاعات این پارامترها جهت مدل‌سازی رفتاری تنش - کرنش به صورت پوش مدل رفتاری و یا مدل رفتاری کامل، مرتفع نمی‌گردد. از رویکرد ارائه شده در استاندارد ASTM F2516-07 جهت تعیین پارامترهای کلیدی استفاده می‌شود. در شکل ۱(الف) نمونه SMA که با استفاده از استاندارد ASTM F2516-07 تحت آزمایش قرار گرفته است، نشان داده شده است. در رویکرد مذکور، بارگذاری تا کرنش ۶ درصد، باربرداری تا تنش ۷ مگاپاسکال و کشش تارسیدن به شکست مدنظر می‌باشد. نقاط کلیدی توسط پارامترهای جدید جهت تعیین روابط هیستریزیس تنش - کرنش به شرح ذیل تعیین می‌گردد:

(۱) مقاومت تسلیم نمونه ( $F_{y0}$ ) معادل تنش در نقطه شروع غیرخطی شدن در اولین سیکل بارگذاری تا تراز فوقانی می‌باشد.

(۲) مدول آستنییت ( $K_1$ )، میانگین شیب بوده که در محدوده ۱۵ تا ۷۰ درصد مقدار  $F_{y0}$  متغیر می‌باشد.

(۳) سختی پس از تسلیم ( $K_2$ )، میانگین شیب منحنی است که در محدوده ۲/۵ و ۳/۵ درصد کرنش تراز فوقانی سیکل اول بارگذاری بوده که تا کرنش ۶ درصد متغیر است.

<sup>9</sup> Cismasiu

<sup>10</sup> Dolce

<sup>11</sup> Maji

<sup>12</sup> Deng

<sup>13</sup> Silva

<sup>14</sup> Ozbulut

۴) مقاومت تسلیم آستنیت ( $F_y$ )، از محل تلاقی خط عبوری از مبدا مختصات با شیب  $K_1$  و خط عبوری از نقطه تنش دارای کرنش ۳ درصد با شیب  $K_2$  محاسبه می‌شود.

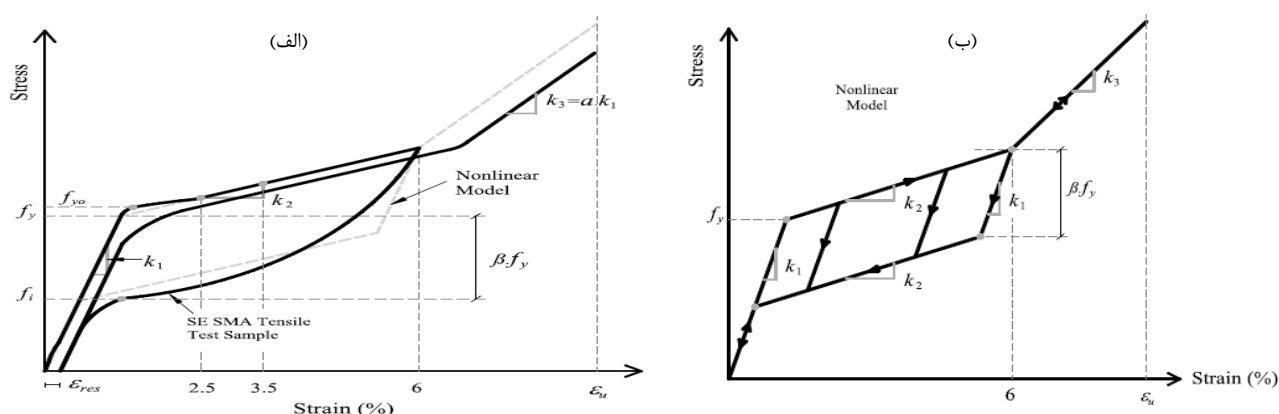
۵) ضریب تنش سطح پایین  $\beta = 1 - (F_i/F_y)$  تعریف می‌شود.

۶) کرنش پسماند ( $\epsilon_{res}$ )، کرنش کششی بعد از اولین سیکل تا ۶ درصد و باربرداری تا ۷ مگاپاسکال منظور می‌گردد.

۷) کرنش سوپرلاستیک قابل بازیابی ( $\epsilon_r$ )، کرنش حداکثری است که دارای ظرفیت بازیابی کرنش حداقل ۹۰ درصد را دارا باشد. ( $\epsilon_r \leq 6\%$ )

۸) مدول مارتنزیت ( $K_3$ )، شیب منحنی در محدوده ۸ تا ۹ درصد کرنش می‌باشد که پس از اولین چرخه بارگذاری تا کرنش ۶ درصد و بارگذاری تا ۷ مگاپاسکال و بارگذاری مجدد تا تنش نهایی منظور خواهد شد.

۹) سختی پس از تسلیم ( $\alpha = K_3/K_1$ ) تعریف می‌گردد. همچنین کرنش نهایی ( $\epsilon_u$ ) میزان کرنش در نقطه شکست خواهد بود.



شکل ۱: (الف) مدل غیر خطی و نمونه آزمایشگاهی کششی SMA سوپرلاستیک در استاندارد ASTM F2516-07 (ب) مدل غیر خطی SMA سوپرلاستیک.

در خصوص بارگذاری فشاری نمونه‌های SMA در استاندارد ASTM F2516-07 راهکاری ارائه نشده است، با این وجود جهت تکمیل رفتار هیستریزس از پارامترهای فوق‌الذکر استفاده می‌شود. رفتار هیستریزس SMA مطابق شکل ۱ (ب) به صورت پرچمی می‌باشد. در این تحقیق با استفاده از پارامترهای ذکر شده در بخش قبلی، جهت تغییرات تنش - کرنش سه ضابطه اساسی منتج از نتایج آزمایش کششی به شرح ذیل ارائه می‌گردد:

۱- مسیر بارگذاری به صورت خط بوده که از مبدا شروع شده و با شیب  $K_1$  تا  $F_y$  ادامه می‌یابد. در زمان باربرداری در هر میزان کرنش در محدوده صفر تا  $F_y/K_1$  مسیر دقیقاً همان مسیر بارگذاری است و تنها مسیر به سمت مبدا متمایل می‌باشد.

۲- پس از رسیدن به تنش  $F_y$ ، شیب به مقدار  $K_2$  تغییر می‌کند و تا مقدار کرنش ۶ درصد این شیب ثابت می‌ماند. در هنگام باربرداری چنانچه تنش به مقدار  $\beta F_y$  کاهش یابد، مسیر باربرداری به صورت خط با شیب  $K_1$  به ازاء مقادیر کرنش در محدوده  $F_y/K_1$  و ۶ درصد خواهد بود. پس از آن مسیر باربرداری به صورت خطی با شیب  $K_2$  می‌باشد تا این که خط الاستیک اولیه را قطع کند و از آن به بعد مسیر باربرداری مشابه مرحله اول خواهد گردید.

۳- مسیر بارگذاری به ازاء کرنش بیش از ۶ درصد، به صورت خطی با شیب معادل  $K_3$  می‌باشد که این ضابطه تا رسیدن به کرنش شکست ( $\epsilon_u$ ) برقرار خواهد بود. مسیر باربرداری در محدوده کرنش ۶ درصد تا کرنش شکست ( $\epsilon_u$ ) مشابه مسیر بارگذاری می‌باشد و پس از کرنش ۶ درصد، مسیر باربرداری مشابه گام دوم می‌باشد.

جهت ساده‌سازی مقادیر شیب  $K_1$  و  $K_2$  در مرحله باربرداری مربوط به گام دوم مدل‌سازی، پیشنهاد شده است. علاوه بر آن نتایج آزمایشگاهی ستون‌های تسلیح شده توسط SMA بیانگر آن است که کرنش حداکثر SMA حتی به ازاء مقادیر جابجایی نسبی بیش از ۱۰ درصد، پایین‌تر از ۶ درصد خواهند بود [۲۲]. بنابراین مسیر باربرداری پیشنهادی در گام سوم، جایگزینی ساده برای رفتار پیچیده می‌باشد. رفتار فشاری به شرط رعایت ضوابط پایه‌ای مشابه با رفتار کششی، به صورت متقارن و نامتقارن می‌تواند در مدل منظور گردد. پارامترهای مدل مذکور که در جدول ۱ ارائه شده است مبتنی بر منحنی‌های رفتاری تنش - کرنش مطالعات آزمایشگاهی می‌باشد. اکثر نمونه‌های آزمایشگاهی بر روی میله‌های SMA انجام گردیده، لیکن برخی از مطالعات نیز بر نمونه‌های سیمی و مقطع مستطیلی انجام شده است.

جدول ۱: خصوصیات مکانیکی آزمایشگاهی SMA سوپرالاستیک

مرجع	مدول آستنتیت $k_1$ (MPa)	سختی پس از تسلیم $k_2$ (MPa)	مقاومت تسلیم آستنتیت $F_y$ (MPa)	ضریب تنش کران پایین ( $\beta$ )	کرنش نهایی $\xi$ (%)	نسبت سختی پس از تسلیم ( $\alpha=k_2/k_1$ )
سعیدی و همکاران [۲۳]	۳۹۷۱۴	۵۲۴	۳۷۸	۰/۵۹	$\geq 5/5$	-
یوسف و همکاران [۲۴]	۶۲۵۰۱	۱۸۵۵	۴۰۱	۰/۳۵	$\geq 6$	۰/۱۴
شرکت SAES [۲۵]	۳۷۲۴۵	۲۴۵۴	۳۸۳	۰/۶۱	$\geq 6$	۰/۲۱
شرکت SAES [۲۶]	۳۹۳۰۷	۱۵۳۱	۳۷۱	۰/۷۷	۲۳/۱	۰/۱۸
مک کرمیک و همکاران [۲۷]	۲۸۰۰۰	۳۰۳۴	۳۸۳	۰/۵۲	$\geq 6$	-
فریک و همکاران [۲۸]	۲۶۰۹۷	۳۷۵۱	۳۲۶	۰/۷۷	$\geq 7/5$	۰/۶۱
میانگین	۳۹۴۴۵	۱۷۶۵	۳۸۰	۰/۶۴	-	۰/۲۶
کران بالا	۵۱۱۱۸	۲۸۸۲	۴۰۹	۰/۸	-	۰/۴۲
کران پایین	۲۷۷۷۲	۶۴۱	۳۵۱	۰/۴۷	-	۰/۱

## ۳- صحت سنجی

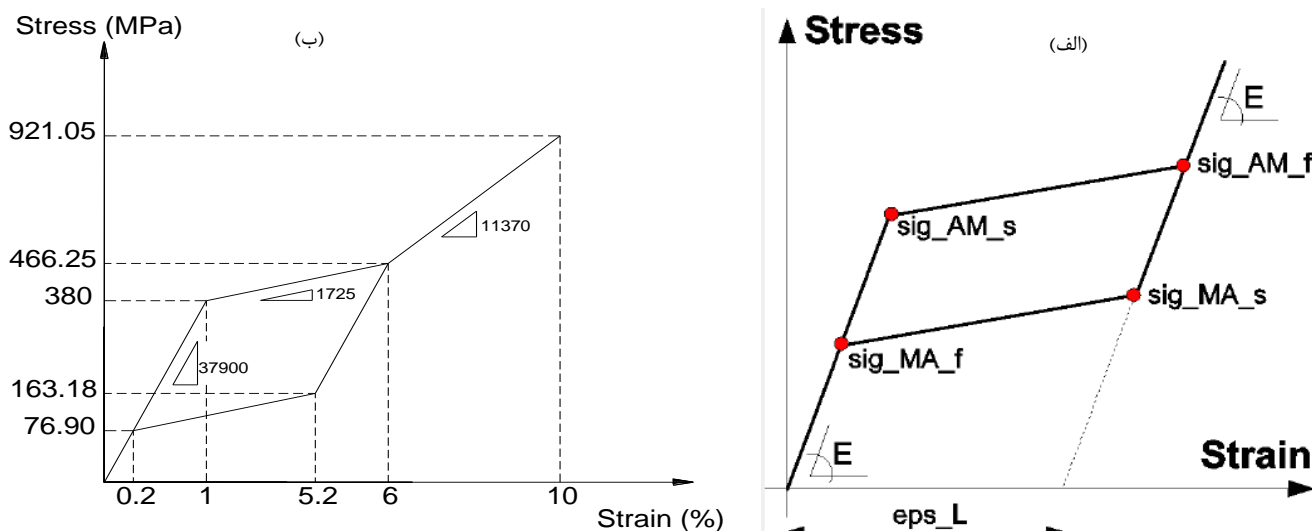
تحلیل پوش اور در طراحی لرزه‌ای سازه‌ها به صورت متداول مورد استفاده قرار می‌گیرد. به منظور صحت‌سنجی و بررسی تأثیر پارمترهای مختلف بر رفتار پایه پل تسلیم شده توسط SMA از مطالعه آزمایشگاهی هابر و همکاران [۲۹] استفاده شده است. در مطالعه حاضر پایه پل تسلیم شده توسط SMA در نرم افزار OpenSees [۳۰] مدل‌سازی گردید. قطر و ارتفاع ستون به ترتیب ۶۱۰ میلیمتر و ۲/۷۴ متر می‌باشد و ستون مذکور تحت بارگذاری سیکلیک قرار گرفت. آرماتورهای طولی ستون مشتمل بر (11-Ø25) و آرماتور عرضی به صورت مارپیچ (Ø10) دارای گام ۵۰ میلیمتر می‌باشد. بار محوری اعمالی به ستون ۸۹۰ کیلو نیوتن و مقاومت مشخصه بتن ۳۷ مگاپاسکال لحاظ شده است.

از مدل فیبر چهارگره‌ای جهت مدل‌سازی ستون و از مدل سرتیر با رفتار الاستیک جهت مدل‌سازی فونداسیون استفاده شد. از مصالح Concrete04 جهت لایه‌های محصور و پوشش مقطع بتن مسلح استفاده گردید. جهت تعیین خصوصیات بتن محصور شده از مدل مندر<sup>۱۵</sup> [۳۱] استفاده شد. از مصالح ReinforcingSteel برای آرماتورهای طولی استفاده شد. در آنالیز صحت‌سنجی و در مدل مذکور لایه‌های SMA جایگزین لایه‌های آرماتور خواهد شد که با استفاده از مصالح Selfcentering مدل‌سازی صورت می‌پذیرد. مدل تنش-کرنش مصالح SMA بر مبنای مشخصات مکانیکی ارائه شده در جدول ۲، لحاظ شده است. نحوه مدل‌سازی مصالح SMA سوپرالاستیک در نرم افزار OpenSees و منحنی تنش-کرنش مصالح SMA نیکل تیتانیوم مورد مطالعه، در شکل ۲ ارائه شده است.

جدول ۲: مشخصات مکانیکی مورد انتظار SMA نیکل تیتانیوم

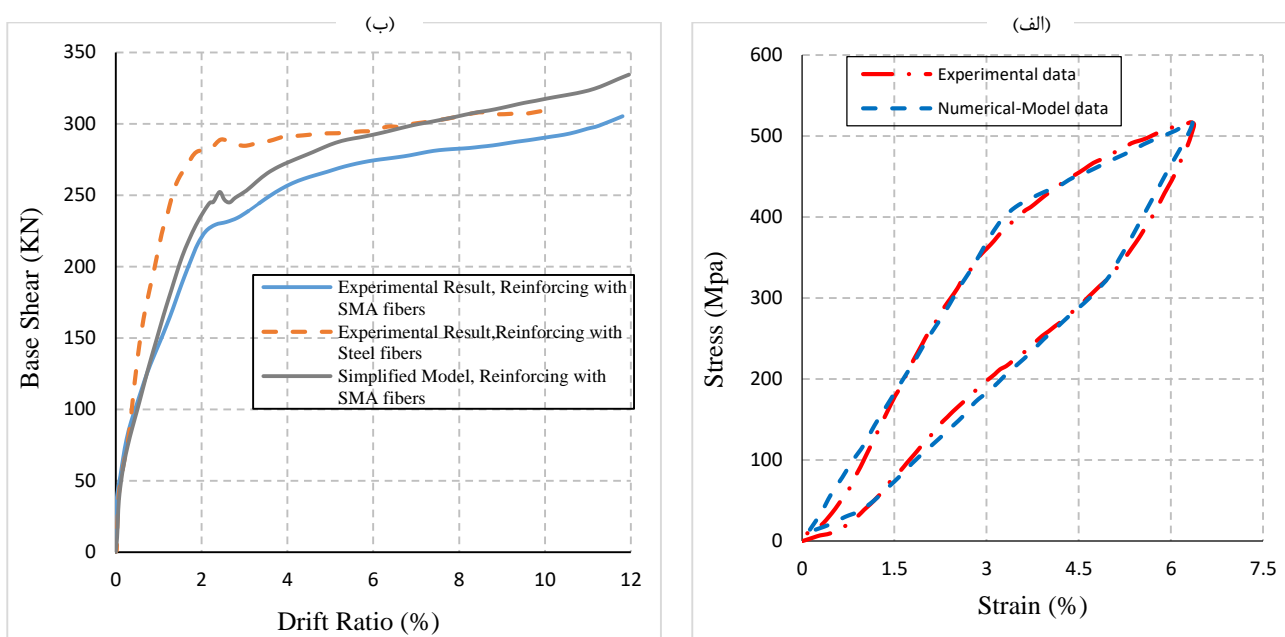
پارامتر	مقاومت کششی مورد انتظار	مقاومت فشاری مورد انتظار
مدول آستنتیت $k_1$ (Mpa)	۳۷۹۰۰	۶۱۳۶۵
سختی پس از تسلیم $k_2$ (Mpa)	۱۷۲۵	۹۶۵۰
مقاومت تسلیم آستنتیت $F_y$ (MPa)	۳۸۰	۴۸۰
ضریب تنش کران پایین $\beta$	۰/۶۵	۰/۶۵
کرنش نهایی $\xi$ (%)	۱۰	۱۰
نسبت سختی پس از تسلیم $\alpha$	۰/۳	۰/۴۵
کرنش سوپرالاستیک قابل بازبایی $\xi$ (%)	۶	۳

<sup>15</sup> Mander



شکل ۲: (الف) مدل رفتاری پایه مصالح SMA سوپر الاستیک در نرم افزار OpenSees (ب) منحنی تنش - کرنش مصالح SMA نیکل تیتانیوم

پارامترهای  $E$ ,  $\epsilon_{ps\_L}$ ,  $\sigma_{AM\_s}$ ,  $\sigma_{AM\_f}$ ,  $\sigma_{MA\_s}$ ,  $\sigma_{MA\_f}$  به ترتیب مدول یانگ فاز آستنیت و مارتنزیت، طول شرایط پایه، تراز تنش در شروع انتقال از فاز آستنیت به فاز مارتنزیت، تراز تنش در انتهای انتقال از فاز آستنیت به فاز مارتنزیت، تراز تنش در شروع انتقال از فاز مارتنزیت به فاز آستنیت، تراز تنش در انتهای انتقال از فاز مارتنزیت به فاز آستنیت خواهد بود.



شکل ۳: (الف) مقایسه مقادیر تنش - کرنش مدل آزمایشگاهی و مدل عددی جهت مدلسازی SMA سوپر الاستیک (ب) مقایسه منحنی پوش اور در دو حالت آزمایشگاهی با تسلیح متفاوت و مقایسه منحنی ها با مدل عددی پیشنهادی.

پارامترهای مصالح برای المان SMA بگونه‌ای انتخاب گردیده تا بر نتایج آزمایشگاهی حاصل از کابل‌های SMA در فرکانس ۱ هرتز تطابق داشته باشد. منحنی‌های تنش - کرنش حاصل از نتایج آزمایشگاهی و مدل ساده‌سازی شده در نرم افزار OpenSees در شکل

شکل ۳ (الف) ارائه شده است. همانگونه که در شکل مذکور نشان داده شده است، رفتار حاصل از مدل ساده شده نرم افزار تطابق بسیار مناسبی با نتایج آزمایشگاهی حاصل از کابل‌های SMA نیکل تیتانیوم خواهد داشت. پاسخ هیستریزس جزء ویسکوالاستیک SVD مبتنی بر مصالح میراگر ویسکوز است که این مصالح منطبق بر مشخصات مصالح ماکسول بر مبنای ترکیب فنر خطی و میراگر غیرخطی به صورت متوالی می‌باشد. منحنی پوش‌آور حاصل از مدل عددی مطابق شکل ۳(ب)، تطابق مناسبی با منحنی حاصل از نتایج آزمایشگاهی دارد.

تأثیر مشخصات مکانیکی تسلیح SMA بر منحنی نیرو - جابجایی نسبی ستونهای تسلیح شده توسط SMA در شکل ۳(ب) مورد بررسی قرار گرفته است. جابجایی نسبی متناظر با جابجایی افقی ناحیه فوقانی ستون که بر ارتفاع ستون تقسیم گردیده، منظور شده است. پوش میانگین منحنی هیستریزس نیرو - جابجایی نسبی ستونهای تسلیح شده توسط آرماتور نیز در شکل ارائه شده است. علاوه بر این منحنی پوش اور با استفاده از مشخصات مکانیکی کششی مورد انتظار متقارن نیز در شکل ۳(ب) ارائه شده است. رفتار کششی و فشاری مجزا تأثیر ناچیزی بر رفتار نیرو - جابجایی ستونهای تسلیح شده توسط SMA خواهد داشت. با این حال پارامترهای مدول آستنیته ( $k_1$ )، سختی پس از تسلیم ( $k_2$ )، مقاومت تسلیم آستنیته ( $F_y$ ) نسبت به سایر پارامترها بر منحنی پوش اور تأثیرگذارتر خواهند بود. مدول آستنیته ( $k_1$ ) پارامتر مؤثر بر منحنی پوش‌آور است که در محدوده جابجایی نسبی ۰/۵ درصد تا ۴ درصد، منحنی رفتاری را تغییر خواهد داد. در حالی که سختی پس از تسلیم ( $k_2$ ) به ازاء جابجایی نسبی بزرگتر از ۴ درصد منحنی پوش‌آور را متأثر خواهد نمود. تأثیر پارامتر مقاومت تسلیم آستنیته ( $F_y$ ) بر منحنی پوش‌آور به ازاء جابجایی نسبی بزرگتر از ۲ درصد مشهود می‌باشد.

منحنی پوش‌آور در رفتار کششی مصالح SMA در قیاس با رفتار فشاری بیشتر متأثر خواهد شد. سختی ستون تسلیح شده توسط SMA کمتر از سختی ستون تسلیح شده توسط آرماتور می‌باشد. جابجایی تسلیم و مقاومت تسلیم ستون تسلیح شده توسط SMA به ترتیب حداقل ۲،۵ برابر و ۱،۲۵ برابر مقادیر متناظر ستون تسلیح شده توسط آرماتور می‌باشد. تحلیل پوش‌آور نشانگر تقدم ستونهای تسلیح شده توسط SMA نسبت به ستونهای تسلیح شده توسط آرماتور می‌باشد، بنحوی که میله های SMA بر مبنای ظرفیت جابجایی قادر به تحمل کرنش کششی ۶ درصد هستند و هیچ‌گونه شکستی در آنها پدیدار نمی‌گردد.

#### ۴- قاب‌های مورد مطالعه

در این مطالعه قاب‌های خمشی با مقطع کاهش یافته (RBS)، قاب‌های خمشی مجهز به میراگر SMA و قاب‌های دارای بادبند BRB مورد مطالعه و مقایسه قرار گرفتند. پلان سازه‌های مذکور مطابق شکل ۴ بوده و قاب‌های پیرامونی در دو راستا وظیفه تحمل بارهای جانبی را بر عهده دارند، در حالی که قاب‌های میانی تنها برای بارهای ثقلی طراحی می‌گردند. سازه‌های ساختمانی ۵ طبقه و ۹ طبقه‌ای که در منطقه‌ای با شدت لرزه‌خیزی بالا واقع می‌باشند، مطابق شکل ۵ با پروفیل‌های با نرم آمریکایی طراحی گردیدند.

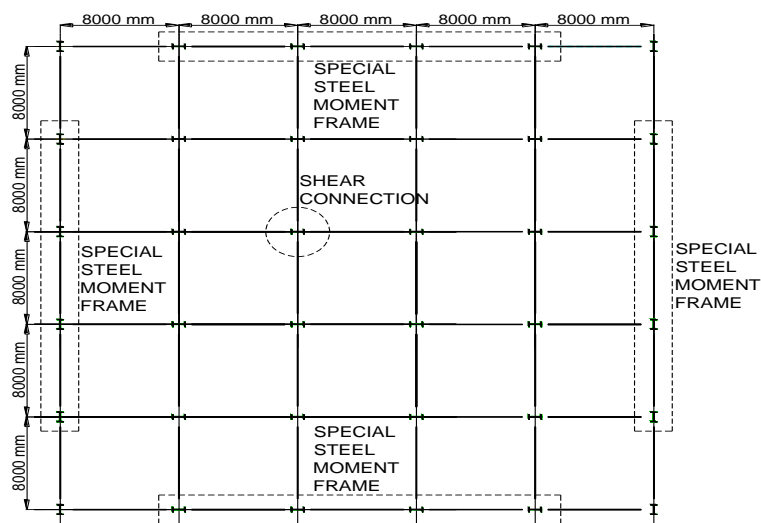
مقادیر طیف شتاب طراحی بر مبنای آیین نامه ASCE 7-2010 [۳۲] به ازاء مقادیر پرپود کوتاه و پرپود یک ثانیه به ترتیب معادل  $S_{D1}=0.6g$  و  $S_{D5}=1.25g$  منظور شده است. مقادیر بار مرده، سربار مرده طبقات، سربار مرده بام، بار زنده طبقات، بار زنده بام و بار نمای ساختمان به ترتیب ۲۳۰، ۲۰۵، ۳۰۰، ۲۵۰، ۱۵۰ و ۱۲۰ کیلوگرم بر متر مربع منظور شده است. ضرایب اصلاح پاسخ، ضریب اضافه مقاومت و ضریب تشدید جابجایی مربوط به ضرایب طراحی قاب خمشی فولادی ویژه آیین نامه ASCE 7-2010 به ترتیب ۸، ۳ و ۵/۵ لحاظ شده است. مطابق بخش 12.8 آیین نامه ASCE 7-2010 و مطالعه رامیرز<sup>۱۶</sup> و همکاران [۳۳] برای طراحی سازه‌های مجهز به میراگر خودمرکزگرا (SMA) هر قاب برای برش پایه معادل 0.75V طراحی می‌گردد. مقادیر پرپود اصلی سازه‌های مورد مطالعه بر اساس مدل‌سازی حاصل از نرم افزار Opensees مطابق جدول ۳ خواهد بود.

<sup>16</sup> Ramirez

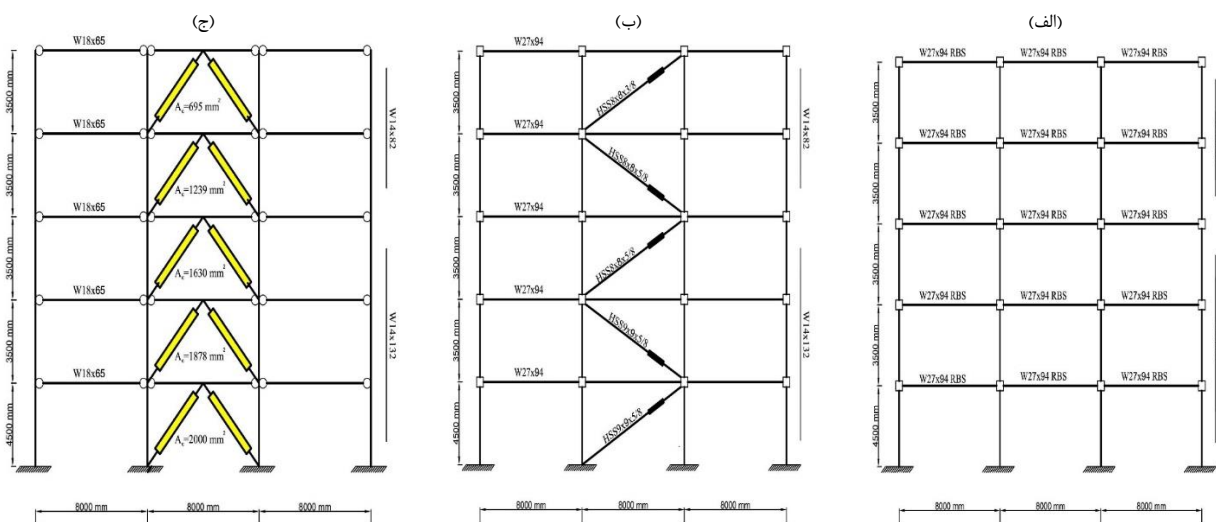


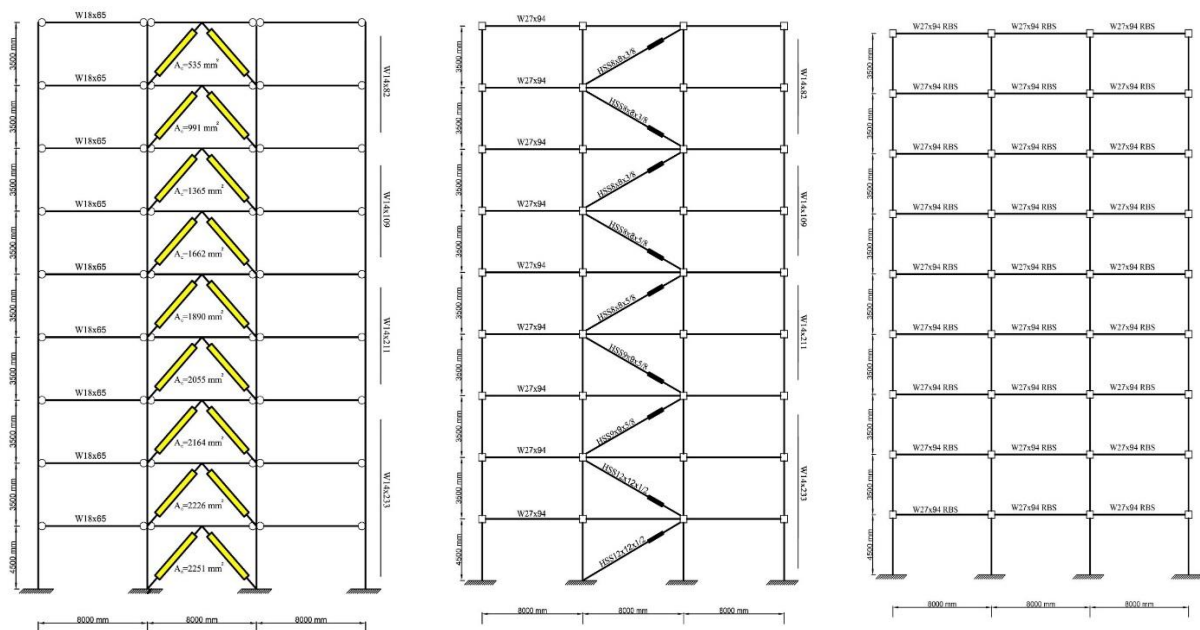
جدول ۳: مقادیر پریود اصلی سازه‌ها

سازه	$T_1$ (sec)
5S-MRF-RBS	۱/۲۵۴
9S-MRF-RBS	۲/۲۱۸
5S-MRF-SMA	۱/۵۵۳
9S-MRF-SMA	۲/۴۳۲
5S-MRF-BRB	۱/۰۴۹
9S-MRF-BRB	۱/۷۴۳



شکل ۴: پلان ساختمان مورد مطالعه و موقعیت قرارگیری قاب‌های خمشی ویژه در ساختمان مذکور

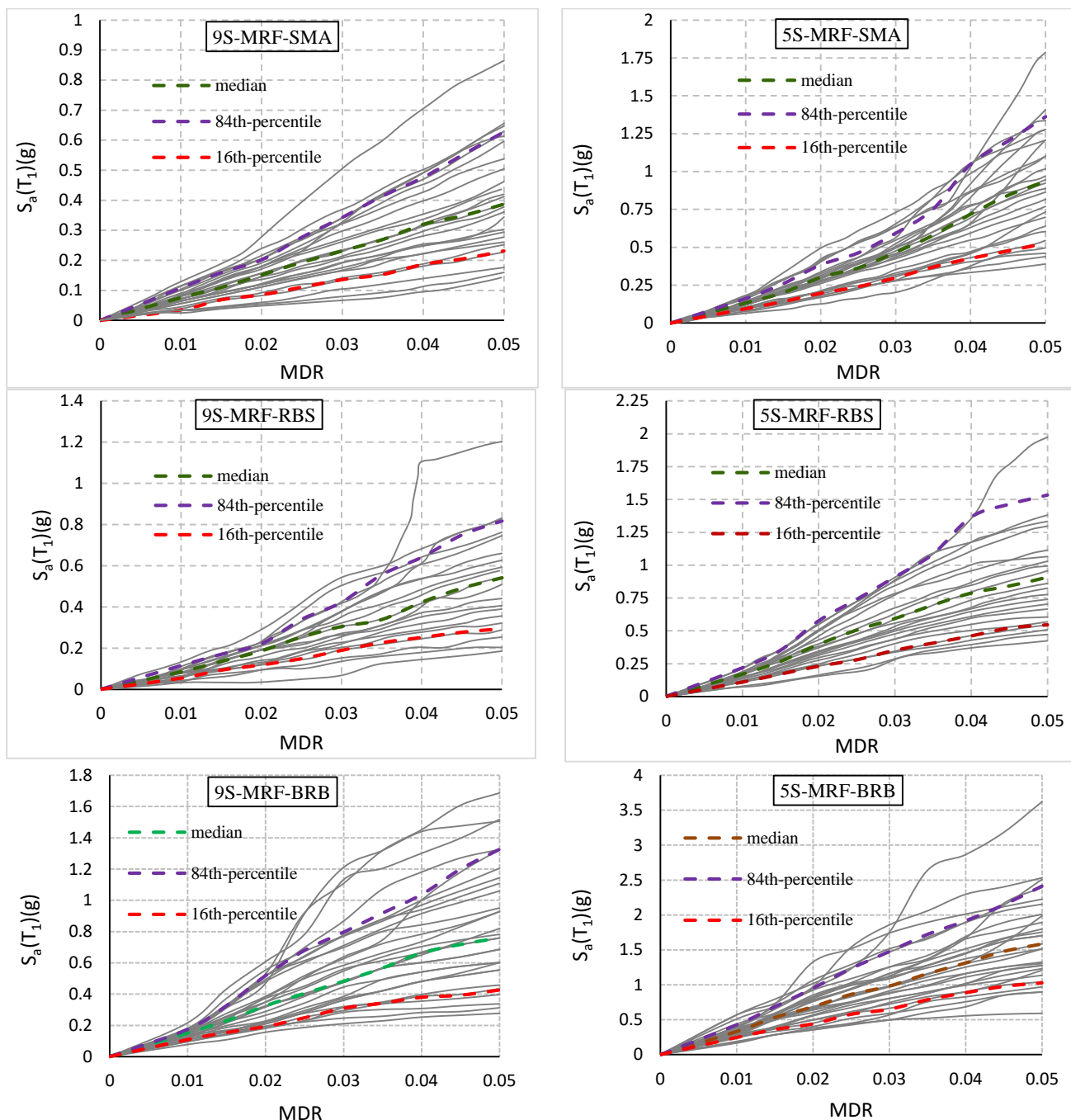




شکل ۵: مشخصات هندسی و مقاطع قابهای ۵ طبقه و ۹ طبقه (الف) قاب خمشی RBS (ب) قاب خمشی SMA (ج) قاب دارای بادبند BRB.

## ۵- تحلیل دینامیکی فزاینده (IDA)

عملکرد لرزه‌ای قاب های فولادی با استفاده از آنالیز دینامیکی فزاینده (IDA) و بر اساس مجموعه‌ای از حرکات دور از گسل مطابق FEMA-P695 [۳۴] مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. شایان ذکر است که حذف یا کاهش قابل توجه تغییرشکل ماندگار از ویژگی‌های بارز المان‌های SMA می‌باشد، از این رو علاوه بر پارامتر نسبت جابجایی نسبی حداکثر (MDR) از پارامتر حداکثر جابجایی نسبی ماندگار (MRD) نیز در ارزیابی عملکرد لرزه‌ای استفاده گردید و این دو پارامتر در بخش‌هایی از مطالعه نیز با یکدیگر مقایسه گردیدند. مقدار جابجایی نسبی ماندگار برای یک طبقه، مقدار قدرمطلق نسبت جابجایی نسبی طبقه‌ای تحت آنالیز تاریخچه زمانی می‌باشد و پارامتر MRD حداکثر مقادیر مذکور در تمامی طبقات می‌باشد. در حالت حدی پارامتر MDR معادل ۵ درصد تعریف می‌گردد [۳۵]. در این تحقیق حالت حدی خرابی بالقوه معادل ۵ درصد جابجایی نسبی طبقه‌ای به دو دلیل و به منظور لحاظ عدم قطعیت‌ها، انتخاب گردید. دلیل اول موضوع مذکور منتج از تحلیل‌های غیرخطی است که به ازاء جابجایی نسبی طبقه‌ای تقریباً ۵ درصد، از دقت کافی و مناسب برخوردار می‌باشد. دلیل دیگر منتج از نتایج آزمایشگاهی می‌باشد که بیانگر افت مقاومت اکثر اتصالات تیر-ستون و ستون‌ها پس از این تراز جابجایی می‌باشند. منحنی IDA مطابق شکل ۶ به ازاء مجموعه حرکات انتخابی بر مبنای پارامتر MDR ایجاد می‌شود. مقادیر میانه، صدک ۱۶ و ۸۴ نیز در اشکال نشان داده شده است.



شکل ۶: منحنی های IDA برای سازه های ۵ طبقه و ۹ طبقه مختلف و مقادیر میانه، صدک ۱۶ و ۸۴ مربوطه.

حداکثر جابجایی نسبی ماندگار (MRD) از شاخص های عملکردی با اهمیت در طراحی ساختمان ها می باشد، بنحوی که بر بهره برداری و ترمیم ساختمان پس از زلزله تاثیرگذار می باشد. ضوابط ارائه شده در FEMA-P58 [۳۶] ارتباط بین حداکثر جابجایی نسبی ماندگار (MRD) و حالات خرابی را به صورت تکمیل تری ارائه می نماید. در ضوابط ارائه شده به ازاء MRD معادل ۱ درصد (DS3) که یکی از حالات حدی تلقی می گردد، تعمیر و مرمت سازه مقرون به صرفه نمی باشد و ترمیم سازه توجیه نخواهد داشت. به ازاء MRD معادل ۰/۵ درصد (DS2) جایگزینی و ساخت مجدد سازه بجای ترمیم و مرمت سازه، اقتصادی تر خواهد بود [۳۷]. سایر موارد مرتبط با تغییر شکل های ماندگار که به صورت تجمعی افزایش می یابد (DS4)، منتج به خرابی سازه می گردد. در این مطالعه چنانچه مقدار پارامتر MRD به ۲ درصد برسد، در این صورت آنالیز IDA متوقف خواهد شد.

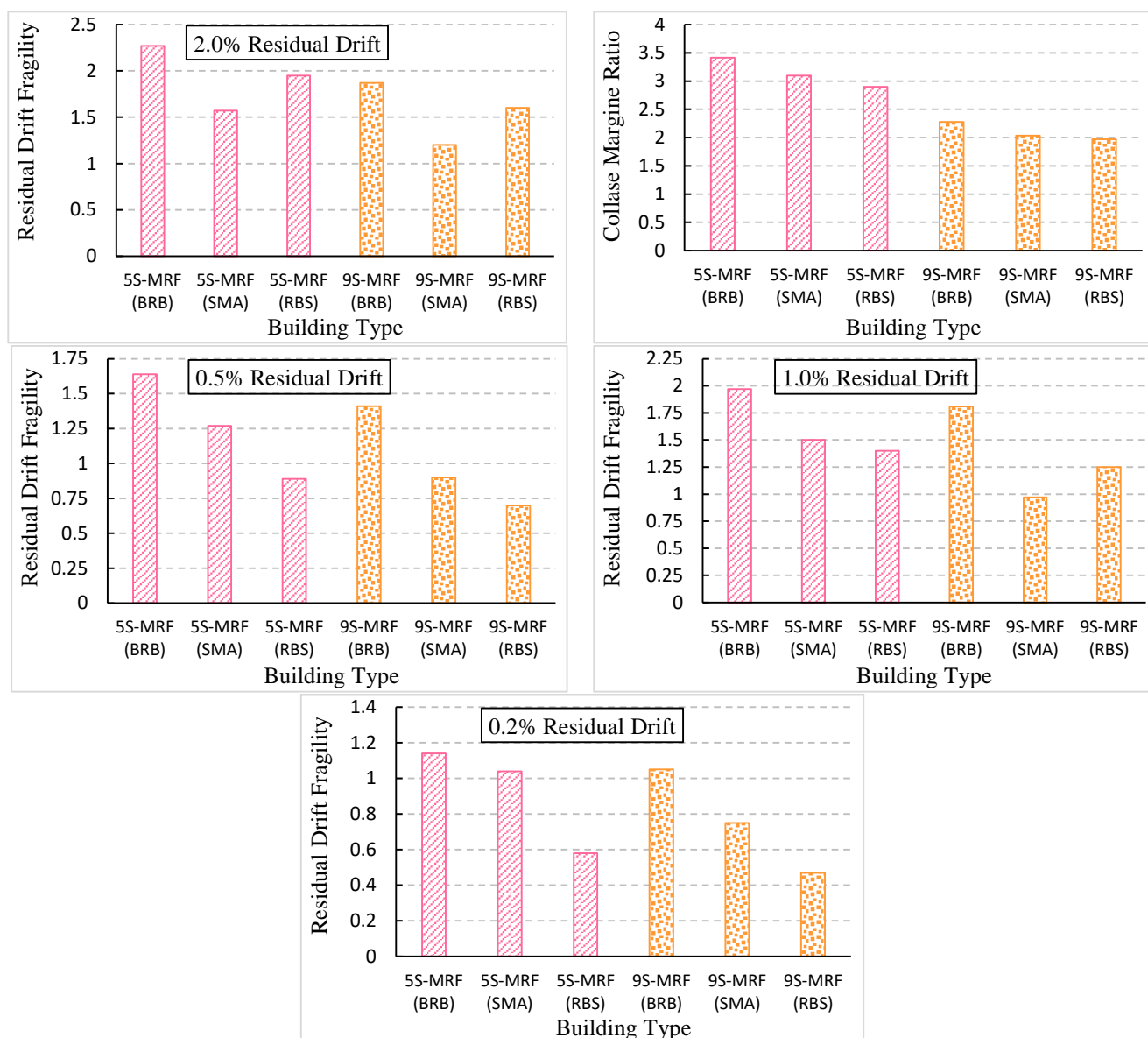
## ۵-۱- نسبت حاشیه خرابی (CMR) و شکنندگی جابجایی نسبی ماندگار (RDF)

مقادیر میانه ظرفیت خرابی سازه به ازاء پیوندهای اصلی مختلف به صورت متعارف با یکدیگر مقایسه نمی‌شوند و برای مقایسه از نسبت حاشیه خرابی (CMR) استفاده می‌شود. پارامتر CMR نسبت میانه ظرفیت خرابی ( $S_{acoi}(T_1)$ ) به مقدار طیف پاسخ زلزله نادر به ازاء پیوند اصلی سازه ( $S_{amce}(T_1)$ ) تعریف می‌گردد. مقادیر CMR برای سازه‌های ۵ طبقه و ۹ طبقه در حالات مختلف در شکل ۷ با یکدیگر مقایسه شده‌اند. روند تغییرات در سازه ۵ طبقه با سازه ۹ طبقه تقریباً مشابه می‌باشد. حداکثر مقادیر CMR در قاب‌های دارای بادبند کمانش تاب رخ می‌دهد و حداقل مقادیر CMR در قاب‌های فولادی دارای اتصال RBS مشاهده می‌شود. مقادیر CMR برای قاب‌های فولادی مجهز به سیستم SMA بین مقادیر حداقل و حداکثر مذکور قرار می‌گیرد.

روند یاد شده برای قاب‌های ۵ طبقه و ۹ طبقه صادق می‌باشد. مقادیر CMR قاب‌های فولادی ۵ طبقه دارای سیستم SMA و اتصال RBS در مقایسه با بادبند BRB اختلافی معادل ۱۰/۲٪ و ۱۷/۸٪ به ترتیب خواهند داشت. اختلاف مقادیر مذکور برای سیستم‌های سازه‌ای یاد شده در قاب‌های فولادی ۹ طبقه به ترتیب ۱۱/۹٪ و ۱۵/۷٪ خواهد بود. همچنین مقادیر CMR در قاب‌های ۵ طبقه دارای بادبند کمانش تاب، قاب‌های مجهز به سیستم SMA و قاب‌های خمشی دارای اتصال RBS در مقایسه با قاب‌های ۹ طبقه دارای سیستم سازه‌ای مشابه یاد شده به ترتیب ۴۹/۸٪، ۵۲/۱۳٪ و ۴۷/۲۱٪ کاهش خواهد یافت. بنابر این می‌توان نتیجه‌گیری نمود که ظرفیت سازه‌های دارای سیستم SMA در برابر خرابی در سطوح مختلف شدت لرزه‌ای بیش از قاب‌های خمشی دارای اتصال RBS می‌باشد. همچنین قاب‌های فولادی دارای بادبند کمانش تاب از ظرفیت بیشتری در برابر خرابی در قیاس با دو سیستم دیگر برخوردار می‌باشد.

به منظور تعریف مقادیر شکنندگی جابجایی نسبی ماندگار (RDF)، نسبت مقادیر میانه شتاب طیفی ( $S_a(T_1)$ ) متناظر با MRD به مقادیر طیفی پاسخ زلزله نادر ( $S_{amce}(T_1)$ ) به ازاء پیوند اصلی سازه مورد استفاده قرار می‌گیرد. مقادیر MRD های ۰/۲٪، ۰/۵٪، ۱٪ و ۲٪ در محاسبات منظور شده است و در شکل ۵ ارائه شده است. روند تغییرات مقادیر RDF به ازاء جابجایی نسبی ماندگار حداکثر (MRD) ۰/۲٪ و ۰/۵٪ برای قاب‌های ۵ طبقه و ۹ طبقه دارای سیستم‌های مختلف تقریباً یکسان می‌باشد. روند مذکور به ازاء مقادیر MRD معادل ۲٪ متفاوت می‌باشد بگونه‌ای که مقادیر RDF در قاب‌های مجهز به سیستم SMA کمتر از قاب‌های خمشی دارای اتصال RBS می‌باشد. مورد مذکور تنها در قاب‌های ۹ طبقه و به ازاء MRD معادل ۱٪ مشهود می‌باشد. با توجه به این که مقدار MRD معادل ۰/۵٪ متناظر با حالت حدی ترمیم سازه‌ای قلمداد می‌شود، لذا براین مبنا می‌توان استدلال نمود که قاب‌های مجهز به سیستم SMA در صورت تجاوز از حالت حدی ۰/۵٪ تحت سطوح بالاتر شدت لرزه‌ای در قیاس با قاب‌های خمشی دارای اتصال RBS از قابلیت و توانایی بالاتری برخوردار می‌باشد.

تاب‌آوری قاب‌های فولادی دارای بادبندهای کمانش تاب در تمام حالات حدی ۰/۲٪، ۰/۵٪، ۱٪ و ۲٪ در قیاس با سایر سیستم‌های سازه بیشتر می‌باشد. مقادیر RDF به ازاء حالت حدی ۰/۵٪ در قاب‌های فولادی ۵ طبقه و در دو حالت سیستم SMA و اتصال RBS در مقایسه با بادبند BRB اختلاف ۲۹/۱٪ و ۸۴/۲٪ به ترتیب خواهند داشت. اختلاف مقادیر مذکور برای سیستم‌های سازه‌ای یاد شده در قاب‌های فولادی ۹ طبقه به ترتیب ۵۶/۶٪ و ۱۰۱/۴٪ خواهد بود. همچنین مقادیر RDF در قاب‌های ۵ طبقه دارای بادبند کمانش تاب، قاب‌های مجهز به سیستم SMA و قاب‌های خمشی دارای اتصال RBS در مقایسه با قاب‌های ۹ طبقه دارای سیستم سازه‌ای مشابه یاد شده به ترتیب ۱۶/۳٪، ۴۱/۱٪ و ۲۷/۱٪ کاهش خواهد یافت.



شکل ۷: مقادیر CMR و RDF سازه‌های مختلف به ازاء مقادیر مختلف جابجایی ماندگار.

## ۵-۲- منحنی شکنندگی ناشی از خرابی سازه‌های مختلف

از نتایج منحنی IDA می‌توان منحنی‌های شکنندگی را استخراج نمود. با در نظر گرفتن توزیع لوگ‌نرمال برای مقادیر ظرفیت خرابی، تابع شکنندگی خسارت به صورت زیر محاسبه می‌شود [۳۵].

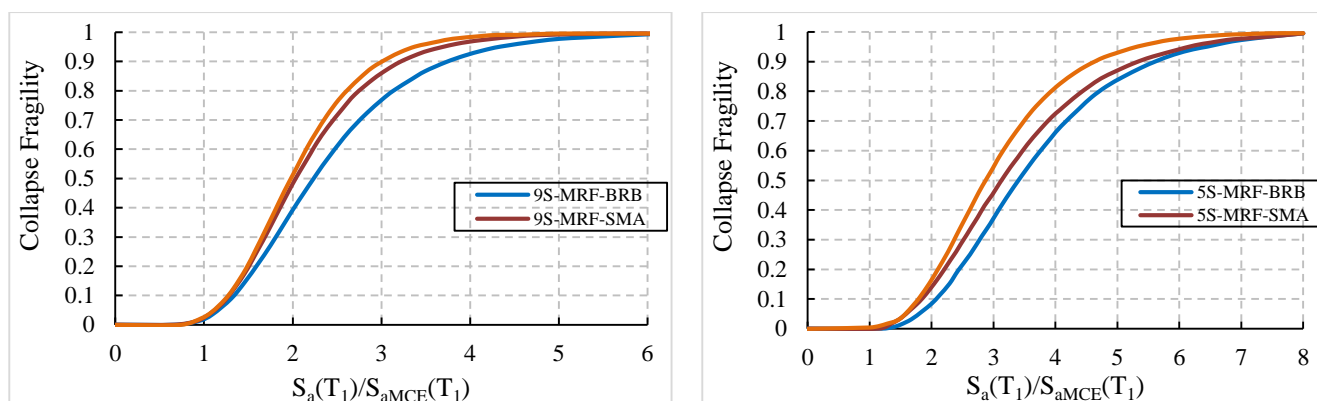
$$P(C|S_a(T_1) = s_a) = \Phi\left(\frac{\ln(S_a) - \mu}{\beta}\right) \quad (1)$$

که  $P(C|S_a(T_1) = s_a)$  احتمال این‌که حرکات زمین با شدت  $S_a(T_1) = s_a$  منجر به خرابی سازه شود،  $\Phi\left(\frac{\ln(S_a) - \mu}{\beta}\right)$  تابع توزیع تجمعی نرمال استاندارد،  $\mu$  میانگین مقادیر  $\ln S_a(T_1)_{col}$  و  $\beta$  انحراف استاندارد مقادیر  $\ln S_a(T_1)_{col}$  می‌باشد. به‌منظور نرمال نمودن و مقایسه منحنی‌های

شکنندگی سازه‌های مختلف، هر یک از منحنی‌های شکنندگی حاصل از معادله (۱)، بر مقادیر طیفی پاسخ زلزله نادر ( $S_{aMCE}(T_1)$ ) تقسیم می‌گردند.

منحنی‌های شکنندگی نرمال شده در شکل ۸ نشان داده شده است. به ازاء مقادیر مختلف شدت نرمال شده، احتمال خسارت و خرابی سازه‌های SMA کمتر از مقادیر خسارت متناظر سازه‌های RBS می‌باشد. این روند نیز برای سازه‌های ۹ طبقه نیز صادق می‌باشد. در سازه ۵ طبقه به ازاء  $S_a(T_1)/S_{aMCE}(T_1)$  معادل ۲/۵ مقادیر احتمال خسارت سازه قاب خمشی RBS به میزان ۱/۳۳ برابر مقادیر احتمال متناظر در سازه دارای میراگر SMA خواهد بود. به ازاء شدت نرمال معادل ۲/۵، میزان نسبت احتمال خسارت سازه قاب خمشی RBS به سازه دارای SMA معادل ۱/۰۷ می‌باشد. باتوجه به اینکه میزان استهلاک انرژی سازه‌های RBS در مقایسه با سازه‌های SMA کمتر است، لذا احتمال خسارت سازه‌های RBS بیش از سازه‌های SMA می‌باشد.

این روند تغییرات در خصوص سازه‌های دارای بادبند BRB در مقایسه با سایر سازه‌ها نیز برقرار می‌باشد. با وجود روند و تغییرات مذکور، عملکرد سازه‌های RBS، SMA و BRB بر مبنای FEMA P695 [۳۴] مورد پذیرش می‌باشد. با توجه به شکل ۸ مقادیر احتمال خسارت سازه‌های ۹ طبقه بیش از مقادیر احتمال خسارت سازه‌های ۵ طبقه می‌باشد. مقادیر احتمال خسارت سازه‌های BRB، SMA و RBS در قاب ۹ طبقه به ازاء شدت نرمال معادل ۳، به ترتیب ۲/۱۸، ۱/۸۳ و ۱/۵۹ برابر مقادیر احتمال متناظر در قاب‌های ۵ طبقه می‌باشد.



شکل ۸: منحنی شکنندگی خرابی در سازه‌های ۵ طبقه و ۹ طبقه.

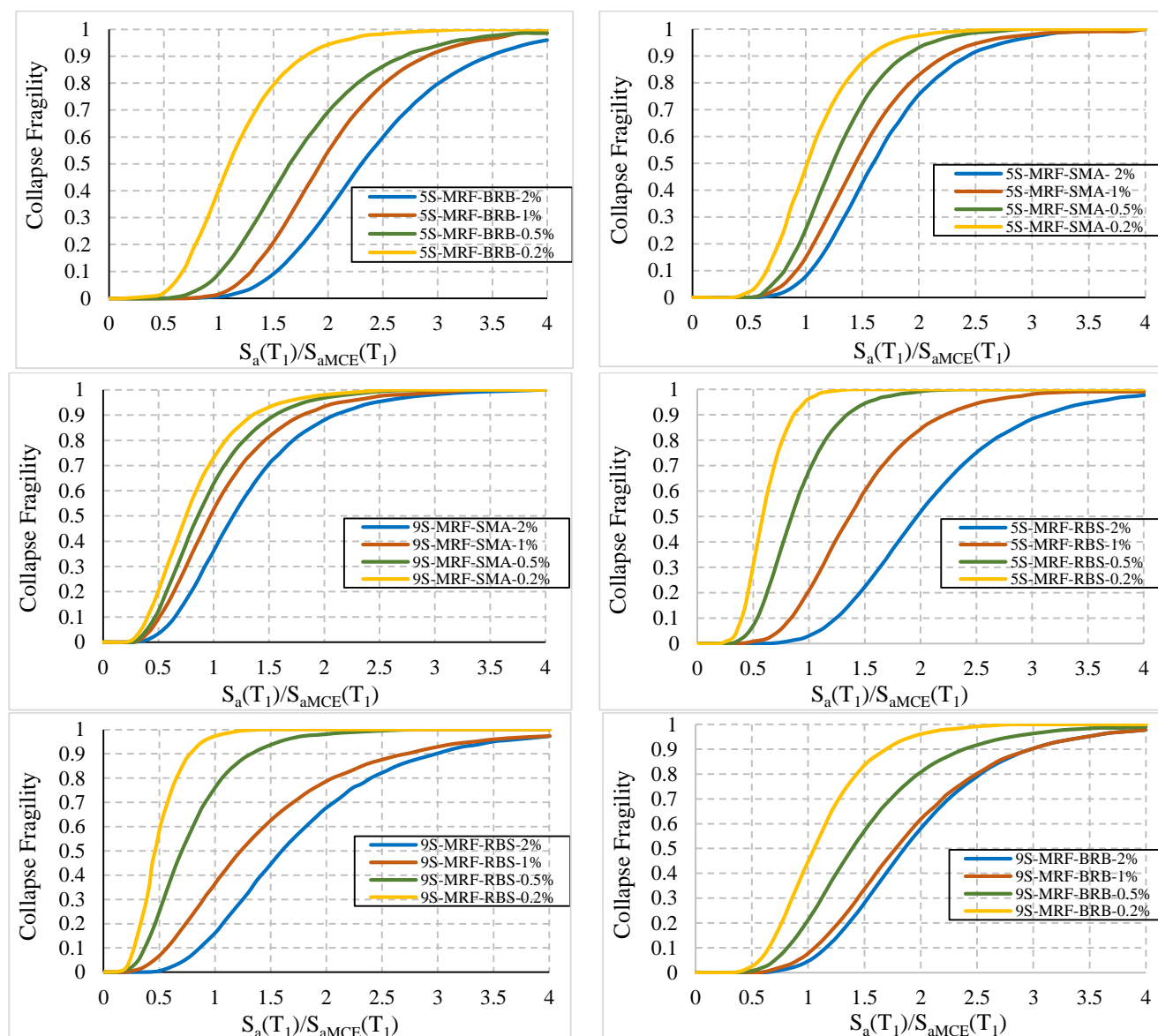
### ۵-۳- منحنی شکنندگی ناشی از جابجایی ماندگار

منحنی‌های شکنندگی به ازاء مقادیر مختلف MRD (۰/۲٪، ۰/۵٪، ۱٪ و ۲٪) که براساس رابطه ۲ [۳۵] محاسبه می‌گردد، در شکل ۹ برای سازه‌های مختلف نشان داده شده است.

$$P(RD|S_a(T_1) = S_a) = \Phi\left(\frac{\ln(S_a) - \mu}{\beta}\right) \quad (2)$$

در سازه‌های ۵ طبقه مقادیر احتمال خسارت و شکنندگی به ازاء MRD معادل ۰/۵٪ و شدت نرمال  $S_a(T_1)/S_{aMCE}(T_1)$  معادل ۱/۵ در سازه RBS تقریباً ۱/۳۵۷ برابر سازه مجهز به SMA می‌باشد. درحالی‌که احتمال خسارت سازه RBS به ازاء شدت نرمال مذکور تقریباً ۲/۳۷۵ برابر سازه دارای بادبند BRB می‌باشد. در سازه ۹ طبقه احتمال خسارت سازه RBS در مقایسه با سازه‌های مجهز به SMA و بادبند BRB با لحاظ نمودن مقادیر شدت نرمال و MRD یاد شده، به ترتیب ۱/۰۸ و ۱/۶۲ برابر خواهد بود.

مقادیر احتمال خسارت سازه‌های SMA، BRB و RBS در قاب ۹ طبقه به ترتیب ۱/۲۴، ۱/۴۵ و ۱/۰۱ برابر مقادیر احتمال متناظر در قاب‌های ۵ طبقه می‌باشد. در قاب ۵ طبقه احتمال خسارت در سازه RBS به ازاء MRD معادل ۱٪ و شدت نرمال ۱/۵ تقریباً ۱/۰۹ برابر سازه مجهز به SMA می‌باشد. در حالی که احتمال خسارت سازه RBS به ازاء شدت مذکور ۳/۰۱ برابر سازه دارای بادبند BRB می‌باشد. مقادیر احتمال خسارت سازه‌های SMA، BRB و RBS در قاب ۹ طبقه به ترتیب ۱/۴۵، ۱/۷۵ و ۱/۰۵ برابر مقادیر احتمال متناظر در قاب‌های ۵ طبقه می‌باشد.



شکل ۹: منحنی شکنندگی ناشی از جابجایی ماندگار در سازه‌های ۵ طبقه و ۹ طبقه.

## ۶- ارزیابی ریسک خرابی و ریسک جابجایی ماندگار برای قاب‌های مورد بررسی

اطلاعات بسیار مفیدی از منحنی‌های شکنندگی علیرغم آنالیزهای طاقست فرسای محاسباتی استخراج می‌گردد. ارزیابی ریسک با توجه به جذابیت آن برای کارفرمایان و بیمه‌گذاران با پارامترهای میانگین نرخ خرابی سالانه ( $m$ ) و میانگین نرخ فراگذشت سالانه جابجایی

ماندگار مشخص ( $RD\lambda$ ) تعریف می‌شوند. میانگین نرخ سالیانه با پارامترهای مهم دیگر نظیر احتمال خرابی در طی  $n$  سال ( $P_c$ ) و احتمال فراگذشت از مقدار مشخص رانش نسبی ماندگار در طی  $n$  سال ( $PRD$ ) مرتبط می‌باشد. چنانچه وقوع زلزله از توزیع پواسون پیروی نماید، روابط پارامتر میانگین نرخ سالیانه با احتمال خرابی و احتمال فراگذشت از رانش نسبی ماندگار معین در طی  $n$  سال از روابط ۳ و ۴ بدست می‌آیند:

$$P_c = 1 - e^{-\lambda_c t} \quad (3)$$

$$P_{RD} = 1 - e^{-\lambda_{RD} t} \quad (4)$$

میانگین نرخ سالیانه خرابی از ترکیب احتمال خرابی و منحنی خطر لرزه ای با استفاده از روابط ۵ و ۶ حاصل می‌گردد:

$$\lambda_c = \int_0^{\infty} P(C|S_a(T_1) = S_a) |d\lambda_{S_a}(T_1)(S_a)| \quad (5)$$

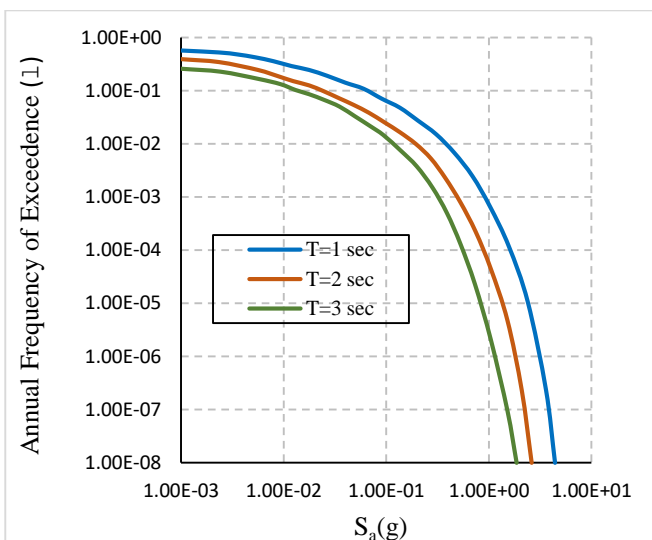
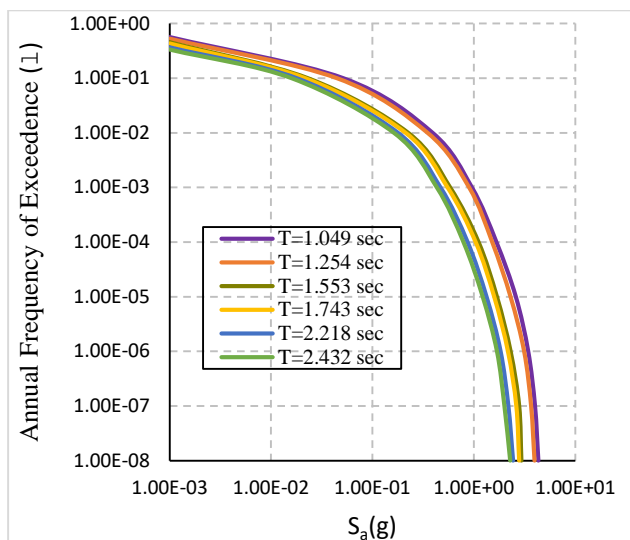
$$\lambda_{RD} = \int_0^{\infty} P(RD|S_a(T_1) = S_a) |d\lambda_{S_a}(T_1)(S_a)| \quad (6)$$

$\lambda(S_a(T_1) = S_a)$  میانگین نرخ سالیانه فراگذشت از سطح شدت  $S_a(T_1) = S_a$  بوده که از تحلیل خطر لرزه ای احتمالاتی حاصل می‌گردد.

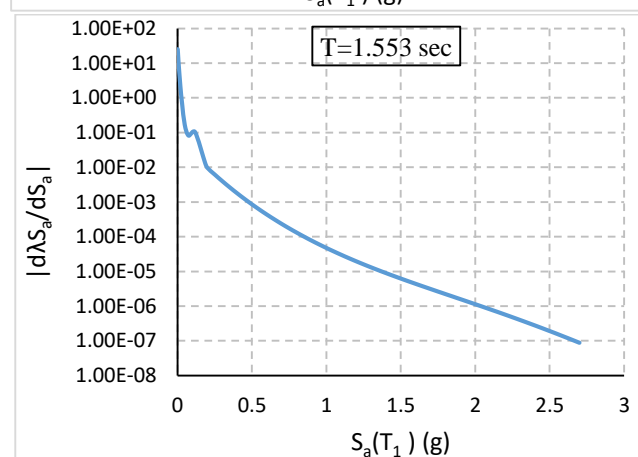
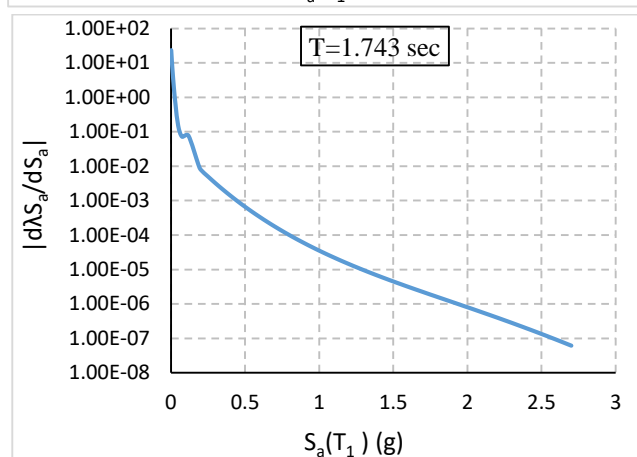
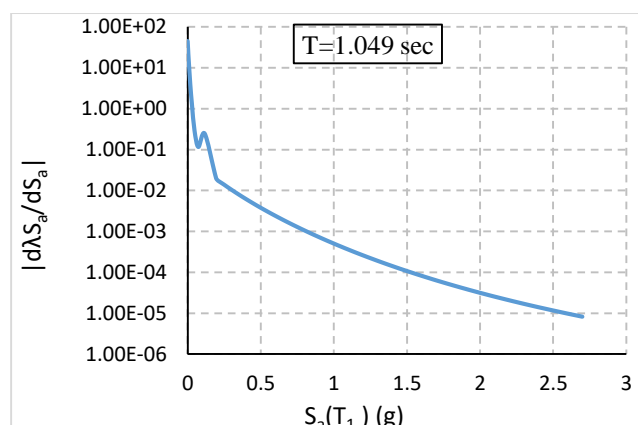
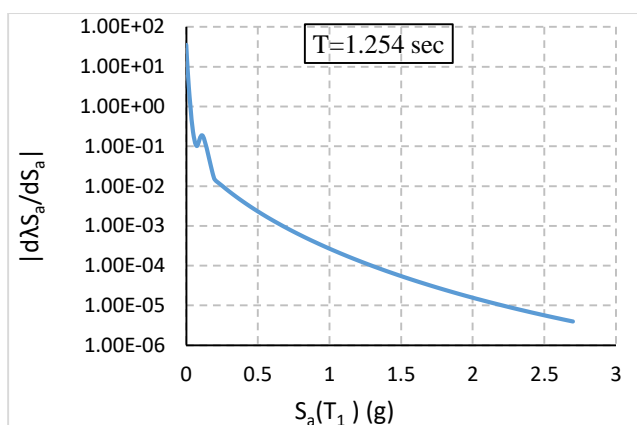
تحلیل خطر لرزه ای بر اساس نرم افزار EZ-FRISK [۳۸] انجام شده است. پارامترهای لازم جهت انجام تحلیل یادشده شامل موقعیت جغرافیایی، روابط کاهندگی، گزینه‌های تحلیلی، تحلیل تعیینی، دامنه حرکات زمین و پیروید طیفی می‌باشد. موقعیت جغرافیایی سایت هنگام انجام تحلیل، مستقیماً با استفاده از طول و عرض جغرافیایی که از ۳۶۰- تا ۳۶۰+ برای طول جغرافیایی و ۹۰- تا ۹۰+ برای عرض جغرافیایی متغیر می‌باشند، تعیین می‌گردد. بنابراین مکان سایت باید با مختصات گسل و منبع ناحیه آنها مطابق باشد و با انتخاب تحلیل خطر لرزه ای تفکیکی، جداسازی بر اساس بزرگا و فاصله انتخاب می‌شود. نتایج تحلیل خطر، امکان تعیین بزرگا و فواصلی که به تکانه‌های زمین در یک سطح خاص کمک می‌نمایند را فراهم می‌سازد. برای جداسازی در تکانه مشخص با دوره بازگشت خاص، باید دو مورد اجرا گردد.

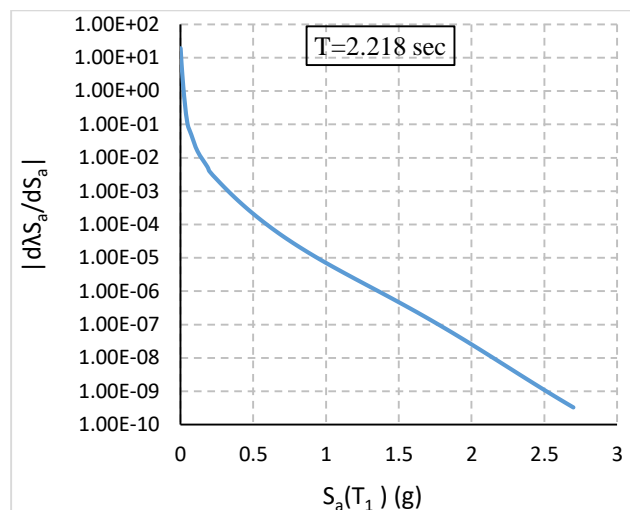
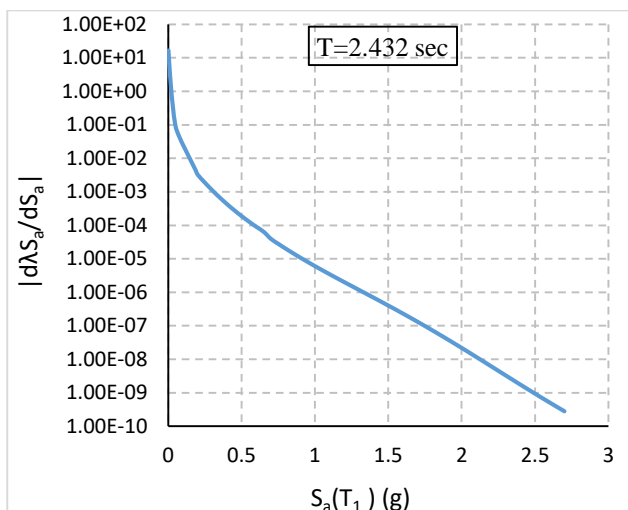
در ابتدا تحلیل خطر لرزه ای بدون تفکیک‌سازی انجام می‌گردد و نرخ سالیانه معادل فراگذشت با لحاظ دوره بازگشت محاسبه می‌شود. با انتخاب پیروید طیفی منحنی خطر بررسی گردیده و حرکت زمین با نرخ سالیانه فراگذشت تعیین می‌گردد. در این مرحله قابلیت تفکیک و تعریف دامنه با مقادیر حاصل از منحنی خطر، امکان‌پذیر می‌باشد. در مرحله انتهایی با انجام تحلیل مجدد، نتایج تفکیک‌سازی حاصل خواهد شد. در مطالعه حاضر طول جغرافیایی ۳۷/۸۸۱۴ شمالی و عرض جغرافیایی ۱۲۲/۰۸- غربی منظور شده و نوع خاک با توجه به سرعت موج برشی تیپ D، مطابق آیین نامه ASCE 7، در نظر گرفته شده است. شکل ۱۰ نرخ فراگذشت سالیانه منحنی خطر لرزه ای برای سایت مورد اشاره را به ازاء پیرودهای ۱ ثانیه، ۲ ثانیه و ۳ ثانیه و با میرایی ۵ درصد نشان می‌دهد. بر اساس درونیایی، منحنی خطر لرزه ای به ازاء پیرودهای اصلی سازه‌ها نیز ارائه شده است. در شکل ۱۱ شیب منحنی خطر لرزه ای برای پیرودهای مختلف و در شکل ۱۲ منحنی تفکیک میانگین نرخ سالیانه خرابی ارائه شده است.



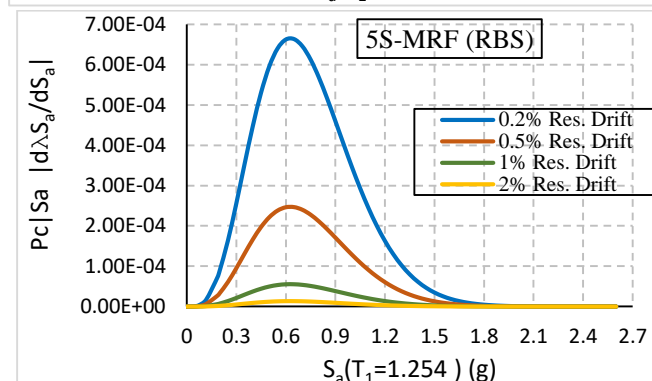
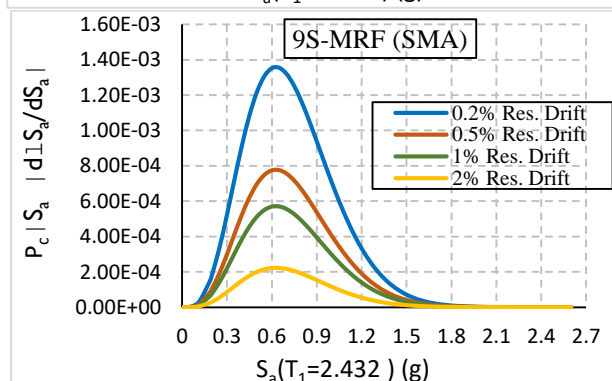
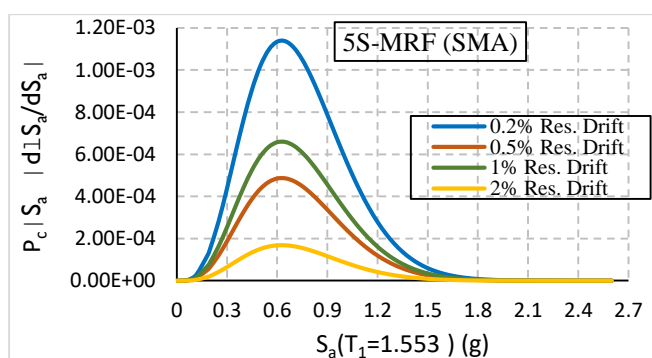
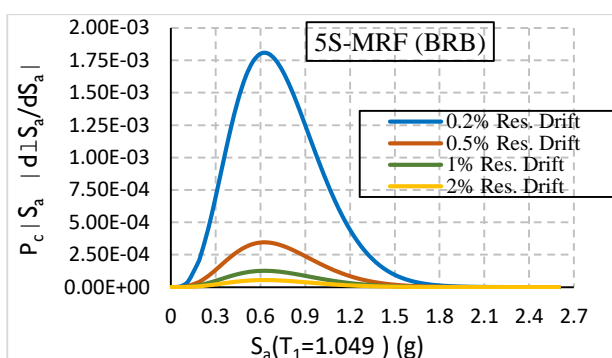


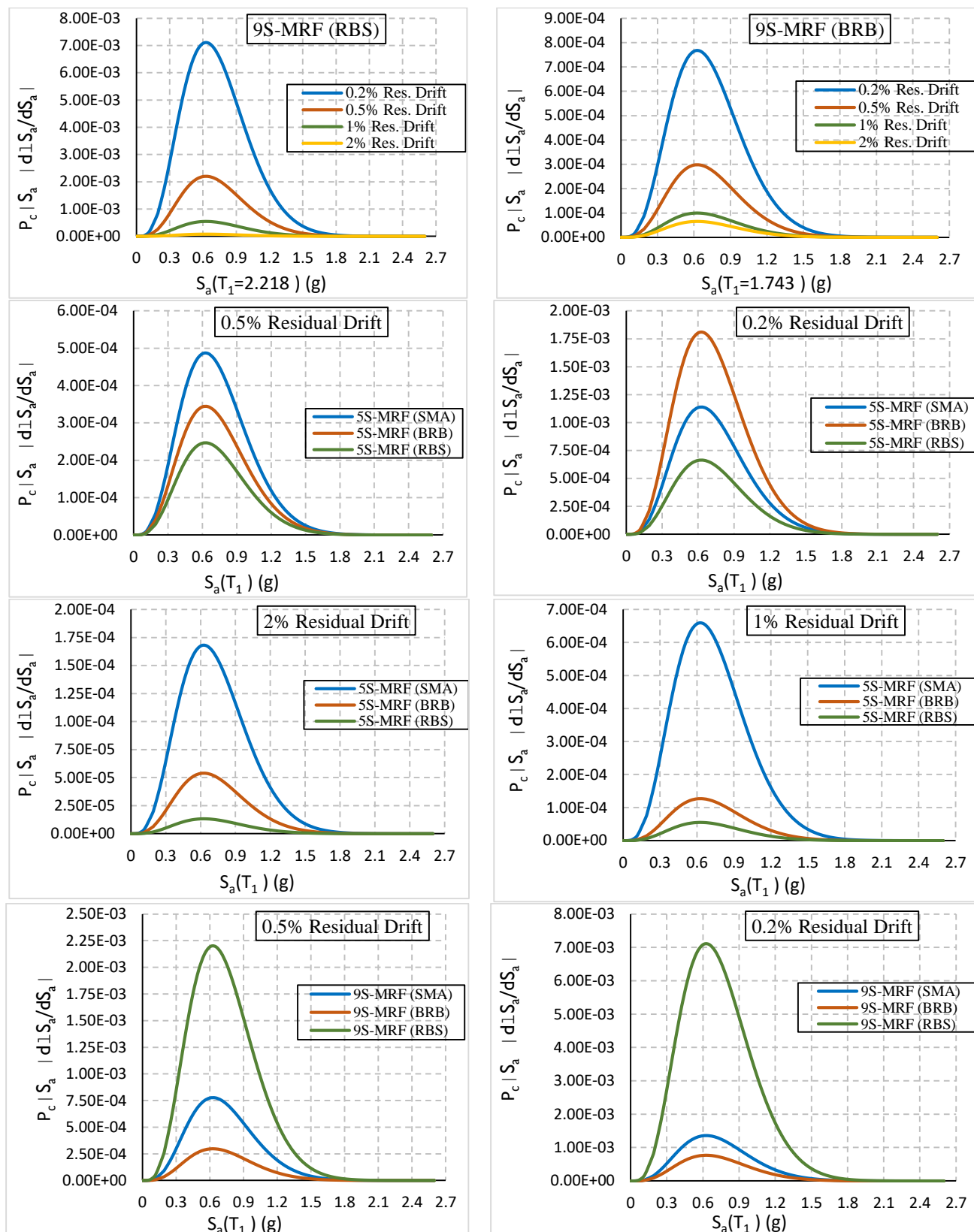
شکل ۱۰: نرخ فراگذشت سالیانه منحنی خطر لرزه ای برای پریودهای مختلف.

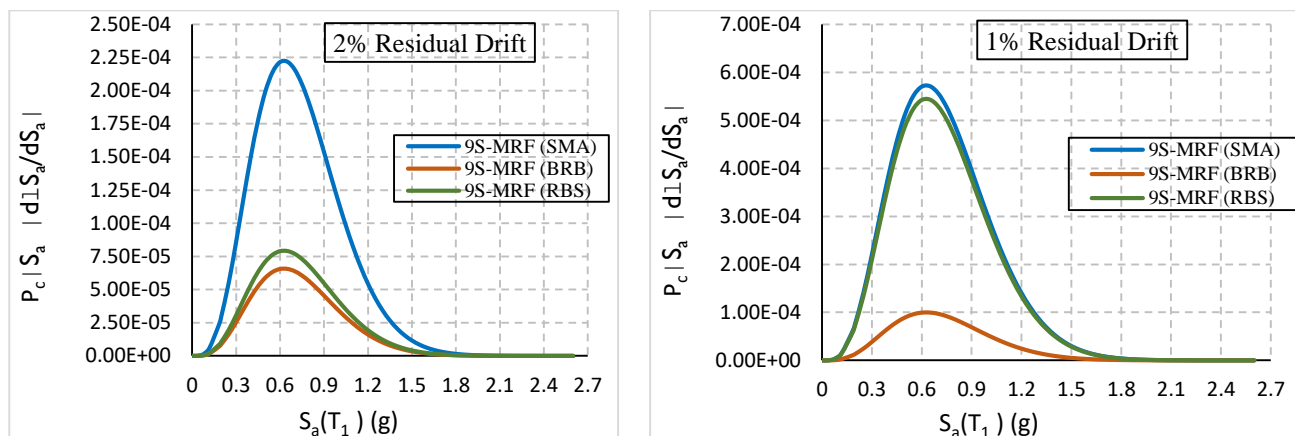




شکل ۱۱: شیب منحنی خطر لرزه‌ای برای پیوندهای مختلف.



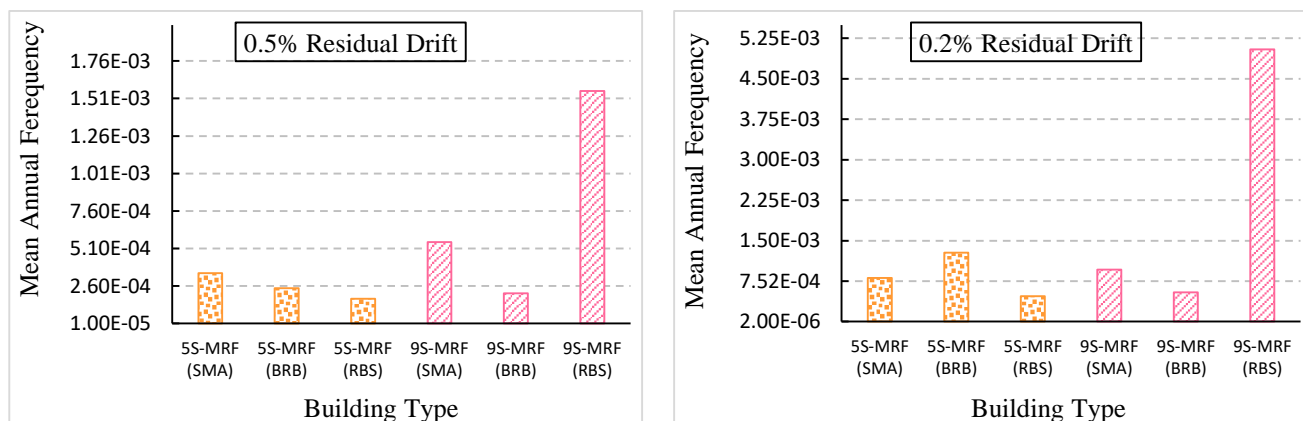


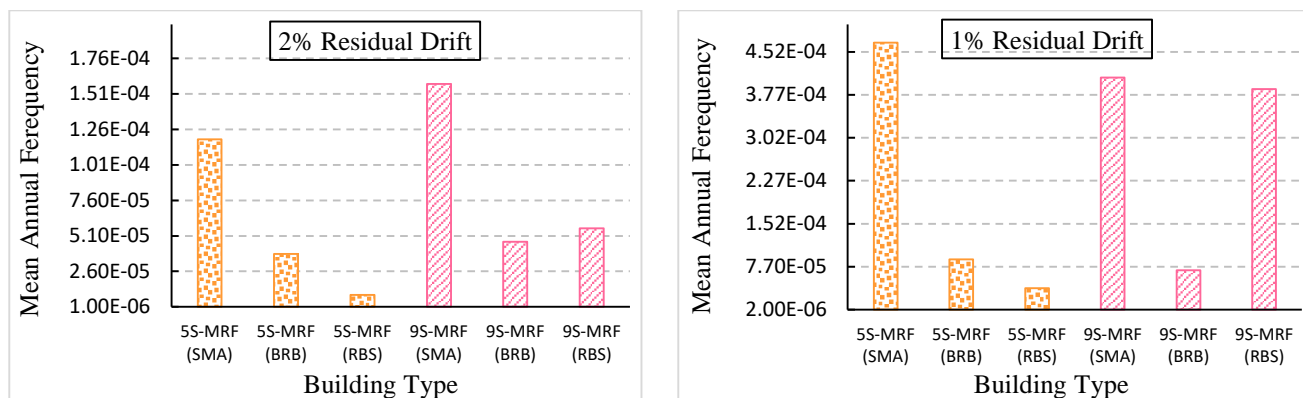


شکل ۱۲: منحنی تفکیک میانگین نرخ سالیانه خرابی برای سازه‌های مختلف.

میانگین نرخ سالیانه جابجایی ماندگار برای سازه‌های مختلف در شکل ۱۳ مقایسه شده است. همانطور که در شکل مذکور مشاهده می‌شود، نرخ فراگذشت سالیانه به ازاء MRD معادل ۰/۲٪ و ۰/۵٪ در قاب‌های ۹ طبقه برای سازه‌های دارای بادبند BRB و میراگر SMA به طور قابل توجهی کمتر از قاب‌های خمشی RBS می‌باشد. لذا می‌توان نتیجه‌گیری کرد که عملکرد لرزه‌ای سازه‌های مذکور با استفاده از بادبند BRB و میراگر SMA ارتقاء می‌یابد. به ازاء قاب ۵ طبقه روند مذکور تا حدودی متفاوت می‌باشد و نرخ فراگذشت سالیانه قاب‌های خمشی RBS کمتر از سازه‌های دارای بادبند BRB و میراگر SMA است، لیکن تفاوت‌ها چندان قابل توجه نمی‌باشد. این موضوع به مقاومت بیشتر سازه‌های قاب خمشی در سازه‌های کوتاه مرتبه در قیاس با دو سازه دیگر می‌تواند مرتبط باشد.

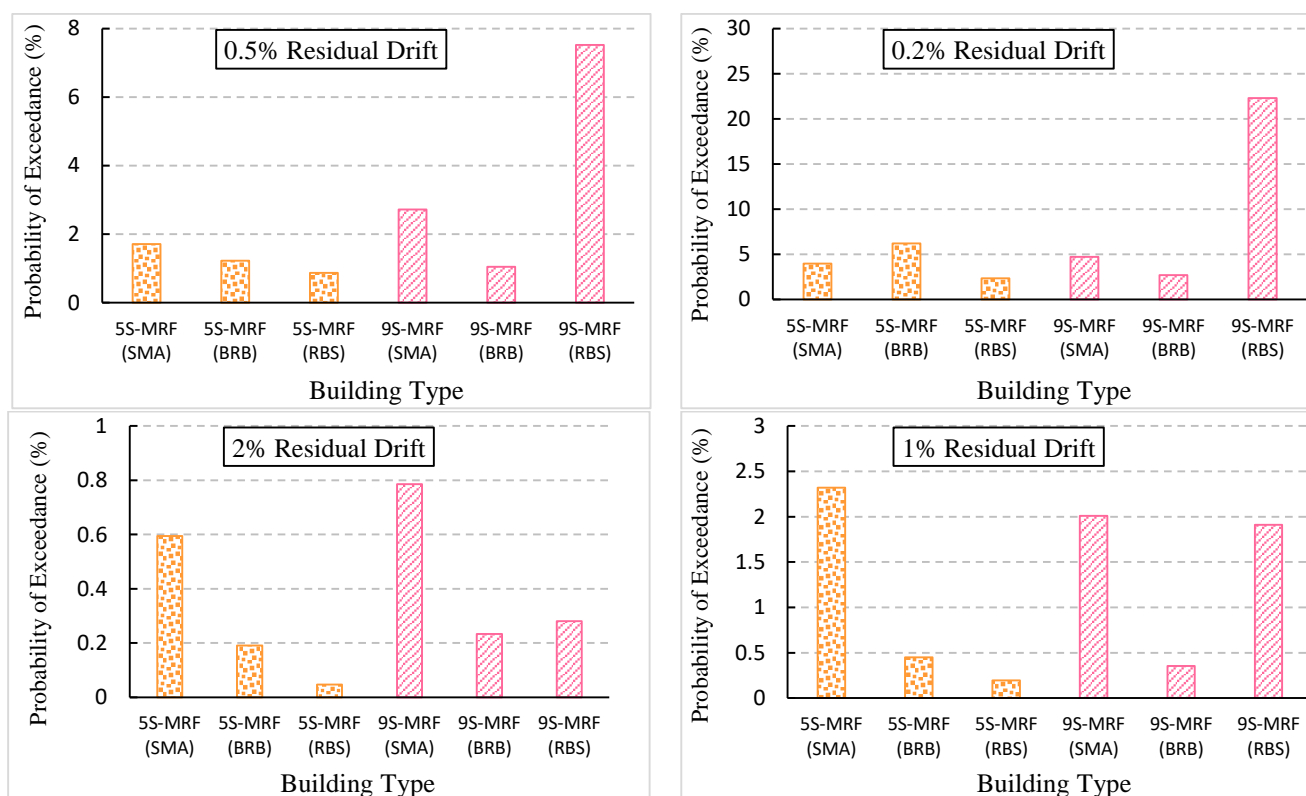
برای قاب‌های ۹ طبقه به ازاء MRD معادل ۰/۱٪ نرخ فراگذشت سالیانه قاب‌های خمشی RBS و SMA تقریباً یکسان بوده، در حالی که نرخ فراگذشت سالیانه در سازه‌های دارای بادبند BRB به صورت قابل ملاحظه‌ای کاهش می‌یابد. نرخ فراگذشت سالیانه در قاب‌های ۹ طبقه دارای میراگر SMA به ازاء MRD معادل ۰/۲٪ در مقایسه با قاب‌های خمشی RBS و بادبند BRB افزایش یافته که بیانگر عدم تاثیر میراگر SMA در جابجایی نسبی طبقه‌ای ماندگار زیاد می‌باشد.





شکل ۱۳: مقایسه میانگین نرخ سالیانه جابجایی ماندگار برای سازه های مختلف.

نرخ فراگذشت سالیانه در قاب های ۵ طبقه دارای میراگر SMA به ازاء MRD معادل ۰.۱٪ و ۰.۲٪ در مقایسه با قاب های خمشی RBS و بادبند BRB افزایش می یابد. مقادیر اختلاف نرخ فراگذشت سالیانه در قاب های ۵ طبقه دارای میراگر SMA و بادبند BRB به ازاء MRD های ۰.۲٪، ۰.۵٪، ۰.۱٪ و ۰.۲٪ به ترتیب ۳۶/۸، ۴۱/۲، ۸۰/۷ و ۶۷/۸ درصد می باشد. مقادیر اختلاف یاد شده برای قاب های خمشی RBS و بادبند BRB به ترتیب ۶۳/۱، ۲۸/۶، ۵۶/۴ و ۷۵/۶ درصد خواهد بود. در قاب های ۹ طبقه مقادیر اختلاف در حالت اول به ترتیب ۸۰/۹، ۶۴/۶، ۵/۲ و ۶۴/۴ درصد می باشد در حالی که در حالت دوم مقادیر اختلاف به ترتیب ۸۹/۲، ۸۶/۴، ۸۱/۷ و ۱۶/۹ درصد خواهد بود.



شکل ۱۴: مقایسه احتمال خرابی در مدت ۵۰ سال برای سازه های مختلف.

مقادیر احتمال فراگذشت از رانش نسبی ماندگار معین در طی ۵۰ سال در شکل ۱۴ ارائه شده است. مطابق شکل مذکور مقادیر احتمال فراگذشت به ازاء MRD های ۰.۲٪ و ۰.۵٪ در قاب های ۹ طبقه و قاب های خمشی RBS به صورت قابل توجهی بزرگتر از احتمال

فراگذشت متناظر در سازه‌های دارای SMA و BRB خواهد بود. لذا عملکرد لرزه‌ای سازه‌های دارای بادبند BRB و میراگر SMA در قاب‌های ۹ طبقه در مقایسه با قاب‌های خمشی RBS بهبود یافته است.

## نتیجه گیری

این مطالعه به بررسی مقاومت سازه‌های قاب خمشی RBS، سازه‌های دارای بادبند BRB و سازه‌های مجهز به میراگر SMA در برابر خرابی و جابجایی ماندگار می‌پردازد. جهت بررسی پارامترهای تاثیرگذار بر عملکرد لرزه‌ای، قاب‌های فولادی خمشی ویژه ۵ طبقه و ۹ طبقه در نظر گرفته شد. نتایج حاصل از این مطالعه به شرح ذیل می‌باشد:

۱- سازه‌های دارای سیستم میراگر SMA که بر مبنای معیارهای حداقلی 7 ASCE طراحی شده در برابر خرابی و در سطوح مختلف شدت لرزه‌ای از ظرفیت بیشتری نسبت به قاب‌های خمشی دارای اتصال RBS برخوردار می‌باشند. در قاب‌های فولادی ۵ طبقه اختلاف مقادیر CMR سازه‌های دارای میراگر SMA و اتصال RBS در مقایسه با بادبند BRB به ترتیب ۱۰/۲٪ و ۱۷/۸٪ می‌باشد و در قاب‌های فولادی ۹ طبقه اختلاف مقادیر مذکور برای سیستم‌های سازه‌ای یادشده به ترتیب ۱۱/۹٪ و ۱۵/۷٪ خواهد بود. این نتایج به ازاء مقادیر کمتر CMR، بیانگر افزایش آسیب‌پذیری تا مرحله خرابی می‌باشد که در قاب‌های RBS مشهود است. شایان ذکر است کاهش مقادیر CMR بگونه‌ای است که با اقدامات و راهکارهای مختلف می‌توان به بهبود مقادیر مذکور کمک نمود.

۲- مقادیر CMR در قاب‌های ۵ طبقه دارای بادبند کمانش‌تاب، قاب‌های مجهز به سیستم SMA و قاب‌های خمشی دارای اتصال RBS در مقایسه با قاب‌های ۹ طبقه دارای سیستم سازه‌ای مشابه یادشده به ترتیب ۴۹/۸٪، ۵۲/۱۳٪ و ۴۷/۲۱٪ کاهش خواهد یافت. احتمال خسارت توسط مجموعه‌ای از تحلیل‌ها با استفاده از تطبیق توزیع لوگ‌نرمال با داده‌های تجربی حاصل می‌گردد که مقادیر CMR به صورت مستقیم بر مبنای داده‌های تجربی استوار می‌باشد. مقادیر CMR بر مبنای داده‌های تجربی بیانگر احتمال بسیار کم خرابی در تراز زلزله MCE می‌باشد که این موضوع همسازی مناسبی با طراحی سازه‌ها با عدم تشکیل مفاصل پلاستیک و قابلیت تحمل نیروهای محوری مازاد در ستونها، خواهد داشت. لذا مقادیر CMR قاب‌های ۹ طبقه در مقایسه با قاب‌های ۵ طبقه افزایش خواهند داشت.

۳- ظرفیت قاب‌های فولادی دارای بادبندهای کمانش‌تاب در تمام حالات حدی ۰/۲٪، ۰/۵٪، ۱٪ و ۲٪ مربوط به جابجایی نسبی ماندگار در قیاس با سایر سیستم‌های سازه بیشتر می‌باشد. در قاب‌های فولادی ۵ طبقه اختلاف مقادیر شکنندگی ناشی از جابجایی ماندگار به ازاء حالت حدی ۰/۵٪ در دو حالت سیستم SMA و اتصال RBS در مقایسه با بادبند BRB به ترتیب ۲۹/۱٪ و ۸۴/۲٪ مشاهده می‌شود. اختلاف مقادیر مذکور برای سیستم‌های سازه‌ای یادشده در قاب‌های فولادی ۹ طبقه به ترتیب ۵۶/۶٪ و ۱۰۱/۴٪ خواهد بود. با توجه به این‌که قاب‌های مجهز به سیستم SMA در صورت تجاوز از حالت حدی ۰/۵٪ تحت سطوح بالاتر شدت لرزه‌ای در قیاس با قاب‌های خمشی دارای اتصال RBS از قابلیت و توانایی بالاتری برخوردار می‌باشند. بنابراین اختلاف مقادیر شکنندگی مذکور قابل پذیرش خواهد بود.

۴- مقادیر شکنندگی ناشی از جابجایی ماندگار در قاب‌های ۵ طبقه دارای بادبند کمانش‌تاب، قاب‌های مجهز به سیستم SMA و قاب‌های خمشی دارای اتصال RBS در مقایسه با قاب‌های ۹ طبقه دارای سیستم سازه‌ای مشابه یادشده به ترتیب ۱۶/۳٪، ۴۱/۱٪ و ۲۷/۱٪ کاهش خواهد یافت. با توجه به قابلیت تحمل نیروهای محوری مازاد در ستونها، مقادیر شکنندگی مذکور توجیه‌پذیر می‌باشد.

۵- احتمال خسارت سازه‌های ۹ طبقه بیش از مقادیر احتمال خسارت سازه‌های ۵ طبقه می‌باشد. مقادیر احتمال خسارت سازه‌های SMA، BRB و RBS در قاب ۹ طبقه به ازاء شدت نرمال ۳ به ترتیب ۲/۱۸، ۱/۸۳ و ۱/۵۹ برابر مقادیر احتمال متناظر در قاب‌های ۵ طبقه می‌باشد.

۶- مقادیر احتمال شکست ناشی از جابجایی ماندگار در سازه‌های SMA، BRB و RBS در قاب ۹ طبقه به ترتیب ۱/۴۵، ۱/۷۵ و ۱/۰۵ برابر مقادیر احتمال متناظر در قاب‌های ۵ طبقه می‌باشد.

۷- نرخ فراگذشت سالانه به ازاء MRD معادل ۰/۲٪ و ۰/۵٪ در قاب‌های ۹ طبقه برای سازه‌های دارای بادبند BRB و میراگر SMA به طور قابل توجهی کمتر از قاب‌های خمشی RBS می‌باشد و عملکرد لرزه‌ای سازه‌های مذکور با استفاده از بادبند BRB و میراگر SMA ارتقاء می‌یابد.

- ۸- مقادیر اختلاف نرخ فراگذشت سالیانه در قاب‌های ۵ طبقه قاب‌های دارای میراگر SMA و بادبند BRB به ازاء MRD های ۰/۲٪، ۰/۵٪، ۱٪ و ۲٪ به ترتیب ۳۶/۸، ۴۱/۲، ۸۰/۷ و ۶۷/۸ درصد می‌باشد. در قاب‌های ۹ طبقه مقادیر اختلاف یادشده به ترتیب ۸۰/۹، ۶۴/۶، ۵/۲ و ۶۴/۴ درصد خواهد بود.
- ۹- مقادیر اختلاف نرخ فراگذشت سالیانه در قاب‌های ۵ طبقه برای قاب‌های خمشی RBS و بادبند BRB به ازاء MRD های ۰/۲٪، ۰/۵٪، ۱٪ و ۲٪ به ترتیب ۶۳/۱، ۲۸/۶، ۵۶/۴ و ۷۵/۶ درصد می‌باشد. در قاب‌های ۹ طبقه مقادیر اختلاف به ترتیب ۸۹/۲، ۸۶/۴، ۸۱/۷ و ۱۶/۹ درصد خواهد بود.
- ۱۰- مقادیر احتمال فراگذشت به ازاء MRD های ۰/۲٪ و ۰/۵٪ در قاب‌های ۹ طبقه و قاب‌های خمشی RBS به صورت قابل توجهی بزرگتر از احتمال فراگذشت متناظر در سازه‌های دارای SMA و BRB خواهد بود. لذا عملکرد لرزه‌ای سازه‌های دارای بادبند BRB و میراگر SMA در قاب‌های ۹ طبقه در مقایسه با قاب‌های خمشی RBS بهبود خواهد یافت.

## مراجع:

- [1] Dolce M., Cardone D., Ponzo F.C., Valente C. (2005). Shaking table tests on reinforced concrete frames without and with passive control systems. *Earthq Eng Struct Dyn*, 34(14),1687–717. <http://dx.doi.org/10.1002/eqe.501>.
- [2] Andrawes B., DesRoches R. (2007). Comparison between shape memory alloy seismic restrainers and other bridge retrofit devices. *J Bridg Eng*, 12(6), 700–9. [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)1084-0702\(2007\)12:6\(700\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)1084-0702(2007)12:6(700)).
- [3] Bonci A., Carluccio G., Castellano M.G., Croci G., Infanti S., Viskovic A.A. (2001). Use of shock transmission units and shape memory alloy devices for the seismic protection of monuments: the case of the upper Basilica of San Francesco at Assisi. *International Millennium Congress more than two thousand years in the history of architecture*, vol. II.
- [4] DesRoches R., Smith B. (2004). Shape memory alloys in seismic resistant design and retrofit: a critical review of their potential and limitations. *J Earthq Eng*, 08(03),415–29. <http://dx.doi.org/10.1142/S1363246904001298>.
- [5] Esfandiari J., Khezeli Y. (2019). Seismic behavior evaluation of zipper braced steel frames based on push-over and incremental dynamic analyses. *World J Eng*, 16(3), 401-411.
- [6] Esfandiari J., Zanganeh E., Esfandiari S. (2022). Experimental and Numerical Investigation on RC Moment-Resisting Frames Retrofitted with NSD Yielding Dampers. *Adv Conc Constr*, 13(2), 329-337.
- [7] Rahimi H., Esfandiari J., Roudsari M.T. (2022). Numerical and Experimental study using NSD metal damper has been used in reinforced concrete moment frames. *Am J Civ Eng*, 12(2), 40-46.
- [8] Zanganeh E., Esfandiari J. (2021). Experimental Investigation on Retrofitted RC Moment-Resisting Frames using NSD Yielding Dampers. *Iran J Sci Tech Trans Civ Eng*, 22(1), 120-129.
- [9] Dolce M., Cardone D., Marnetto R. (2000). Implementation and testing of passive control devices based on shape memory alloys. *Earthq Eng Struct Dyn*,29(7),945–68.
- [10] McCormick J., DesRoches R., Fugazza D., Auricchio F. (2006). Seismic vibration control using superelastic shape memory alloys. *J Eng Mater Technol*, 128(3),294–301. <http://dx.doi.org/10.1115/1.2203109>.
- [11] Auricchio F., Fugazza D., DesRoches R. (2006). Earthquake performance of steel frames with nitinol braces. *J Earthq Eng*,10(spec01),45–66.
- [12] Speicher M., Hodgson D.E., DesRoches R., Leon R.T. (2009). Shape memory alloy tension/ compression device for seismic retrofit of buildings. *J Mater Eng Perform*; 18(5–6), 746–53. <http://dx.doi.org/10.1007/s11665-009-9433-7>.
- [13] Wilde K., Gardoni P., Fujino Y. (2000). Base isolation system with shape memory alloy device for elevated highway bridges. *Eng Struct*, 22(3), 222–9. [http://dx.doi.org/10.1016/S0141-0296\(98\)00097-2](http://dx.doi.org/10.1016/S0141-0296(98)00097-2).
- [14] Attanasi G., Auricchio F. (2011). Innovative superelastic isolation device. *J Earthq Eng* , 15(Suppl. 1),72–89. <http://dx.doi.org/10.1080/13632469.2011.562406>.
- [15] DesRoches R., Delemont M. (2002). Seismic retrofit of simply supported bridges using shape memory alloys. *Eng Struct*, 24(3),325–32. [http://dx.doi.org/10.1016/S0141-0296\(01\)00098-0](http://dx.doi.org/10.1016/S0141-0296(01)00098-0).
- [16] Cismaşiu C., Amarante dos Santos F.P. (2012). Towards a semi-active vibration control solution based on superelastic shape memory alloys. Lisbon, Portugal: WCEE.
- [17] Maji A., Negret I. (1998). Smart prestressing with shape-memory alloy. *J Eng Mech* , 124(10), 1121–8. [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(1998\)124:10\(1121\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(1998)124:10(1121)).

- [18] Deng Z., Li Q., Sun H. (2006). Behavior of concrete beam with embedded shape memory alloy wires. *Eng Struct*, 28(12), 1691–7. <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2006.03.002>.
- [19] Silva E.D. (2007). Beam shape feedback control by means of a shape memory actuator. *Mater Des*, 28(5), 1592–6. <http://dx.doi.org/10.1016/j.matdes.2006.02.021>.
- [20] Ozbulut O.E., Hurlbauss S., Desroches R. (2011). Seismic response control using shape memory alloys: a review. *J Intell Mater Syst Struct*, 22(14), 1531–49.
- [21] ASTM. (2007). “Standard test method for tension testing of nickel-titanium superelastic materials.” F2516-07, West Conshohocken, PA.
- [22] Saiidi, M. S., O’Brien, M., Sadrossadat-Zadeh, M. (2009). Cyclic response of concrete bridge columns using superelastic nitinol and bendable concrete. *ACI Struct. J.*, 106(1), 69–77.
- [23] Saiidi, M. S., Wang, H. (2006). Exploratory study of seismic response of concrete columns with shape memory alloys reinforcement. *ACI Struct. J.*, 103(3), 436–443.
- [24] Youssef, M. A., Alam, M. S., Nehdi, M. (2008). Experimental investigation on the seismic behavior of beam-column joints reinforced with superelastic shape memory alloys. *J. Earthq. Eng.*, 12(7), 1205–1222.
- [25] SAES Company. (2012). (<http://www.saesgetters.com/product-groups/shape-memory-alloys>) (Aug. 20, 2014).
- [26] SAES Company. (2013). (<http://www.saesgetters.com/product-groups/shape-memory-alloys>) (Aug. 20, 2014).
- [27] McCormick, J. P. (2006). Cyclic behavior of shape memory alloys materials characterization and optimization. Ph.D. thesis, Georgia Institute of Technology, Atlanta
- [28] Frick, C. P., Ortega, A. M., Tyber, J., Gall, K., and Maier, H. (2004). Multiscale structure and properties of cast and deformation processed polycrystalline NiTi shape-memory alloys. *Metall. Mater. Trans. A*, 35(7), 2013–2025.
- [29] Haber, Z. B., Saiidi, S. M., Sanders, D. H. (2014). Seismic performance of precast columns with mechanically spliced column-footing connections. *ACI Struct. J.*, 111(3), 639–650.
- [30] OpenSees 2.4.1 [Computer software]. Berkeley, CA, Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- [31] Mander, J. B., Priestley, M. J. N., Park, R. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. *J. Struct. Eng.*, 8(1804), 1804–1826. [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-445\(1988\)114:8\(1804\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0733-445(1988)114:8(1804)).
- [32] ASCE. (2010). “Minimum design loads for buildings and other structures.” SEI/ASCE Standard No. 7-10, Reston, VA.
- [33] Ramirez, O. M., Constantinou, M. C., Gomez, J. D., Whittaker, A. S., Chrysostomou, C. Z. (2002). Evaluation of simplified methods of analysis of yielding structures with damping systems. *Earthquake Spectra*, 18(3), 501–530.
- [34] FEMA P695. (2009). Quantification of building seismic performance factors. Washington DC: Federal Emergency Management Agency.
- [35] Kitayama S., Constantinou M.C. (2016). Probabilistic collapse resistance and residual drift assessment of buildings with fluidic self-centering systems. *Earthquake Eng Struct Dyn*, 45(12):1935–53.
- [36] FEMA P58. (2012). Seismic Performance Assessment of Buildings. Washington DC: Federal Emergency Management Agency.
- [37] Silwal B., Ozbulut O.E., Michael R.J. (2016). Seismic collapse evaluation of steel moment resisting frames with superelastic viscous damper. *J Constr Steel Res*, 126, 26–36.
- [38] McGuire, R. K. (1978). FRISK: A computer program for seismic risk analysis using faults as earthquake sources, U.S. Geol. Surv. OpenFile Rept. 90, 76–67.
- [39] Wang W., Fang C., Yang X., Chen Y., Ricles J., Sause R. (2011). Innovative use of a shape memory alloys: a review. *J Intell Mater Syst Struct*, 22(14), 1531–49.
- [40] Wang W., Fang C., Yang X., Chen Y., Ricles J., Sause R. (2017). Innovative use of a shape memory alloy ring spring system for self-centering connections. *Eng Struct*, 153, 503–15.
- [41] Sepulveda J., Boroschek R., Herrera R., Moroni O., Sarrazin M. (2008). Steel beam-column connection using copper-based shape memory alloy dampers. *J Constr Steel Res*, 64(4), 429–35.
- [42] Shi F., Saygili G., Ozbulut O.E. (2018). Probabilistic seismic performance evaluation of SMA braced steel frames considering SMA brace failure. *Bull Earthq Eng*, 1–26.
- [43] Moradi S., Alam M.S., Asgarian B. (2014). Incremental dynamic analysis of steel frames equipped with NiTi shape memory alloy braces. *Struct Des Tall Spec Build*, 23(18), 1406–25.
- [44] Sultana P., Youssef M.A. (2018). Seismic performance of modular steel-braced frames utilizing superelastic shape memory alloy bolts in the vertical module connections. *J Earthquake Eng*, 1–25.