

## اثر انتخاب نگاشت زلزله بر انرژی هیستریزیس و شاخص خرابی پارک-انگ در قاب‌های خمشی بتن مسلح

محمد سازجینی<sup>۱</sup>، غلامرضا عبدالله‌زاده<sup>۲\*</sup>

۱- دانشجوی دکتری مهندسی سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل، بابل، ایران

۲- دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل، بابل، ایران

### چکیده

یکی از منابع اصلی عدم قطعیت در تعیین پاسخ‌های لرزه‌ای سازه‌ها، عدم قطعیت در تحریک وارد بر سازه ناشی از زلزله است. در سال‌های اخیر با رواج روش طراحی لرزه‌ای سازه‌ها بر اساس عملکرد، اهمیت مسئله انتخاب نگاشت‌های زلزله به عنوان تحریک ورودی بیشتر نمایان شده و توجه محققین بسیاری را جلب نموده است. روش متداول در انتخاب نگاشت‌های زلزله در این روش، انتخاب براساس سنجه شدت است. شکل طیف پاسخ یک سنجه شدت نسبتاً موفق در برآورد برخی از پاسخ‌های لرزه‌ای مانند حداکثر نسبت جابه‌جایی نسبی طبقات می‌باشد. در این مطالعه کفایت این سنجه شدت در تعیین انرژی هیستریزیس تلف شده و برای اولین بار در تعیین حداکثر شاخص خرابی پارک انگ در مفاصل پلاستیک سازه در قاب‌های خمشی بتن مسلح بررسی شد. به این منظور چهار قاب خمشی ویژه بتن مسلح با رفتار غیرخطی مدل‌سازی شده و هر یک تحت اثر یک دسته از نگاشت‌های زلزله که براساس سنجه شدت شکل طیف پاسخ با استفاده از روش طیف شرطی انتخاب شده بودند، مورد تحلیل قرار گرفت. سپس دو پاسخ انرژی هیستریزیس سازه و شاخص خرابی پارک انگ از نتایج تحلیل اقتباس شده و همبستگی آنها با چند سنجه شدت ثانویه به صورت کمی بررسی شد. انتخاب سنجه‌های شدت ثانویه به نحوی انجام شد که نشان دهنده ویژگی‌های متفاوتی از قبیل محتوای فرکانسی و مدت زمان حرکات قوی در نگاشت‌های زلزله باشند. نتایج نشان داد که سنجه شدت شکل طیف پاسخ در انتخاب نگاشت‌های زلزله برای برآورد پاسخ انرژی هیستریزیس و شاخص خرابی پارک انگ دارای کفایت لازم نبوده و پیش‌بینی دقیق‌تر این پاسخ‌ها نیازمند ارائه سنجه‌های شدت جدید و مطالعه بیشتر در زمینه انتخاب نگاشت می‌باشد. از سنجه‌های شدت ثانویه نیز سنجه‌های مرتبط با انرژی و مدت زمان حرکات قوی بیشترین همبستگی را با دو پاسخ انرژی هیستریزیس و شاخص خرابی پارک انگ داشتند.

کلمات کلیدی: تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی، سنجه شدت، انتخاب نگاشت زلزله، شکل طیفی، طیف شرطی، انرژی هیستریزیس، شاخص خرابی پارک-انگ، مدت زمان حرکات قوی.

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:			
10.22065/JSCE.2019.143742.1628	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
doi: 10.22065/JSCE.2019.143742.1628	۱۳۹۹/۰۴/۰۱	۱۳۹۹/۰۴/۰۱	۱۳۹۷/۱۰/۱۵	۱۳۹۷/۰۹/۲۴	۱۳۹۷/۰۵/۱۷
غلامرضا عبدالله‌زاده				*نویسنده مسئول:	
abdollahzadeh@nit.ac.ir				پست الکترونیکی:	

# The Effect of Record Selection Technique on Dissipated Hysteresis Energy and Park Ang Damage Index in Moment Resisting RC Frames

Gholamreza Abdollahzadeh<sup>\*1</sup>, Mohammad Sazjini<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Associate Professor, Department of Civil Engineering, Babol Noshirvani University of Technology, Babol, Iran  
<sup>2</sup> PhD Candidate, Faculty of Civil Engineering, Babol Noshirvani University of Technology.

## ABSTRACT

The main sources of the uncertainty in estimation of structural seismic responses is the uncertainty of the earthquake records as the input excitations. In recent years, along with the development of performance-based seismic design approaches, importance of the record selection strategies in nonlinear response history analysis of structures has been highlighted and has attracted the attention of many researchers. Record selection in performance-based seismic design approaches is often done based on the intensity measure of the records. The spectral shape has been introduced as a powerful intensity measure in record selection techniques for estimation of some structural responses such as the maximum inter-story drift ratio. In the present study, the sufficiency of the spectral shape in assessment of hysteresis energy of the structure and the maximum Park Ang damage index in plastic hinges has been investigated in special moment-resisting RC frames. In this way, four 2D structural models of special moment-resisting RC frames with inelastic characteristics have been analyzed under a set of strong ground motion records selected based on the spectral shape by the conditional spectrum method. After determination of numerical values of hysteresis energy of the structure and maximum Park-Ang damage index in the plastic hinges, the correlation of such responses have been investigated with the various secondary intensity measure. These intensity measures are selected such that they cover various properties of strong ground motion records such as frequency content and duration. The results indicate that spectral shape is not sufficient for prediction of hysteresis energy and Park-Ang damage index of special moment-resisting RC frames. To obtain an unbiased and reliable estimate of such responses, more studies on record selection strategies is needed. Among the secondary intensity measure, those associated with the energy content and duration of the records are more correlated with the aforementioned structural responses.

## ARTICLE INFO

**Receive Date:** 08 August 2018  
**Revise Date:** 15 December 2018  
**Accept Date:** 05 January 2019

### Keywords:

Nonlinear response history analysis; Intensity measure; Record selection; Spectral shape; Conditional spectrum; Dissipated hysteresis energy; Park-Ang damage index; Strong ground motion duration.

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/JSCE.2019.143742.1628

\*Corresponding Gholamreza Abdollahzadeh  
Email address: abdollahzadeh@nit.ac.ir

## ۱- مقدمه

امروزه با رواج روش‌های طراحی بر اساس عملکرد در طراحی لرزه‌ای سازه‌ها استفاده از تحلیل غیرخطی تاریخچه زمانی در تحلیل لرزه‌ای سازه‌ها رواج بیشتری پیدا کرده است. نگاشت‌های زلزله<sup>۱</sup> تابع تحریک ورودی در این نوع تحلیل هستند. زلزله پدیده‌ای تصادفی بوده و در بین منابع مختلف عدم قطعیت در پاسخ‌های لرزه‌ای سازه‌ها، تابع تحریک ورودی یا نگاشت‌های زلزله بیشترین سهم را دارا هستند [۱]. با وجود این عدم قطعیت‌ها، در آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای ضوابط ساده‌ای برای انتخاب نگاشت‌های زلزله در تحلیل‌های تاریخچه زمانی وجود داشته و این وظیفه طراح سازه است که روشی منطقی برای این کار اتخاذ کند. این کار در عین سادگی پیچیدگی‌های خود را دارد و نمی‌توان به روش سعی و خطا و بدون آگاهی از مفاهیم پایه مرتبط با انتخاب نگاشت‌ها آن را انجام داد. به عبارت دیگر ضوابط فعلی آیین‌نامه‌های لرزه‌ای برای انتخاب نگاشت در مقایسه با آثار بالقوه آن بر نتایج تحلیل تاریخچه زمانی ساده‌تر لحاظ شده است.

نگاشت‌های انتخاب شده در تحلیل تاریخچه زمانی بایستی تا حد امکان بیانگر حرکات لرزه‌ای مورد انتظار در ساختگاه باشند. این حرکات را می‌توان با استفاده از تحلیل خطر لرزه‌ای تعیین نمود. پس از تعیین این حرکات، بایستی در مرحله تحلیل سازه این حرکات را به سازه اعمال نموده و پاسخ سازه را به این حرکات استخراج نمود. در روند طراحی بر اساس عملکرد، پارامتر واسط بین مراحل تحلیل خطر لرزه‌ای و تحلیل لرزه‌ای سازه سنجه شدت<sup>۲</sup> نامیده می‌شود. نگاشت‌های زلزله با توجه به سنجه شدت انتخاب شده و در صورت لزوم با توجه به این پارامتر مقیاس می‌شوند. از سنجه‌های شدت متداول می‌توان به بیشینه شتاب زمین (PGA) و شتاب طیفی در مود اول سازه ( $S_a(T_1)$ ) اشاره کرد. در طراحی بر اساس عملکرد تمام آن چه که از مرحله تحلیل خطر لرزه‌ای به مرحله تحلیل سازه وارد می‌شود، سنجه شدت بوده و در حالت ایده‌آل بایستی قادر به بیان تمام عوامل مؤثر بر پاسخ لرزه‌ای سازه‌ها باشد به طوری که برای یک سازه معین با معلوم بودن سنجه شدت بتوان پاسخ سازه را به صورت یکتا بیان نمود. اما در عمل، این حالت ایده‌آل دست یافتنی نیست زیرا با توجه به ماهیت تصادفی و ناشناخته پدیده زلزله و عوامل دخیل در آن نمی‌توان تمام ویژگی‌های نگاشت زلزله را در یک پارامتر خلاصه نمود. به عنوان مثال تحت اثر دو نگاشت زلزله با مقادیر یکسان از  $S_a(T_1)$ ، پاسخ‌های سازه‌ای می‌توانند بسیار متفاوت باشند. حتی سنجه‌های شدت چندگانه یا برداری نیز این ویژگی آرمانی را ندارند. بر این اساس ویژگی‌های مطلوب یک سنجه شدت که در مطالعات مختلف به آن اشاره شده شامل کفایت، اثربخشی، مقیاس‌پذیری، قابلیت پیش‌بینی و شفافیت است [۲، ۳] و تلاش محققان برای یافتن یک سنجه شدت مناسب از سال‌های پیش آغاز شده و ادامه دارد [۲-۱۲].

از مطالعات شاخص در زمینه انتخاب نگاشت زلزله بر اساس سنجه شدت می‌توان به مطالعات بیکر و کرنل [۱۳] اشاره نمود. آنها شکل طیف را در قالب طیف میانگین شرطی<sup>۳</sup> به عنوان یک سنجه شدت برداری معرفی نمودند. طیف میانگین شرطی مقادیر میانگین شتاب طیفی را در پریودهای مختلف به شرط وقوع مقدار معینی از شتاب طیفی در یک پریود معین (مثلاً شتاب طیفی متناظر با دوره بازگشت ۴۷۵ ساله در پریود مود اول سازه) با لحاظ کردن همبستگی شتاب طیفی در پریودهای مختلف تعیین می‌کند. این محققان نشان دادند که انتخاب نگاشت‌های زلزله بر اساس شکل طیف پاسخ در مقایسه با روش‌های سنتی (مانند انتخاب بر اساس زوج بزرگا و فاصله رخدادهای لرزه‌ای) موفق‌تر بوده و منجر به کاهش پراکندگی پاسخ‌های لرزه‌ای خواهد شد.

مطالعه فوق بعدها توسط جایارام و همکاران [۱۴] بسط داده شد تا علاوه بر برآورد مقادیر میانگین مشروط شتاب طیفی در پریودهای مختلف، پراکندگی (انحراف معیار) مورد انتظار شتاب طیفی نیز در پریودهای مختلف تعیین شود. این طیف جدید طیف شرطی<sup>۴</sup> نامیده شد. این روش نیز با اقبال خوبی در جامعه محققان مهندسی زلزله روبرو شده و یک ساختار جدید برای برآورد منطقی مقادیر میانگین و پراکندگی پاسخ‌های لرزه‌ای ارائه داد.

<sup>1</sup> Earthquake Record

<sup>2</sup> Intensity Measure

<sup>3</sup> Conditional Mean Spectrum

<sup>4</sup> Conditional Spectrum

موفقیت روش طیف میانگین شرطی و طیف شرطی را می توان ناشی از معرفی طیف هدف جدید به جای طیف با خطر یکنواخت که پیش از آن اغلب به عنوان طیف هدف در نظر گرفته می شد، و نیز توانایی این دو روش در کاهش پراکندگی پاسخ های لرزهای مبتنی بر بنیه علمی دانست. با این وجود بایستی متذکر شد که مطالعات پیشین توانایی این دو روش را اغلب در مورد چند پاسخ محدود از سازه ها مانند بیشینه نسبت جابه جایی نسبی طبقات، بیشینه شتاب مطلق طبقات و احتمال فروریزش سازه مورد بررسی قرار داده و سایر پاسخ ها کمتر مورد توجه قرار گرفته اند. لذا توجه به دو نکته ضروری است؛ اول این که برخی از مطالعات [۱۵، ۱۶] نشان داده اند که شکل طیف پاسخ به تنهایی قادر به بیان تمام محتوای نگاشت زلزله و آثار آن بر روی سازه نیست. دوم این که در سازه های با سیستم های مختلف باربری جانبی ویژگی های متفاوتی از نگاشت های زلزله ممکن است بر پاسخ های لرزهای مؤثر باشد.

در مطالعه حاضر به منظور ارزیابی روش طیف شرطی در برآورد پاسخ های لرزهای مبتنی بر انرژی، توانایی این روش در کاهش پراکندگی پاسخ انرژی هیستریزیس تلف شده و شاخص خرابی پارک-انگ در قاب های خمشی ویژه بتن آرمه بررسی می شود. به این منظور ابتدا تحلیل خطر لرزهای احتمالاتی برای یک ساختگاه فرضی انجام می شود. سپس براساس نتایج تحلیل خطر لرزهای احتمالاتی طیف شرطی در یک سطح خطر لرزهای معین در چهار پرورد شرطی، متناظر با چهار مدل سازه ای، تعیین می شود. این چهار مدل سازه ای مربوط به قاب های دو بعدی خمشی ویژه بتن آرمه با رفتار غیرخطی و قابلیت لحاظ کردن اثر زوال سختی و مقاومت هستند. سپس برای هر یک از این قاب ها یک دسته چهل تایی از نگاشت های زلزله بر اساس طیف شرطی متناظر با آن سازه انتخاب می شود. سازه های مذکور تحت اثر نگاشت های انتخاب شده مورد تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی قرار گرفته و در پایان نتایج حاصل از تحلیل برای بررسی کفایت شکل طیف پاسخ در پیش بینی پاسخ های انرژی هیستریزیس تلف شده و شاخص خرابی پارک-انگ مورد ارزیابی قرار می گیرند.

## ۲- روش تحقیق

محور کلی مطالعه حاضر شامل چهار بخش تحلیل خطر لرزهای احتمالاتی، تعیین طیف شرطی، انتخاب نگاشت براساس طیف شرطی و تحلیل لرزهای مدل های سازه ای تحت نگاشت های انتخاب شده است. در ادامه، فرضیات و روند کلی این مراحل چهارگانه آورده شده است.

در مرحله اول، بایستی تحلیل خطر لرزهای احتمالاتی در یک ساختگاه معین انجام شود. داده ها و ابزارهای لازم برای انجام این تحلیل شامل اطلاعات تکتونیکی و ویژگی های گسل های ساختگاه مورد نظر، داده های لرزه خیزی اطراف ساختگاه شامل زلزله های تاریخی و دستگاهی، و رابطه کاهندگی مناسب است. در این مطالعه ساختگاه مورد نظر مطابق شکل ۱ یک ساختگاه فرضی در نزدیکی شهر رودبار در استان گیلان انتخاب شده است. انتخاب این ساختگاه به دلیل لرزه خیز بودن این ناحیه و زلزله های شدید پیشین در این منطقه بوده است. اطلاعات گسل های فعال منطقه در محدوده ای به شعاع ۱۵۰ کیلومتر در اطراف ساختگاه از مطالعات حساسی و همکاران [۱۷] استخراج شد. سپس کاتالوگ لرزهای شامل زلزله های تاریخی و دستگاهی از مراجع مختلف [۱۸-۲۲] گردآوری شده و پارامترهای لرزه خیزی منطقه استخراج گردید. جدول ۱ کاتالوگ رخدادهای لرزهای را در محدوده ۱۵۰ کیلومتر در اطراف ساختگاه مورد مطالعه پس از حذف رخدادهای وابسته (پیش لرزه ها و پس لرزه ها) نشان می دهد. پس از تعیین پارامترهای لرزه خیزی منطقه، تحلیل خطر لرزهای احتمالاتی با استفاده از رابطه کاهندگی کمپیل و بزرگ نیا [۲۳] در نرم افزار EZ\_FRISK [۲۴] انجام شد. این نرم افزار قابلیت تجزیه خطر لرزهای را نیز دارا بوده و در این مطالعه نتایج تجزیه خطر لرزهای نیز از این نرم افزار استخراج شد.

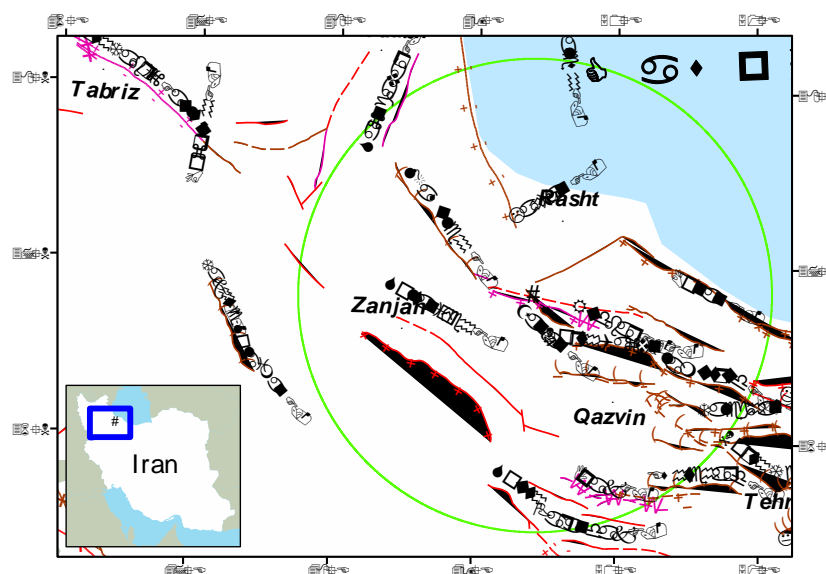
در مرحله بعدی با استفاده از نتایج تحلیل و تجزیه خطر لرزهای، طیف شرطی برای ساختگاه مورد نظر تعیین شد. طیف شرطی را می توان تعریف جدیدی از طیف هدف طراحی دانست که در مقایسه با طیف با خطر یکنواخت محافظه کاری کمتری دارد. زیرا طیف با خطر یکنواخت پوش حرکات ناشی از سناریوهای لرزهای مختلف در ساختگاه است و به میزان احتمال وقوع همزمان یا همبستگی این سناریوها توجه نداشته و این سبب دور از واقع بودن طیف می شود. در حالی که طیف شرطی همبستگی تجربی بین اجزای مختلف حرکات لرزهای (مثلا شتاب طیفی در پروردهای مختلف) را لحاظ نموده و به واقعیت نزدیک تر است.

جدول ۱: کاتالوگ رخدادهای لرزه‌ای در شعاع ۱۵۰ کیلومتری ساختگاه مورد مطالعه پس از حذف رخدادهای وابسته

ردیف	تاریخ (میلادی)	مختصات ثانیه دقیقه ساعت	مختصات رومرکز		بزرگا <sup>۱</sup>			
			عرض	طول	M <sub>L</sub>	m <sub>b</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>w</sub>
۱	۱۹۰۰-۲۹		۳۶,۸۲	۴۹,۴۸			۷	
۲	۱۰۵۲		۳۶,۶	۵۰,۳	۶,۸	۶,۷		
۳	۱۶۸۵ ۸ ۱۵	۱۸	۳۶,۷	۵۰,۵			۷,۲	
۴	۱۶۰۸ ۴ ۲۰	۱۲	۳۶,۴	۵۰,۵			۷,۶	
۵	۱۶۷۸ ۲ ۳	۶	۳۷,۲	۵۰			۶,۵	
۶	۱۷۸۰ ۱ ۸	۱۹ ۶	۳۸,۱۲	۴۹,۲۹			۷,۴	۷,۳
۷	۱۸۰۸ ۱۲ ۱۶	۱۸	۳۶,۴	۵۰,۳			۵,۹	
۸	۱۸۴۴ ۵ ۱۳	۱۹	۳۷,۴	۴۸			۶,۹	
۹	۱۸۵۴ ۱۰ ۱	۱۵	۳۸	۵۰			۵,۹	
۱۰	۱۸۷۶ ۱۰ ۲۰	۱۵	۳۵,۸	۴۹,۸			۵,۷	
۱۱	۱۸۹۶ ۱ ۴	۱۶	۳۷,۸	۴۸,۴			۶,۷	
۱۲	۱۹۰۱ ۵ ۲۰	۱۲ ۲۹	۳۶,۳۹	۵۰,۴۸			۵,۴	
۱۳	۱۹۲۷ ۱۰ ۳۱	۶ ۲۳	۳۶,۵	۴۹			۴	
۱۴	۱۹۴۸ ۶ ۱۷	۱۴ ۸ ۳۱	۳۶,۵۹	۴۹,۴۴			۵,۵	
۱۵	۱۹۵۶ ۴ ۱۲	۲۲ ۳۴ ۱۰	۳۷,۳۳	۵۰,۲۶			۵,۵	
۱۶	۱۹۵۹ ۵ ۳۱	۱۳ ۱ ۴۴	۳۷,۶۷	۴۸,۹۴			۵	
۱۷	۱۹۶۲ ۹ ۱	۱۹ ۲۰	۳۵,۶	۴۹,۹			۷,۳	
۱۸	۱۹۶۴ ۲ ۸	۶ ۲۸ ۲۷	۳۷,۱	۵۱,۰۴			۴,۶	
۱۹	۱۹۶۵ ۱۰ ۲۹	۱۵ ۵۹ ۴۲	۳۷,۹	۴۸,۷			۴,۶	
۲۰	۱۹۶۶ ۱۱ ۸	۳ ۱۴ ۱۱	۳۶,۱۰۴	۵۰,۷۴۷			۴,۸	
۲۱	۱۹۶۷ ۸ ۲۵	۱۲ ۲۶ ۴۶	۳۵,۵۵۸	۴۹,۲۳۸			۴,۷	
۲۲	۱۹۶۸ ۶ ۴	۱ ۴۴ ۲۵	۳۷,۵	۴۹,۱۹			۴,۶	
۲۳	۱۹۶۸ ۸ ۲	۳ ۵۹ ۲۷	۳۶,۸۵	۴۹,۳۳			۴,۷	
۲۴	۱۹۷۰ ۱ ۱۹	۱۷ ۱۹ ۲۹	۳۷,۰۱	۴۸,۹۸			۴,۶	۴
۲۵	۱۹۷۰ ۷ ۱۱	۲۲ ۴۱ ۱۲	۳۷,۵۴۱	۴۹,۰۳۴			۵,۲	۴,۸
۲۶	۱۹۷۱ ۵ ۱۵	۴ ۵۲ ۷	۳۷,۹۵۷۵	۴۹,۰۴۳۶			۴,۷	۴,۱
۲۷	۱۹۷۲ ۱ ۱۸	۲۱ ۱۱ ۶۰	۳۷,۵۴۵	۴۸,۶۷۹			۴,۹	
۲۸	۱۹۷۳ ۱۰ ۳۰	۱۵ ۵۹ ۳۰	۳۶,۹۴۶	۵۰,۷۰۵۹			۴,۱	
۲۹	۱۹۷۵ ۳ ۱۳	۱۷ ۳۲ ۱۲	۳۷,۰۸۲۱	۵۰,۶۹۸			۴,۴	
۳۰	۱۹۸۰ ۵ ۴	۱۸ ۳۵ ۱۹	۳۸,۰۵۴	۴۹,۰۲۵			۵,۳	۶,۱ ۶,۶
۳۱	۱۹۸۰ ۷ ۲۲	۵ ۱۷ ۱۰	۳۷,۱۹	۵۰,۲۰۱			۵,۴	۵,۴
۳۲	۱۹۸۰ ۸ ۲۷	۲۰ ۱۱ ۱۴	۳۶,۸۵۲۲	۴۸,۸۰۸۶			۴,۱	
۳۳	۱۹۸۲ ۳ ۷	۰ ۵۹ ۵۰	۳۶,۹۳۸	۵۰,۱۷۳			۴,۴	
۳۴	۱۹۸۳ ۷ ۲۲	۲ ۴۱	۳۶,۹۴۵	۴۹,۲۱۵			۵,۶	۵,۴
۳۵	۱۹۸۴ ۳ ۱۸	۱۶ ۵۷ ۱۰	۳۷,۶۷۸	۴۸,۸۶۸			۴,۴	
۳۶	۱۹۸۴ ۹ ۹	۱۷ ۵۵ ۱	۳۵,۵۳۱۴	۴۹,۲۷۷۴			۴,۶	
۳۷	۱۹۸۴ ۹ ۳۰	۱۵ ۳۳ ۲۱	۳۷,۹۱۹۶	۴۹,۱۵۵۲			۴,۶	
۳۸	۱۹۸۵ ۱۱ ۲	۹ ۳۴ ۱۰	۳۷,۵۲۱	۴۹,۰۶۸			۴,۵	
۳۹	۱۹۸۶ ۴ ۲۹	۲۲ ۷ ۵۰	۳۸,۰۵۶	۴۹,۰۳۶			۴,۷	
۴۰	۱۹۸۸ ۱ ۱۴	۱۱ ۲۹ ۲۰	۳۶,۰۰۶	۵۰,۵۹۸			۴,۶	
۴۱	۱۹۹۰ ۶ ۲۰	۲۱ ۰ ۱۳	۳۷,۰۰۲	۴۹,۲۱۹			۶,۲	۷,۴ ۷,۴
۴۲	۱۹۹۴ ۳ ۱۲	۱۵ ۰ ۴۳	۳۶,۹۹۲	۴۹,۳۲۲			۴,۱	
۴۳	۱۹۹۴ ۱۲ ۳	۱ ۳۵ ۴۹	۳۷,۶۵	۴۹,۳۲			۴,۶	
۴۴	۱۹۹۵ ۱۰ ۱۵	۶ ۵۶ ۳۵	۳۷,۰۲۲	۴۹,۴۷۴			۴,۹	۴ ۵,۲
۴۵	۱۹۹۶ ۵ ۲۸	۲۲ ۱۸ ۲۵	۳۷,۴۹۶	۴۸,۶۴۵			۴,۱	
۴۶	۱۹۹۶ ۷ ۲۵	۲۰ ۴۵ ۵۵	۳۷,۳۸۰۴	۴۹,۴۷۳۳			۴,۲	
۴۷	۱۹۹۷ ۶ ۷	۲۰ ۲۹ ۴۸	۳۶,۵۱۰۲	۵۰,۳۵۷۵			۳,۹	۴,۲
۴۸	۱۹۹۷ ۸ ۲۴	۱۱ ۴۸ ۱۸	۳۷,۷۶۳۳	۴۸,۹۳۵۹			۴,۲	
۴۹	۱۹۹۸ ۲ ۲۸	۰ ۳۹ ۹	۳۶,۹۵۶	۴۸,۷۷۴			۴,۵	۴,۱
۵۰	۱۹۹۸ ۷ ۳۰	۱۳ ۱۵ ۴۷	۳۷,۵۵	۴۹,۳۸			۴,۳	
۵۱	۱۹۹۸ ۹ ۲۸	۱۷ ۲۶ ۲۷	۳۶,۵۱۷	۴۸,۷۰۱			۴,۵	
۵۲	۱۹۹۸ ۱۲ ۱۹	۴ ۵۴ ۰	۳۶,۷۷	۵۰,۷۹			۴,۳	
۵۳	۲۰۰۰ ۴ ۲۸	۲۰ ۳۲ ۵۱	۳۷,۰۲	۴۹,۵۷			۴,۱	
۵۴	۲۰۰۱ ۸ ۲۰	۲۰ ۵۷ ۱۴	۳۶,۳۳	۴۸,۹۸			۴,۱	
۵۵	۲۰۰۲ ۱ ۵	۱۴ ۴۳ ۴۵	۳۷,۵۳۷	۴۸,۹۸۸			۴ ۴,۴	۴,۴
۵۶	۲۰۰۲ ۴ ۱۹	۱۳ ۴۶ ۴۸	۳۶,۵۱۲	۴۹,۷۷۳			۵ ۵,۲	۴,۶ ۵,۲
۵۷	۲۰۰۲ ۶ ۲۲	۲ ۵۸ ۲۳	۳۵,۵۹۱	۴۹,۰۳۲			۴,۹ ۶,۲	۶,۴ ۶,۵
۵۸	۲۰۰۴ ۱۰ ۱۷	۲۱ ۳۱ ۴	۳۵,۶۴۵	۴۸,۹۷۴			۴,۵ ۴,۴	۴,۷
۵۹	۲۰۰۵ ۱ ۲۵	۱۶ ۳۲ ۹	۳۵,۷	۴۹,۴۶			۴,۵	
۶۰	۲۰۰۶ ۱ ۵	۱۳ ۱ ۵	۳۵,۶۶۷	۴۸,۷۸۳			۴	
۶۱	۲۰۰۶ ۲ ۲۲	۲۳ ۱۹ ۲۵	۳۶,۱۱۴	۵۰,۴۰۹			۴,۱ ۳,۱	۴,۱
۶۲	۲۰۰۶ ۱۱ ۵	۲۰ ۶ ۴۱	۳۷,۳۹۵	۴۸,۸۰۳			۵	
۶۳	۲۰۰۷ ۵ ۱۱	۱۴ ۵۰ ۷	۳۶,۹۹۴	۴۹,۳۰۷			۴,۱ ۳,۶	۴,۳
۶۴	۲۰۰۷ ۵ ۲۲	۱۱ ۵۳ ۱۰	۳۵,۶۷۲	۴۹,۳۲			۴,۱	
۶۵	۲۰۰۷ ۸ ۲۰	۱۶ ۸ ۵۷	۳۷,۶۲۱	۴۹,۳۳۷			۴ ۳,۸	۳,۹
۶۶	۲۰۰۷ ۱۲ ۱۹	۱۵ ۲۶ ۵۷	۳۵,۷۱۸	۴۸,۹۱۶			۴ ۳,۷	۴
۶۷	۲۰۰۸ ۳ ۲۳	۱۲ ۱۱ ۳۱	۳۷,۴۵۴	۴۸,۵۲۳			۴,۷ ۴,۶	۵
۶۸	۲۰۰۸ ۳ ۲۷	۶ ۴۸ ۵۹	۳۵,۸۰۹	۴۸,۸۵۷			۴ ۳,۷	۴
۶۹	۲۰۰۸ ۵ ۲۷	۶ ۱۸ ۴	۳۶,۵۹۳	۴۸,۷۵۸			۵,۴ ۴,۷	۴,۳ ۵,۳
۷۰	۲۰۰۸ ۷ ۱۳	۲۲ ۳۰ ۸	۳۷,۷۲۵	۴۸,۲۱۱			۴,۱ ۴,۳	۴,۱
۷۱	۲۰۰۸ ۹ ۱۳	۱۹ ۲۴ ۱۲	۳۶,۷۵۵	۴۹,۷۹۹			۴,۱ ۳,۹	۴,۶
۷۲	۲۰۰۸ ۹ ۲۶	۱۱ ۰ ۸	۳۵,۷۶۷	۴۹,۰۵۴			۴,۴ ۴,۲	۴,۴
۷۳	۲۰۰۹ ۷ ۲۹	۹ ۲۷ ۴۲	۳۶,۱۶۷	۵۰,۴۳۱			۴	۴
۷۴	۲۰۱۰ ۱ ۱۰	۶ ۵۲ ۲۳	۳۵,۷۰۱	۴۸,۹۶۱			۴ ۳,۶	۴,۱
۷۵	۲۰۱۰ ۱ ۱۶	۱ ۲۷ ۱۸	۳۷,۵۸۷	۴۸,۵۰۴			۴,۳	۴,۳
۷۶	۲۰۱۰ ۴ ۸	۹ ۲۵ ۱۳	۳۷,۰۳۵	۵۰,۱۴۸			۴	
۷۷	۲۰۱۰ ۴ ۲۸	۲۰ ۴ ۱۷	۳۵,۸۸۷	۴۹,۰۶۷			۴,۲ ۳,۹	۴,۱
۷۸	۲۰۱۰ ۹ ۸	۵ ۳۰ ۳۲	۳۶,۸۲۱	۴۹,۴۴۷			۴,۳	
۷۹	۲۰۱۰ ۱۰ ۲۲	۸ ۰ ۳۷	۳۷,۹۶	۴۹,۰۸۶			۴,۶ ۴,۶	۴,۷ ۴,۹
۸۰	۲۰۱۱ ۳ ۴	۹ ۴۶ ۳۰	۳۷,۸۱۶	۴۸,۳۴			۴,۳	
۸۱	۲۰۱۱ ۶ ۱۴	۱ ۶ ۵۷	۳۵,۵۶۱	۴۹,۸۹۴			۴	
۸۲	۲۰۱۱ ۱۲ ۲۸	۱۱ ۵۸ ۳۶	۳۵,۵۷۱	۴۹,۹۰۹			۴	۴
۸۳	۲۰۱۲ ۱ ۱۳	۱۲ ۳۵ ۳۴	۳۵,۸۱۷	۴۸,۹۹۷			۴	۴,۲
۸۴	۲۰۱۲ ۲ ۴	۲۰ ۴ ۱۴	۳۷,۶۸۸۷	۴۹,۷۲۰۲			۴,۷	
۸۵	۲۰۱۲ ۳ ۱۸	۲ ۳۸ ۱۷	۳۶,۷۲۲	۴۹,۲۴۷۸			۴,۱	
۸۶	۲۰۱۳ ۷ ۶	۱۷ ۷ ۵۰	۳۷,۶۷۴۵	۴۹,۱۶۵۱			۴,۲	
۸۷	۲۰۱۳ ۱۰ ۱۳	۲۲ ۲۱ ۵۴	۳۷,۶۸۴۵	۴۸,۳۶۹۹			۴,۲	
۸۸	۲۰۱۵ ۳ ۲	۶ ۸ ۴۳	۳۵,۷۲۴۴	۴۸,۹۴۱۷			۴,۵	
۸۹	۲۰۱۵ ۵ ۹	۲۱ ۱۳ ۶	۳۷,۶۹۵۱	۴۸,۵۶۵۳			۴	
۹۰	۲۰۱۵ ۵ ۱۰	۲۲ ۸ ۵۹	۳۶,۷۶۶۲	۴۹,۸۹۲۸			۴,۴	
۹۱	۲۰۱۵ ۶ ۳۰	۷ ۵۵ ۳۱	۳۶,۶۲۴۵	۴۹,۸۹۹۷			۴,۱	
۹۲	۲۰۱۶ ۳ ۶	۲۳ ۱۳ ۳۹	۳۷,۱۰۲۶	۴۸,۱۱۲۵			۴,۱	
۹۳	۲۰۱۶ ۸ ۱۷	۳ ۴۵ ۴۸	۳۷,۵۷۲	۵۰,۳۷۶			۴	
۹۴	۲۰۱۶ ۱۰ ۱۴	۱۹ ۵۸ ۴۰	۳۶,۶۱	۴۸,۷۶۷			۴,۲	
۹۵	۲۰۱۶ ۱۱ ۲	۱۱ ۱۱ ۸	۳۵,۶۸	۴۸,۹۸			۴,۲	
۹۶	۲۰۱۷ ۶ ۱۱	۸ ۷ ۱۳	۳۷,۹۶۴۱	۴۸,۴۱۳۳			۴	
۹۷	۲۰۱۷ ۶ ۲۶	۲۳ ۵۹ ۲۹	۳۷,۵۰۸۲	۴۸,۷۵۱۵			۴,۱	
۹۸	۲۰۱۷ ۱۲ ۵	۱۵ ۲۷ ۱۶	۳۷,۱۷۶۴	۵۰,۲۱۲۱			۴,۸	

<sup>۱</sup> عدد منفی در ستون «سال» نشان دهنده تاریخ پیش از میلاد است.

<sup>۲</sup> نمادهای M<sub>L</sub>, m<sub>b</sub>, M<sub>s</sub> و M<sub>w</sub> به ترتیب نشان دهنده بزرگای محلی، بزرگای امواج حجمی، بزرگای امواج سطحی و بزرگای گشتاوری رخدادهای هستند.



شکل ۱: گسل‌های فعال در اطراف ساختگاه مورد مطالعه در نزدیکی شهر رودبار، استان گیلان. ساختگاه مورد مطالعه با مثلث مشکی و محدوده‌ای به شعاع ۱۵۰ کیلومتر در اطراف آن با دایره سبز نشان داده شده است. (گسل‌های فعال برگرفته از مطالعات حسامی و همکاران [۱۷]).

مراحل تعیین طیف شرطی را می‌توان با اقتباس از مرجع [۱۴] به صورت زیر بیان نمود:

(۱) مقدار لگاریتم شتاب طیفی در پیوند شرطی،  $\ln S_a(T_c)$  با تحلیل خطر لرزه‌ای احتمالاتی در سطح خطر مورد نظر تعیین می‌شود؛ این مقدار را با  $a$  نشان می‌دهیم. پیوند شرطی  $T_c$  معمولاً برابر پیوند مود اول سازه در نظر گرفته می‌شود. مقادیر بزرگا، فاصله و  $\varepsilon(T_c)$  غالب نیز برای این مقدار از شتاب طیفی با استفاده از تجزیه خطر لرزه‌ای تعیین می‌شود. این مقادیر را به ترتیب با  $\bar{M}$ ،  $\bar{R}$  و  $\bar{\varepsilon}(T_c)$  نشان می‌دهیم. پارامتر  $\varepsilon(T_c)$  شاخصی ضمنی از شکل طیف پاسخ بوده [۱۳] و به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$\varepsilon(T_c) = \frac{\ln S_a^{rec}(T_c) - \mu_{\ln S_a(T_c)}}{\sigma_{\ln S_a(T_c)}} \quad (1)$$

که در آن  $\ln S_a^{rec}(T_c)$  لگاریتم شتاب طیفی در پیوند  $T_c$  در نگاهت زلزله است.  $\mu_{\ln S_a(T_c)}$  و  $\sigma_{\ln S_a(T_c)}$  نیز به ترتیب میانگین و انحراف معیار لگاریتم شتاب طیفی در پیوند شرطی  $T_c$  هستند که با استفاده از روابط کاهندگی به ازای  $\bar{M}$  و  $\bar{R}$  به دست می‌آیند.  $\bar{M}$ ،  $\bar{R}$  و  $\bar{\varepsilon}(T_c)$  به ترتیب بزرگا، فاصله و  $\varepsilon(T_c)$  غالب در ساختگاه به ازای  $\ln S_a(T_c) = a$  هستند که از تجزیه خطر لرزه‌ای تعیین می‌شوند.

(۲) برای تمام پیوندهای مورد نظر در بازه تطبیق طیفی که آنها را با  $T_j$  نشان می‌دهیم، میانگین و انحراف معیار لگاریتم مقادیر شتاب طیفی،  $\mu_{\ln S_a(T_j)}$  و  $\sigma_{\ln S_a(T_j)}$  با استفاده از روابط کاهندگی به ازای  $\bar{M}$  و  $\bar{R}$  تعیین می‌شود. بازه تطبیق طیفی بازه‌ای از پیوند است که در آن انطباق طیف پاسخ نگاهت‌های انتخاب شده با طیف هدف بررسی می‌شود.

(۳) میانگین شرطی لگاریتم شتاب طیفی در پیوندهای  $T_j$  به شرط  $\ln S_a(T_c) = a$  با استفاده از رابطه زیر تعیین می‌شوند:

$$\mu_{\ln S_a(T_j)|\ln S_a(T_c)=a} = \mu_{\ln S_a(T_j)} + \rho(T_j, T_c) \bar{\varepsilon}(T_c) \sigma_{\ln S_a(T_j)} \quad (2)$$

در این روابط  $\rho(T_j, T_c)$  ضریب همبستگی  $\ln S_a(T_j)$  و  $\ln S_a(T_c)$  بوده و از روابط تجربی به دست می‌آید. در این مطالعه برای محاسبه  $\rho(T_j, T_c)$  از روابط ارائه شده توسط بیکر و جایارام [۲۵] استفاده شده است. پس از آن می‌توان مقادیر میانگین شرطی لگاریتم شتاب طیفی را در بردار  $\mu$  گردآوری نمود:

$$\mu = \begin{bmatrix} \mu_{\ln S_a(T_1)|\ln S_a(T_c)=a} \\ \mu_{\ln S_a(T_2)|\ln S_a(T_c)=a} \\ \vdots \\ \mu_{\ln S_a(T_N)|\ln S_a(T_c)=a} \end{bmatrix} \quad (3)$$

که  $N$  تعداد نقاط گسسته پیوند در بازه تطبیق طیفی است.

(۴) ماتریس کوواریانس لگاریتم شتاب طیفی در پیوندهای  $T_j$  که با  $\Sigma_0$  نشان داده می‌شود، به صورت زیر تعیین می‌شود:

$$\Sigma_0 = \begin{bmatrix} \sigma_{\ln S_a(T_1)}^2 & \rho(T_1, T_2) \sigma_{\ln S_a(T_1)} \sigma_{\ln S_a(T_2)} & \cdots & \rho(T_1, T_N) \sigma_{\ln S_a(T_1)} \sigma_{\ln S_a(T_N)} \\ \rho(T_1, T_2) \sigma_{\ln S_a(T_2)} \sigma_{\ln S_a(T_1)} & \sigma_{\ln S_a(T_2)}^2 & \cdots & \rho(T_2, T_N) \sigma_{\ln S_a(T_2)} \sigma_{\ln S_a(T_N)} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \rho(T_1, T_N) \sigma_{\ln S_a(T_N)} \sigma_{\ln S_a(T_1)} & \rho(T_2, T_N) \sigma_{\ln S_a(T_N)} \sigma_{\ln S_a(T_2)} & \cdots & \sigma_{\ln S_a(T_N)}^2 \end{bmatrix} \quad (4)$$

این ماتریس یک ماتریس متقارن است.

(۵) بردار کوواریانس لگاریتم شتاب طیفی در پیوندهای  $T_j$  با لگاریتم شتاب طیفی در پیوند شرطی  $T_c$  که با  $\Sigma_1$  نشان داده می‌شود، به صورت زیر تعیین می‌شود:

$$\Sigma_1 = \begin{bmatrix} \rho(T_1, T_c) \sigma_{\ln S_a(T_1)} \sigma_{\ln S_a(T_c)} \\ \rho(T_2, T_c) \sigma_{\ln S_a(T_2)} \sigma_{\ln S_a(T_c)} \\ \vdots \\ \rho(T_N, T_c) \sigma_{\ln S_a(T_N)} \sigma_{\ln S_a(T_c)} \end{bmatrix} \quad (5)$$

(۶) ماتریس کوواریانس شرطی لگاریتم شتاب طیفی در پیوندهای  $T_j$  که با  $\Sigma$  نشان داده می‌شود، به صورت زیر تعیین می‌شود:

$$\Sigma = \Sigma_0 - \frac{1}{\sigma_{\ln S_a(T_c)}^2} \Sigma_1 \Sigma_1^T \quad (6)$$

که در این رابطه  $\Sigma_1^T$  ترانزپوز بردار  $\Sigma_1$  است. انحراف معیار شرطی لگاریتم شتاب طیفی در پیوندهای  $T_j$  به شرط  $\ln S_a(T_c) = a$  جذر اعضای قطری  $\Sigma$  است که می‌توان آنها را با رابطه زیر نیز تعیین نمود:

$$\sigma_{\ln S_a(T_j)|\ln S_a(T_c)=a} = \sigma_{\ln S_a(T_j)} \sqrt{1 - \rho^2(T_j, T_c)} \quad (7)$$

به این ترتیب پس از تعیین میانگین و انحراف معیار شرطی در بردار میانگین  $\mu$  و ماتریس کواریانس شرطی  $\Sigma$ ، مراحل تعیین طیف شرطی به پایان می‌رسد.

همان طور که اشاره شد می‌توان از طیف شرطی به عنوان یک طیف هدف برای انتخاب نگاشت‌های زلزله برای انطباق میانگین و پراکندگی پاسخ طیفی آنها با مقادیر هدف استفاده نمود. به این منظور پس از تعیین طیف شرطی، می‌توان با استفاده از شبیه‌سازی مونت کارلو یک دسته طیف پاسخ که در این توزیع شرطی صدق می‌کنند، تولید نمود. سپس به ازای هر طیف تولید شده، نگاشتی با طیف پاسخ نزدیک به این طیف شبیه‌سازی شده از بین نگاشت‌های موجود انتخاب می‌شود. برای سنجش انطباق طیف پاسخ نگاشت و طیف شبیه‌سازی شده می‌توان طبق رابطه (۸) از مجموع مربعات تفاضل لگاریتم مقادیر شتاب طیفی در طیف شبیه‌سازی شده و طیف پاسخ نگاشت به عنوان پارامتر خطا یا معیار عدم انطباق استفاده نمود. به این ترتیب نگاشتی که خطای کمتری در انطباق با طیف هدف داشته باشد از پایگاه داده نگاشت‌ها انتخاب خواهد شد.

$$error = \sum_{j=1}^N \left[ \ln(\lambda_{rec} S_{a,rec}(T_j)) - \ln S_{a,sim}(T_j) \right]^2 \quad (8)$$

در رابطه فوق  $S_{a,rec}(T_j)$  شتاب طیفی در نگاشت زلزله در پریود  $T_j$  و  $S_{a,sim}(T_j)$  شتاب طیفی در طیف شبیه‌سازی شده در پریود  $T_j$  است. پارامتر  $\lambda_{rec}$  نیز ضریب مقیاس نگاشت زلزله بوده و طبق رابطه (۹) از هم‌پایه نمودن طیف پاسخ نگاشت در پریود شرطی  $T_c$  بر نقطه نظیر در طیف شبیه‌سازی شده به دست می‌آید:

$$\lambda_{rec} = \frac{\exp(a)}{S_{a,rec}(T_c)} \quad (9)$$

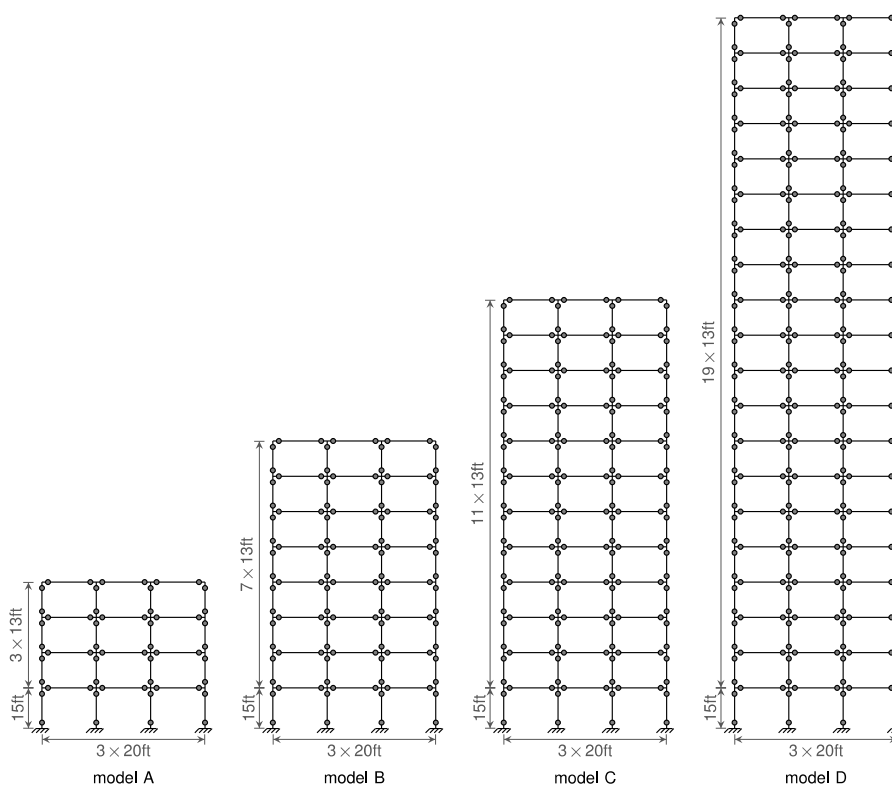
در روند انتخاب و مقیاس نمودن نگاشت‌ها، جهت احتراز از بزرگ‌نمایی بیش از حد نگاشت‌های مربوط به رخدادهای لرزه‌ای با بزرگای کم و یا دور از مرکز زلزله که معمولاً همراه با ضریب مقیاس‌های نسبتاً بزرگ خواهند بود، می‌توان ضریب مقیاس  $\lambda_{rec}$  را برای نگاشت‌های انتخاب شده به یک کران بالا مانند  $\lambda_{max}$  محدود نمود. در این مطالعه حداکثر ضریب مقیاس،  $\lambda_{max}$  برابر ۴ در نظر گرفته شد. در ادامه می‌توان از یک الگوریتم بهینه‌یابی برای افزایش انطباق میانگین و انحراف معیار دسته نگاشت‌های انتخاب شده با مقادیر هدف استفاده نمود. برای این کار به صورت گام به گام هر یک از نگاشت‌های انتخاب شده را با نگاشتی جدید از پایگاه داده که منجر به افزایش انطباق میانگین و پراکندگی دسته نگاشت‌ها بر مقادیر هدف می‌شود، جایگزین نمود و این روند می‌تواند چند بار تکرار شود.

پس از انتخاب نهایی نگاشت‌ها، آخرین گام، تحلیل لرزه‌ای مدل‌های سازه‌ای تحت اثر نگاشت‌های انتخاب شده است. به این منظور در این مطالعه چهار مدل سازه‌ای مربوط به قاب‌های دو بعدی خمشی ویژه بتن‌آرمه با رفتار غیرخطی و قابلیت لحاظ کردن اثر زوال سختی و مقاومت برگرفته از مطالعات هسلتون و دیرلین [۲۶] مورد استفاده قرار گرفت. این قاب‌ها براساس ضوابط ACI318-02 [۲۷] طراحی شده‌اند. هر یک از این چهار قاب دارای ۳ دهانه است. تعداد طبقات این قاب‌ها شامل ۴، ۸، ۱۲ و ۲۰ طبقه بوده و به ترتیب با نام قاب یا مدل A، B، C و D نامگذاری شده‌اند. جدول ۲ برخی از خصوصیات مصالح و جزئیات بارگذاری ثقلی این قاب‌ها را نشان می‌دهد. نمای شماتیک قاب‌ها، ابعاد دهانه‌ها و ارتفاع طبقات در شکل ۲ نشان داده شده است. شکل ۳ نیز پلان تیپ طبقات را در سازه سه بعدی که قاب‌های دوبعدی از آن انتخاب شده‌اند نشان می‌دهد.

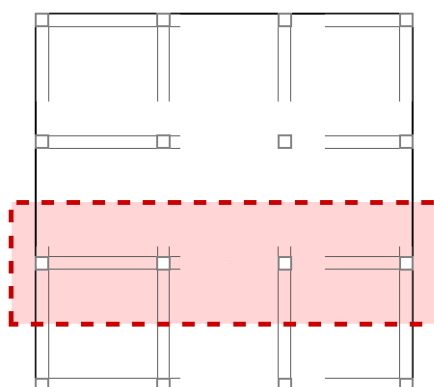


جدول ۲: خصوصیات مصالح و بارگذاری ثقلی مدل‌های سازه‌ای

مقدار	کمیت
۳۴.۵ MPa (۵ ksi)	مقاومت مشخصه بتن تیرها
در قاب B: ۴۱.۴ MPa (۶ ksi) در سایر قاب‌ها: ۳۴.۵ MPa (۵ ksi)	مقاومت مشخصه بتن ستون‌ها
۴۱۴ MPa (۶۰ ksi)	تنش تسلیم میلگردها
۸۴۰ kgf/m <sup>۲</sup> (۱۷۵ psf)	بار مرده سقف طبقات و بام
۲۴۰ kgf/m <sup>۲</sup> (۵۰ psf)	بار زنده سقف طبقات و بام
۱۰۵ ton (۰.۶ kips.sec <sup>۲</sup> /in)	جرم لرزه‌ای در هر یک از طبقات

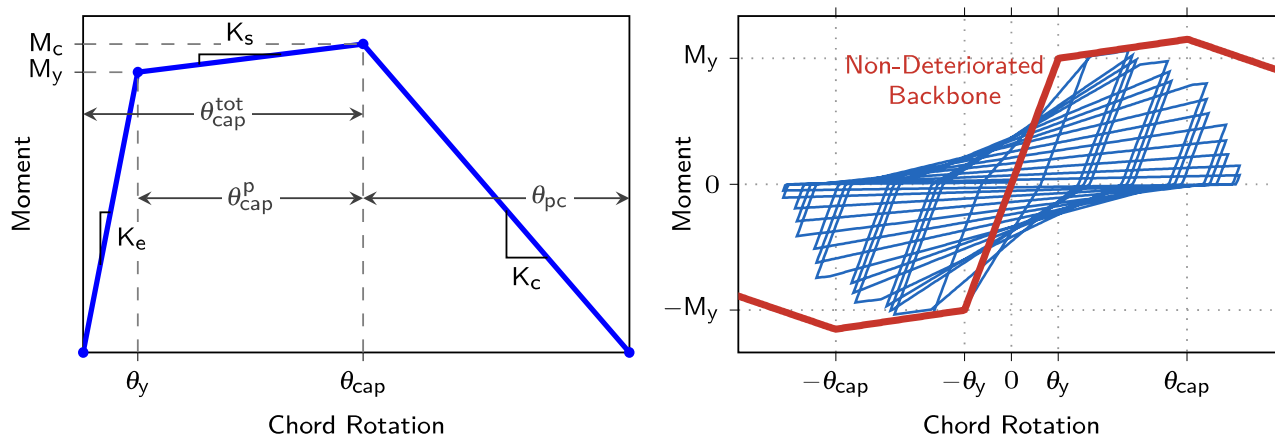


شکل ۲: نمای شماتیک، نامگذاری و ابعاد مدل‌های سازه‌ای. دایره‌های توپر در نقاط ابتدا و انتهای تیرها و ستون‌ها محل بالقوه تشکیل مفصل‌های پلاستیک را نشان می‌دهند.



شکل ۳: پلان تیپ طبقات در سازه سه بعدی و قاب منتخب دو بعدی. قسمت سایه‌دار قاب منتخب میانی که پاسخ‌های آن در مطالعه حاضر بررسی شده را نشان می‌دهد.

در این قاب‌ها برای مدل سازی رفتار غیرخطی مصالح از مدل فنر خمیری متمرکز در نقاط ابتدا و انتهای تیرها و ستون‌ها استفاده شده و مصالح این فنر از قوانین غیرخطی تعریف شده در مدل ایبارا و همکاران [۲۸] تبعیت می‌کنند. شکل ۴ رفتار این مصالح را در بارگذاری یکنواخت و چرخه‌ای نشان می‌دهد. همان طور که دیده می‌شود این مصالح قادر به اعمال زوال سختی و مقاومت در مرحله بارگذاری<sup>۵</sup>، باربرداری<sup>۶</sup> و بارگذاری مجدد<sup>۷</sup> است. هسلتون و دیرلین [۲۶] با استفاده از نتایج آزمایشگاهی ۲۵۵ نمونه ستون بتنی پارامترهای این مدل را کالیبره نمودند. شکل ۵ نمونه‌ای از کالیبره نمودن این مصالح را با نتایج آزمایشگاهی بارگذاری جانبی چرخه‌ای یک ستون بتنی نشان می‌دهد. اثر رفتار غیرخطی هندسی یا اثر  $P-\Delta$  نیز با استفاده از یک ستون فرضی نرم‌شونده (با سختی منفی) که توسط اعضای خرابی به سازه اصلی متصل شده در نظر گرفته شده است. مدل سازی و تحلیل لرزه‌ای سازه‌ها نیز در نرم‌افزار OPENSEES [۲۹] انجام شده است. شکل ۶ چند نمونه از منحنی لنگر-دوران را در مفاصل پلاستیک سازه‌های مدل شده تحت بارگذاری لرزه‌ای نشان می‌دهد.

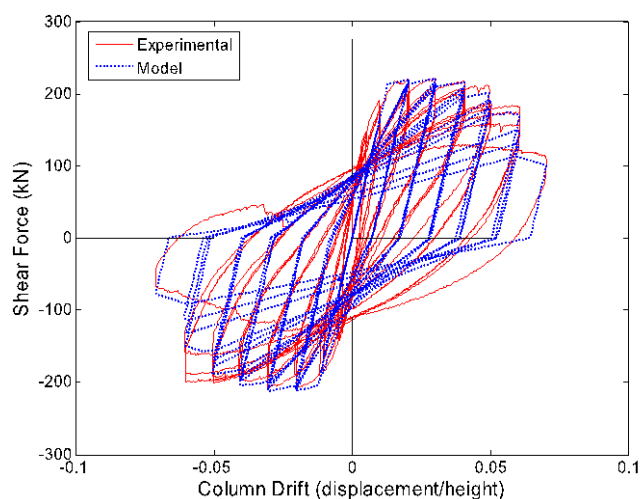


شکل ۴: رفتار غیرخطی لنگر-دوران مصالح ایبارا و همکاران [۲۸] با زوال سختی و مقاومت تحت بارگذاری یکنواخت (سمت چپ) و چرخه‌ای (سمت راست).

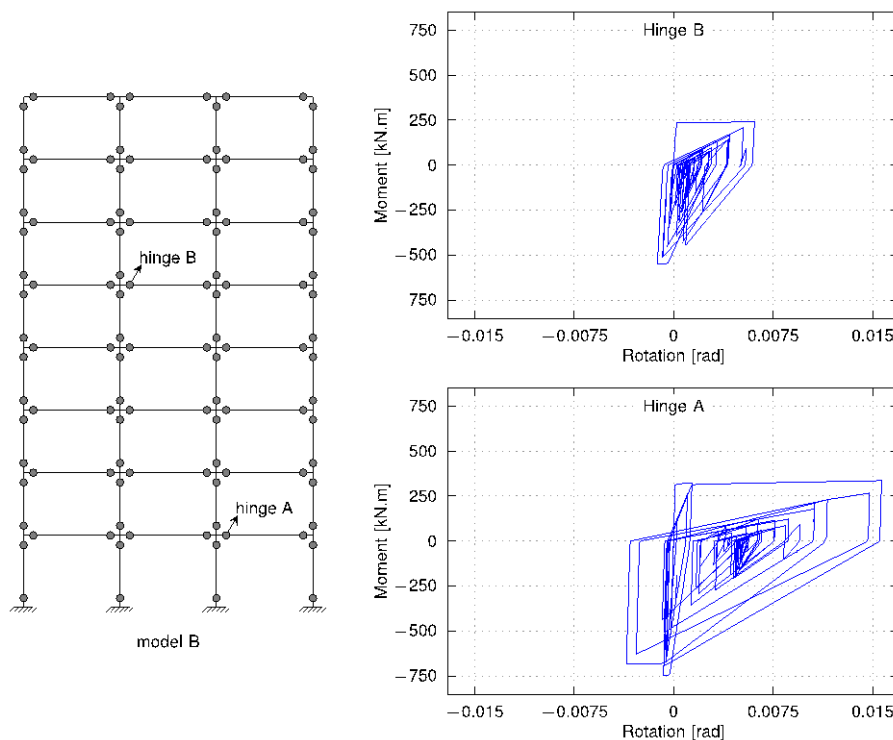
<sup>5</sup> Loading

<sup>6</sup> Unloading

<sup>7</sup> Reloading



شکل ۵: نمونه‌ای از نتایج کالیبره نمودن مدل ایبارا و همکاران [۲۸] با نتایج آزمایشگاهی بارگذاری چرخه‌ای ستون بتنی. (شکل برگرفته از مطالعات هسلتون و دیرلین [۲۶] با ویرایش).



شکل ۶: نمونه‌ای از منحنی لنگر-دوران مفاصل پلاستیک در سازه‌های مدل شده تحت بارگذاری لرزه‌ای. نتایج مربوط به قاب B تحت اثر مؤلفه شمالی-جنوبی شتابگاشت زلزله ۲۰ سپتامبر ۱۹۹۹ میلادی در چی چی تایوان در ایستگاه TCU092 با ضریب مقیاس ۳.۳۴۱ می‌باشد.

با توجه به این که رفتار خمیری در سازه به صورت متمرکز در محل مفصل‌های پلاستیک در نظر گرفته شده، اتلاف انرژی هیستریزیس فقط در محل این مفصل‌ها رخ می‌دهد. انرژی هیستریزیس تلف شده در هر مفصل،  $E_h$ ، را می‌توان با استفاده از رابطه (۱۰) محاسبه نمود:

$$E_h = \int M d\theta - \frac{1}{2} \frac{M_{end}^2}{k_{\theta e}} \quad (10)$$

که  $M$  لنگر در مفصل پلاستیک،  $\theta$  دوران در مفصل پلاستیک،  $M_{end}$  لنگر مفصل پلاستیک در انتهای بارگذاری لرزه‌ای و  $k_{\theta e}$  سختی دورانی الاستیک (اولیه) مفصل پلاستیک است. با جمع انرژی هیستریزیس تلف شده در کل مفصل‌های پلاستیک تعریف شده در سازه انرژی هیستریزیس تلف شده در کل سازه به دست می‌آید.

در محاسبه شاخص خرابی پارک انگ نیز از رابطه ارائه شده توسط پارک و انگ [۳۰] که توسط کوناث و همکاران [۳۱] اصلاح شد، استفاده شده است. این رابطه به صورت زیر است:

$$DI_{PA} = \frac{\theta_m - \theta_y}{\theta_u - \theta_y} + \frac{\beta}{M_y \theta_u} E_h \quad (11)$$

که  $\theta_m$  حداکثر دوران مفصل پلاستیک تحت بار لرزه‌ای،  $\theta_u$  ظرفیت دوران نهایی مفصل،  $\theta_y$  دوران الاستیک بازگشت‌پذیر در باربرداری،  $M_y$  لنگر تسلیم،  $E_h$  انرژی هیستریزیس تلف شده در مفصل و  $\beta$  نیز یک ضریب تجربی است که برای سازه‌های بتن‌آرمه برابر ۰.۱۵ در نظر گرفته می‌شود. شاخص خرابی پارک انگ را می‌توان برای طبقه یا کل سازه نیز تعریف نمود. در این مطالعه از حداکثر شاخص خرابی پارک انگ مفصل پلاستیک در کل سازه استفاده شده است. این شاخص خرابی عددی بین صفر تا یک بوده و صفر به معنای عدم خرابی و یک به معنای خرابی کلی یا فروریزش سازه است.

## ۳- نتایج عددی

همان‌طور که اشاره شد هدف از این مطالعه بررسی کفایت سنجه شدت شکل طیف پاسخ در تعیین پاسخ انرژی هیستریزیس تلف شده و شاخص خرابی پارک انگ در سازه است. کفایت یک سنجه شدت به این معناست که پس از انتخاب نگاشت‌های زلزله براساس سنجه شدت مذکور، پاسخ‌های سازه تحت اثر این نگاشت‌ها فقط به آن سنجه شدت وابسته بوده و از دید آماری همبستگی معنادار با سایر ویژگی‌های نگاشت (سایر سنجه‌های شدت) نداشته باشند. بنابراین برای ارزیابی کفایت سنجه شدت شکل طیف پاسخ می‌توان پس از تحلیل سازه‌ها تحت نگاشت‌های انتخاب شده بر اساس شکل طیف پاسخ، همبستگی پاسخ‌ها به سایر سنجه‌های شدت را بررسی نمود. اگر این همبستگی قابل ملاحظه باشد، آنگاه سنجه شدت شکل طیف پاسخ کفایت نداشته (به تنهایی برای پیش‌بینی پاسخ‌های لرزه‌ای کافی نبوده) و در غیر این صورت دارای کفایت خواهد بود. مزیت دیگر این بررسی، دستیابی به سنجه‌های شدت با همبستگی زیاد با پاسخ‌های مورد مطالعه است. در بررسی همبستگی پاسخ سازه یا پارامتر تقاضا<sup>۸</sup> ( $EDP$ ) با سنجه شدت می‌توان از پارامتر  $R^2$  که نشان دهنده میزان نزدیکی برازش و داده‌ها می‌باشد استفاده نمود. هر چه مقدار  $R^2$  به یک نزدیک‌تر باشد، داده‌ها و برازش اختلاف کمتری دارند. اما مهم‌تر از آن می‌توان از پارامتر  $p$ -value که نشان دهنده معنادار بودن همبستگی دو پارامتر است استفاده نمود. هر چه کمیت  $p$ -value به صفر نزدیک‌تر باشد همبستگی دو پارامتر معنای بیشتری دارد به طوری که اگر  $p$ -value کمتر از ۰.۰۵ باشد همبستگی دو پارامتر به لحاظ آماری معنادار نخواهد بود. به عبارت ساده و کلی،  $p$ -value احتمال «عدم همبستگی» بین داده‌ها را نشان می‌دهد.

<sup>8</sup> Engineering Demand Parameter

همبستگی پاسخ‌های لرزه‌ای در این مطالعه با چند سنجه شدت بررسی شد. این سنجه‌های شدت و تعریف آنها در جدول ۳ آورده شده است. این سنجه‌های شدت ویژگی‌های متفاوتی از نگاشت زلزله را نشان می‌دهند به طوری که برخی مانند بیشینه شتاب زمین مرتبط با محتوای آنی نگاشت زلزله، برخی مانند شدت شتاب طیفی مرتبط با محتوای فرکانسی نگاشت و برخی مانند شدت آریاس مرتبط با محتوای انرژی نگاشت زلزله هستند.

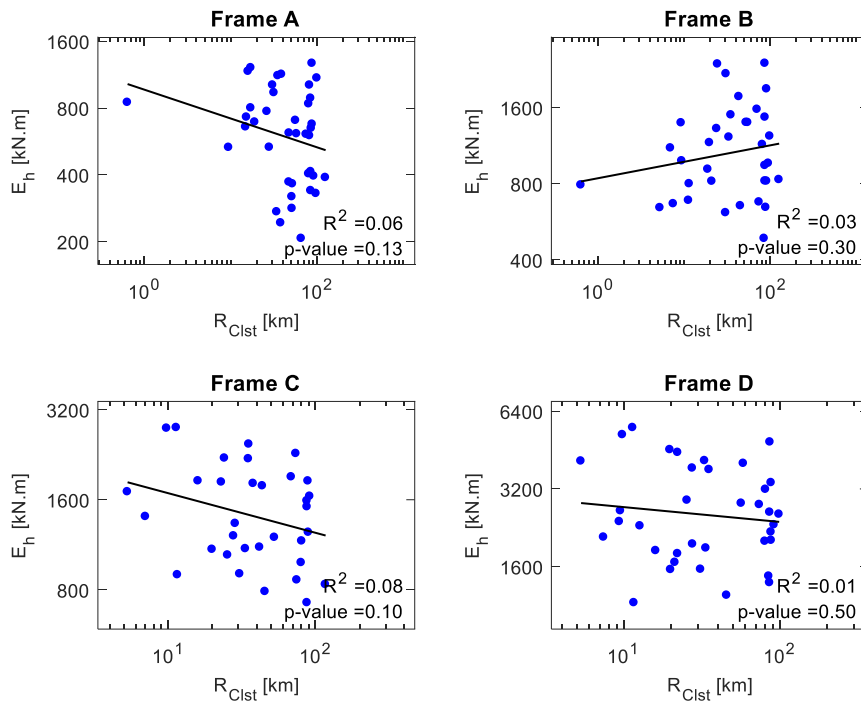
در این جا چند نمونه از توزیع پاسخ انرژی هیستریزس براساس سنجه‌های شدت آورده شده است. شکل ۷ توزیع انرژی هیستریزس را در قاب‌های A تا D براساس سنجه شدت فاصله  $R_{Clst}$  نشان می‌دهد. همان طور که پیداست، توزیع پاسخ ارتباط چندانی با این سنجه شدت نداشته و مقادیر  $p$ -value در تمام قاب‌ها بیشتر از ۰.۰۵ است. بنابراین می‌توان گفت که سنجه شدت  $R_{Clst}$  نافی کفایت سنجه شدت شکل طیف پاسخ نیست. عدم همبستگی سنجه شدت فاصله ساختگاه تا گسل با برخی پاسخ‌های لرزه‌ای مانند بیشینه نسبت جابه‌جایی نسبی طبقات، بیشینه شتاب مطلق طبقات و احتمال فروریزش سازه در مطالعات پیشین [۱۳] نیز ذکر شده است. در این جا می‌توان این عدم همبستگی را به رابطه بین سنجه شدت فاصله ساختگاه تا گسل با پاسخ انرژی هیستریزس در قاب‌های خمشی بتن‌آرمه نیز تعمیم داد.

شکل ۸ توزیع انرژی هیستریزس را در قاب‌های A تا D براساس سنجه شدت فاصله  $CAV$  نشان می‌دهد. در این شکل به وضوح همبستگی معنادار و منظم پاسخ انرژی هیستریزس با سنجه شدت  $CAV$  قابل ملاحظه است. سنجه شدت  $CAV$  از سنجه‌های شدت مرتبط با اثرات تجمعی و انرژی در نگاشت‌های زلزله بوده و این همبستگی را می‌توان به این موضوع نسبت داد که محتوای انرژی نگاشت بر تقاضای انرژی هیستریزس در سازه مؤثر است. مقادیر  $p$ -value نیز در این نمودارها برای تمام قاب‌ها به جز قاب B کمتر از ۰.۰۵ می‌باشد. بنابراین در این مورد سنجه شدت شکل طیف پاسخ در پیش‌بینی پاسخ انرژی هیستریزس در سازه نسبت به سنجه شدت  $CAV$  دارای کفایت نیست. می‌توان چنین گفت که در پیش‌بینی پاسخ‌های لرزه‌ای در مواردی که انرژی هیستریزس تلف شده مورد توجه طراح است، انتخاب نگاشت‌های زلزله فقط با اتکا به شکل طیف پاسخ منجر به نتایج با پراکندگی قابل توجه خواهد شد.

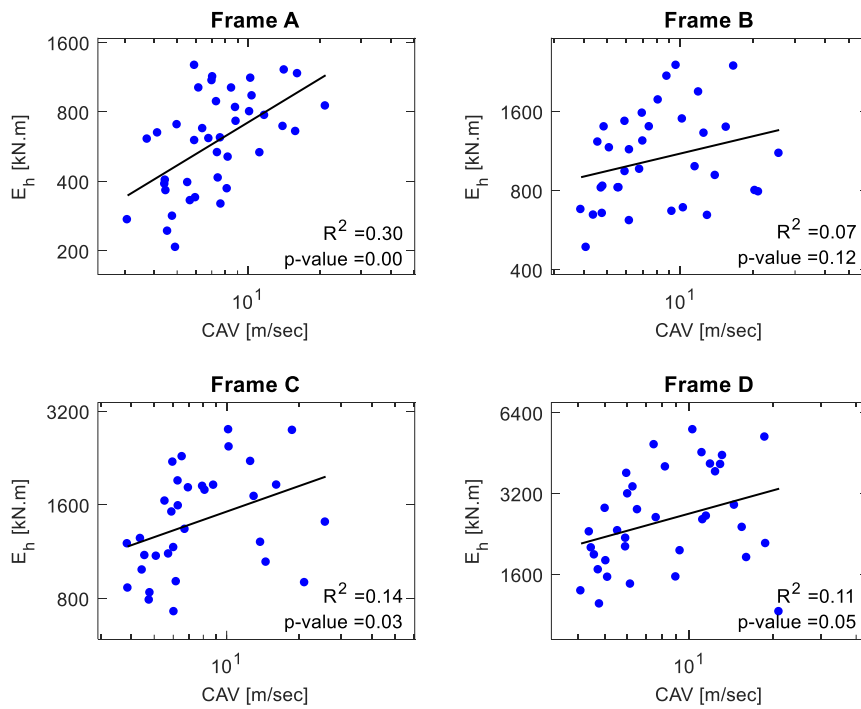
جدول ۳: سنجه‌های شدت بررسی شده و تعریف آنها

نام سنجه شدت	نماد	رابطه
بزرگای زلزله	$M$	-
فاصله (نزدیکترین فاصله تا سطح گسیختگی)	$R_{Clst}$	-
بیشینه شتاب زمین	$PGA$	$\max\{\{\ddot{u}_g(t)\}\}$
بیشینه سرعت زمین	$PGV$	$\max\{\{\dot{u}_g(t)\}\}$
بیشینه جابه‌جایی زمین	$PGD$	$\max\{\{u_g(t)\}\}$
مدت زمان حرکات قوی (بازه انرژی ۵ تا ۹۵ درصد)	$D_{5-95}$	بر اساس مرجع [۳۲]
مدت زمان حرکات قوی (بازه انرژی ۵ تا ۷۵ درصد)	$D_{5-75}$	بر اساس مرجع [۳۲]
شدت آریاس	$I_A$	$\frac{\pi}{2g} \int_0^{t_m} \ddot{u}_g^2(t) dt$
شاخص مدت زمان حرکات قوی (بی‌بعد)	$I_D$	$\frac{\int_0^{t_m} \ddot{u}_g^2(t) dt}{PGA \times PGV}$
سرعت مطلق تجمعی	$CAV$	$\int_0^{t_m}  \ddot{u}_g(t)  dt$
شدت شتاب طیفی	$ASI$	$\int_{0.1}^{0.5} S_a(T) dT$
شدت طیفی	$SI$	$\int_{0.1}^{2.5} S_v(T) dT$

تعریف پارامترها:  $t$ : زمان،  $t_m$ : مدت کل نگاشت،  $T$ : پریود،  $g$ : شتاب ثقل،  $u_g(t)$ : تاریخچه جابه‌جایی زمین،  $\dot{u}_g(t)$ : تاریخچه سرعت زمین،  $\ddot{u}_g(t)$ : تاریخچه شتاب زمین،  $S_a(T)$ : شتاب طیفی در پریود  $T$  با میرایی ۵ درصد،  $S_v(T)$ : سرعت طیفی در پریود  $T$  با میرایی ۵ درصد.



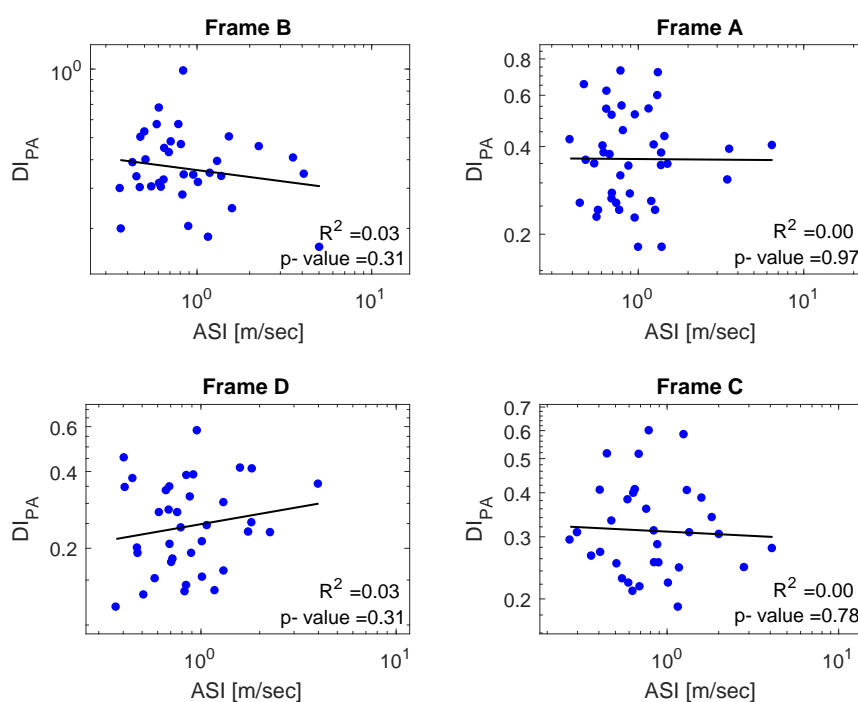
شکل ۷: توزیع انرژی هیستریزیس بر اساس سنجه شدت  $R_{Clst}$  در قاب‌های A تا D.



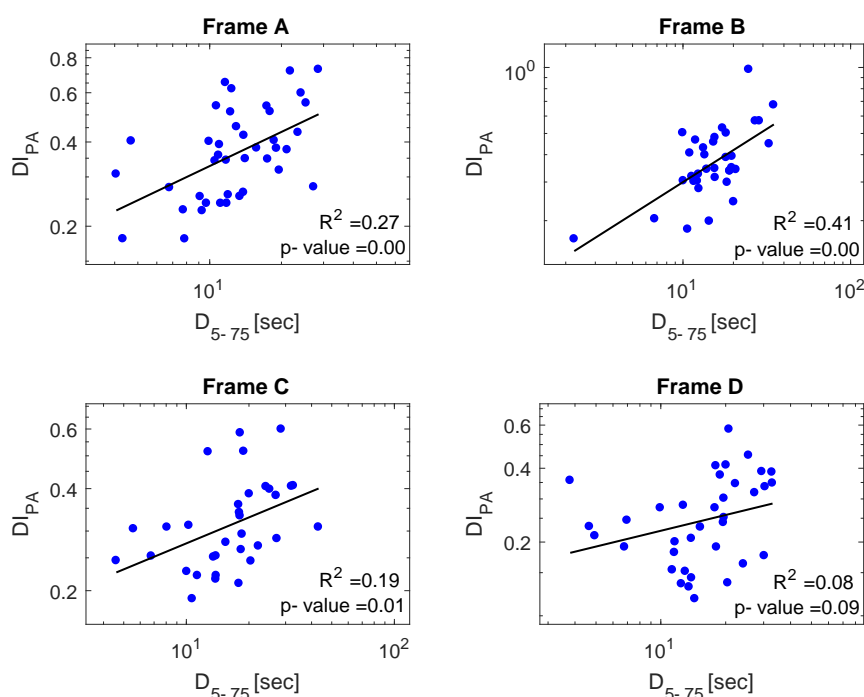
شکل ۸: توزیع انرژی هیستریزیس بر اساس سنجه شدت  $CAV$  در قاب‌های A تا D.

در ادامه توزیع شاخص خرابی پارک انگ براساس سنجه‌های شدت مختلف بررسی شده است. شکل ۹ توزیع شاخص خرابی پارک-انگ را براساس سنجه شدت *ASI* در قاب‌های A تا D نشان می‌دهد. در این شکل می‌توان مشاهده نمود که توزیع شاخص خرابی پارک انگ همبستگی چندانی با این سنجه شدت نداشته و مقادیر *p-value* در تمام قاب‌ها بیشتر از ۰.۰۵ و در برخی موارد نزدیک به یک است. بنابراین سنجه شدت *ASI* دلیل بر عدم کفایت سنجه شدت شکل طیف پاسخ نیست.

در مقایسه با همبستگی کم شاخص خرابی پارک انگ و سنجه شدت *ASI*، در شکل ۱۰ نمونه‌ای از سنجه‌های شدت با همبستگی قابل توجه با این شاخص خرابی آورده شده است. این سنجه شدت، سنجه شدت  $D_{5-75}$  است که مطابق شکل ۱۰ در تمام قاب‌های بررسی شده دارای همبستگی منظم با شاخص خرابی پارک انگ می‌باشد. در تمام قاب‌ها به جز قاب D کمیت *p-value* در همبستگی این سنجه شدت با شاخص خرابی پارک انگ کمتر از ۰.۰۵ بوده و این نشان دهنده همبستگی معنادار این دو متغیر است. لذا می‌توان ادعا نمود که سنجه شدت شکل طیف پاسخ در پیش‌بینی شاخص خرابی پارک انگ دارای کفایت لازم نبوده و نتایج حاصل از تحلیل سازه تحت نگاهت‌های انتخاب شده بر اساس شکل طیف، به ویژگی‌های دیگری از نگاهت‌های زلزله نیز وابسته هستند. پس برای دستیابی به پراکندگی کمتر برای شاخص خرابی پارک انگ در نتایج تحلیل لرزه‌ای، بایستی در روند انتخاب نگاهت براساس شکل طیف پاسخ تجدید نظر نمود.



شکل ۹: توزیع شاخص خرابی پارک انگ بر اساس سنجه شدت *ASI* در قاب‌های A تا D.



شکل ۱۰: توزیع شاخص خرابی پارک انگ بر اساس سنجه شدت  $D_{5-75}$  در قاب‌های A تا D.

با توجه به تعدد سنجه‌های شدت بررسی شده در ادامه فقط مقادیر پارامترهای آماری  $R^2$  و  $p\text{-value}$  در همبستگی سنجه‌های شدت با پاسخ انرژی هیستریزس و شاخص خرابی پارک انگ آورده شده است. جدول ۴ و جدول ۵ به ترتیب این مقادیر را برای پاسخ انرژی هیستریزس و شاخص خرابی پارک انگ نشان می‌دهند. همان طور که مشاهده می‌شود، حداکثر مقدار  $R^2$  در همبستگی سنجه‌های شدت مختلف با پاسخ انرژی هیستریزس در جدول ۴ برابر  $0.302$  است (در همبستگی با سنجه شدت  $CAV$  در قاب A). حداکثر مقدار  $R^2$  نیز در همبستگی سنجه‌های شدت با شاخص خرابی پارک انگ در جدول ۵ برابر  $0.461$  است (در همبستگی با سنجه شدت  $D_{5-95}$  در قاب B). این مقادیر از  $R^2$  به عنوان حداکثر مقدار حاصل شده در بررسی همبستگی سنجه‌های شدت با پاسخ‌های لرزه‌ای نشان از ماهیت تصادفی، پیچیده و ناشناخته ارتباط بین پاسخ‌های لرزه‌ای و سنجه‌های شدت است؛ زیرا هر چه یک پدیده به لحاظ رفتاری شناخته شده‌تر باشد، در برازش خروجی‌های آن پدیده با مدل‌های ریاضی، مقدار  $R^2$  به عدد یک نزدیک‌تر خواهد بود.

در پایان برای بررسی ساده‌تر سنجه‌های شدت دارای همبستگی قابل ملاحظه با پاسخ‌های لرزه‌ای مقادیر  $R^2$  و  $p\text{-value}$  در همبستگی سنجه‌های شدت با پاسخ انرژی هیستریزس و شاخص خرابی پارک انگ به صورت نمودار آورده شده است. شکل ۱۱ و شکل ۱۲ به ترتیب مقادیر  $R^2$  و  $p\text{-value}$  را در همبستگی انرژی هیستریزس با سنجه‌های شدت مختلف نشان می‌دهند. با توجه به این دو شکل می‌توان نتیجه گرفت که سنجه‌های شدت  $D_{5-75}$ ،  $D_{5-95}$  و  $CAV$  در مقایسه با سایر سنجه‌های شدت همبستگی بیشتری با پاسخ انرژی هیستریزس تلف شده در سازه دارند. سه سنجه شدت  $D_{5-75}$ ،  $D_{5-95}$  و  $ID$  مرتبط با ویژگی مدت زمان حرکات قوی در نگاشت زلزله بوده و سنجه شدت  $CAV$  نیز مرتبط با توزیع انرژی تجمعی در نگاشت زلزله است.

شکل ۱۳ و شکل ۱۴ نیز به ترتیب مقادیر  $R^2$  و  $p\text{-value}$  را در همبستگی شاخص خرابی پارک انگ با سنجه‌های شدت مختلف نشان می‌دهند. با توجه به این دو شکل، سنجه‌های شدت  $D_{5-75}$ ،  $D_{5-95}$  و  $CAV$  همبستگی بیشتر و معنادارتری با شاخص خرابی



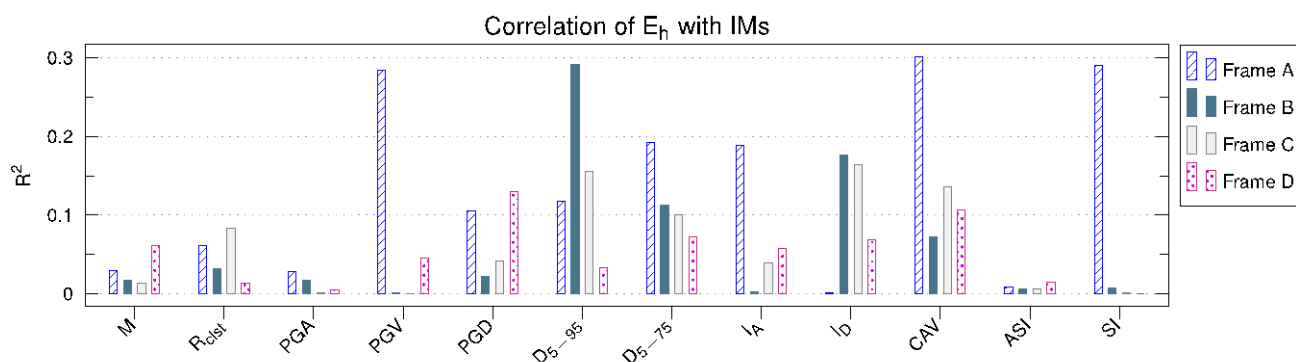
پارک انگ دارا هستند. لذا در روند انتخاب نگاشت‌های زلزله به این سنجه‌های شدت بایستی توجه بیشتری نمود و شکل طیف پاسخ به تنهایی سنجه شدت کافی برای انتخاب نگاشت زلزله در پیش‌بینی شاخص خرابی پارک انگ در سازه نخواهد بود.

جدول ۴: مقادیر  $R^2$  و  $p$ -value در بررسی همبستگی پاسخ انرژی هیستریزیس کل سازه و سنجه‌های شدت

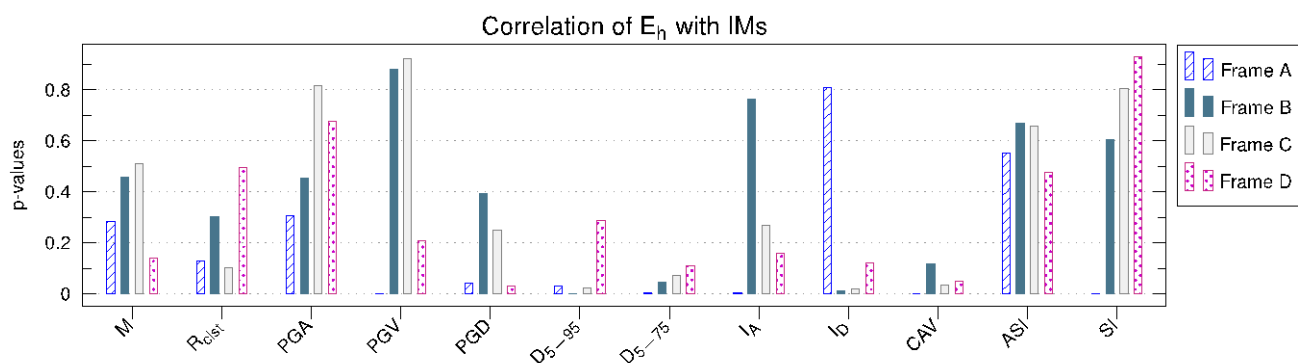
IM	Frame A		Frame B		Frame C		Frame D	
	$R^2$	p-value	$R^2$	p-value	$R^2$	p-value	$R^2$	p-value
M	۰.۰۳۰	۰.۲۸۶	۰.۰۱۷	۰.۴۶۰	۰.۰۱۴	۰.۵۱۲	۰.۰۶۲	۰.۱۴۲
$R_{clst}$	۰.۰۶۲	۰.۱۲۷	۰.۰۳۲	۰.۳۰۳	۰.۰۸۳	۰.۱۰۴	۰.۰۱۴	۰.۴۹۵
PGA	۰.۰۲۸	۰.۳۰۶	۰.۰۱۷	۰.۴۵۶	۰.۰۰۲	۰.۸۱۶	۰.۰۰۵	۰.۶۷۵
PGV	۰.۲۸۴	۰.۰۰۰	۰.۰۰۱	۰.۸۸۱	۰.۰۰۰	۰.۹۲۲	۰.۰۴۶	۰.۲۱۰
PGD	۰.۱۰۶	۰.۰۴۰	۰.۰۲۲	۰.۳۹۴	۰.۰۴۲	۰.۲۵۱	۰.۱۳۰	۰.۰۳۱
$D_{5-95}$	۰.۱۱۸	۰.۰۳۰	۰.۲۹۲	۰.۰۰۱	۰.۱۵۶	۰.۰۲۳	۰.۰۳۳	۰.۲۸۹
$D_{5-75}$	۰.۱۹۲	۰.۰۰۵	۰.۱۱۳	۰.۰۴۸	۰.۱۰۱	۰.۰۷۱	۰.۰۷۲	۰.۱۱۲
$I_A$	۰.۱۸۹	۰.۰۰۵	۰.۰۰۳	۰.۷۶۵	۰.۰۳۹	۰.۲۷۰	۰.۰۵۸	۰.۱۵۸
$I_D$	۰.۰۰۲	۰.۸۰۹	۰.۱۷۷	۰.۰۱۲	۰.۱۶۴	۰.۰۲۰	۰.۰۶۹	۰.۱۲۱
CAV	۰.۳۰۲	۰.۰۰۰	۰.۰۷۳	۰.۱۱۶	۰.۱۳۶	۰.۰۳۴	۰.۱۰۷	۰.۰۵۱
ASI	۰.۰۰۹	۰.۵۵۲	۰.۰۰۶	۰.۶۷۱	۰.۰۰۶	۰.۶۵۹	۰.۰۱۵	۰.۴۷۸
SI	۰.۲۹۰	۰.۰۰۰	۰.۰۰۸	۰.۶۰۷	۰.۰۰۲	۰.۸۰۶	۰.۰۰۰	۰.۹۳۲

جدول ۵: مقادیر  $R^2$  و  $p$ -value در بررسی همبستگی حداکثر شاخص خرابی پارک-انگ در مفاصل پلاستیک و سنجه‌های شدت

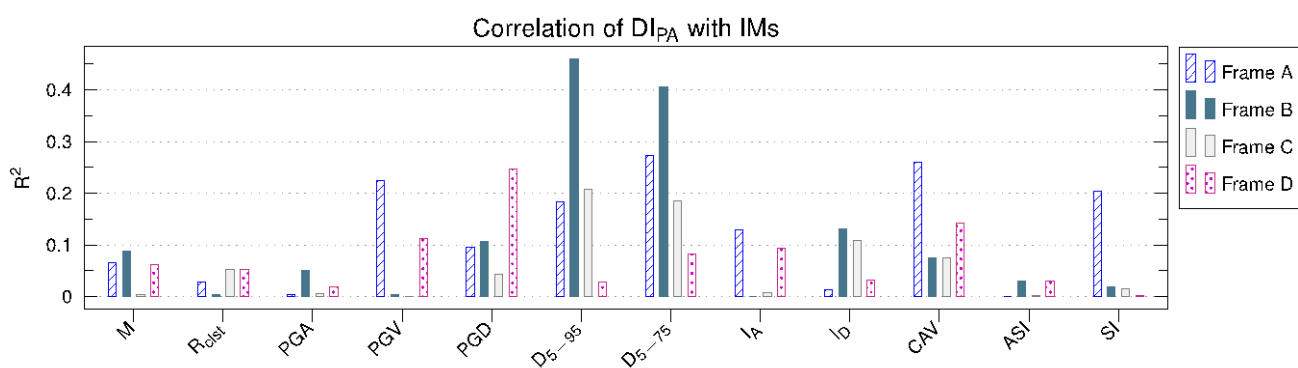
IM	Frame A		Frame B		Frame C		Frame D	
	$R^2$	p-value	$R^2$	p-value	$R^2$	p-value	$R^2$	p-value
M	۰.۰۶۶	۰.۱۱۰	۰.۰۸۹	۰.۰۸۲	۰.۰۰۴	۰.۷۱۸	۰.۰۶۱	۰.۱۴۸
$R_{clst}$	۰.۰۲۸	۰.۳۱۱	۰.۰۰۵	۰.۷۰۲	۰.۰۵۲	۰.۲۰۳	۰.۰۵۳	۰.۱۷۶
PGA	۰.۰۰۴	۰.۷۱۰	۰.۰۵۰	۰.۱۹۷	۰.۰۰۶	۰.۶۷۶	۰.۰۱۸	۰.۴۳۶
PGV	۰.۲۲۵	۰.۰۰۲	۰.۰۰۴	۰.۷۳۳	۰.۰۰۰	۰.۹۴۹	۰.۱۱۲	۰.۰۴۶
PGD	۰.۰۹۵	۰.۰۵۴	۰.۱۰۶	۰.۰۵۶	۰.۰۴۴	۰.۲۴۱	۰.۲۴۷	۰.۰۰۲
$D_{5-95}$	۰.۱۸۳	۰.۰۰۶	۰.۴۶۱	۰.۰۰۰	۰.۲۰۷	۰.۰۰۸	۰.۰۲۹	۰.۳۱۸
$D_{5-75}$	۰.۲۷۳	۰.۰۰۱	۰.۴۰۷	۰.۰۰۰	۰.۱۸۵	۰.۰۱۲	۰.۰۸۳	۰.۰۸۹
$I_A$	۰.۱۳۰	۰.۰۲۲	۰.۰۰۰	۰.۹۳۵	۰.۰۰۷	۰.۶۴۹	۰.۰۹۴	۰.۰۶۹
$I_D$	۰.۰۱۴	۰.۴۶۲	۰.۱۳۱	۰.۰۳۲	۰.۱۰۸	۰.۰۶۲	۰.۰۳۲	۰.۲۹۹
CAV	۰.۲۶۰	۰.۰۰۱	۰.۰۷۵	۰.۱۱۲	۰.۰۷۶	۰.۱۲۰	۰.۱۴۲	۰.۰۲۴
ASI	۰.۰۰۰	۰.۹۶۷	۰.۰۳۱	۰.۳۰۸	۰.۰۰۳	۰.۷۷۹	۰.۰۳۰	۰.۳۱۵
SI	۰.۲۰۴	۰.۰۰۳	۰.۰۱۸	۰.۴۴۲	۰.۰۱۵	۰.۴۹۰	۰.۰۰۳	۰.۷۵۸



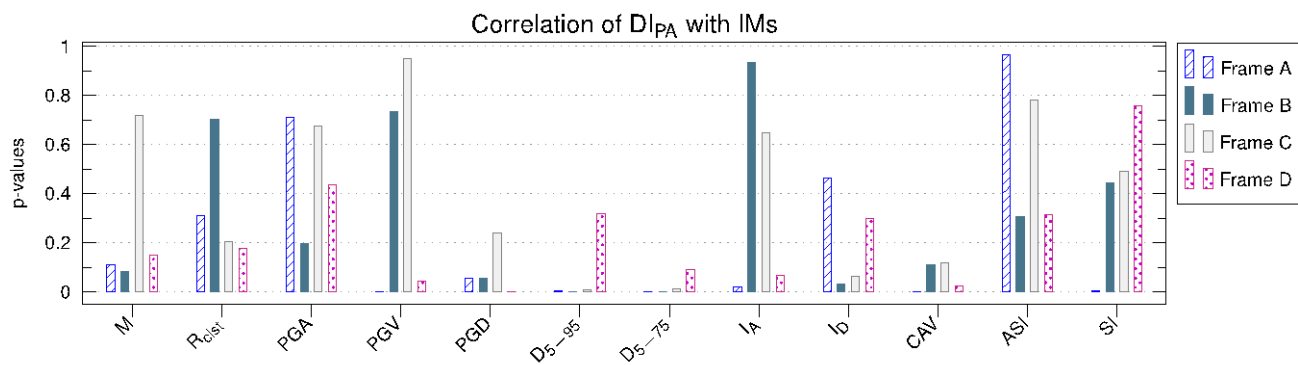
شکل ۱۱: مقادیر  $R^2$  در همبستگی پاسخ انرژی هیستریزیس با سنجه‌های شدت مختلف در قاب‌های A تا D.



شکل ۱۲: مقادیر کمیت  $p$ -value در همبستگی پاسخ انرژی هیستریزس با سنج‌های شدت مختلف در قاب‌های A تا D.



شکل ۱۳: مقادیر  $R^2$  در همبستگی شاخص خرابی پارک انگ با سنج‌های شدت مختلف در قاب‌های A تا D.



شکل ۱۴: مقادیر کمیت  $p$ -value در همبستگی شاخص خرابی پارک انگ با سنج‌های شدت مختلف در قاب‌های A تا D.

در مقایسه دو سنج شدت بزرگ،  $M$ ، و فاصله از ساختگاه،  $R_{clst}$ ، در شکل‌های ۱۱ و ۱۳ می‌توان چنین گفت که از بین این دو سنج شدت هیچ یک از لحاظ میزان همبستگی با پاسخ‌های انرژی هیستریزس و شاخص خرابی پارک انگ بر دیگری ارجحیت نداشته و هر دو همبستگی کم (مقادیر کم  $R^2$ ) و بی‌معنایی (مقادیر زیاد  $p$ -value) با این پاسخ‌ها دارا هستند. توجه شود که در این دو شکل همبستگی بین سنج شدت و پاسخ، پس از انتخاب نگاشت بر اساس سنج شدت شکل طیفی بررسی شده است. برخی از مطالعات

پیشین [۳۳، ۳۴] در مورد انتخاب نگاشت بر اساس زوج بزرگا و فاصله جهت تعیین پاسخ بیشینه نسبت جابه‌جایی نسبی طبقات، سنجه شدت بزرگا را مهم‌تر از سنجه شدت فاصله دانسته‌اند. اما آن چه از یافته‌های مطالعه حاضر می‌توان گفت این است که بزرگا و فاصله به صورت مستقیم بر پاسخ‌های انرژی هیستریزس و شاخص خرابی پارک-انگ در قاب‌های خمشی بتن‌آرمه مؤثر نبوده و به صورت غیرمستقیم با اثرگذاری بر شکل طیف بر این پاسخ‌های لرزه‌ای اثر می‌گذارند؛ زیرا همان طور که مشاهده می‌شود پس از انتخاب نگاشت بر اساس شکل طیف، همبستگی چندانی بین این پاسخ‌ها و سنجه شدت بزرگا و فاصله وجود ندارد.

همان طور که در شکل‌های ۱۱ و ۱۳ مشاهده می‌شود، سنجه‌های شدت  $PGA$ ،  $ASI$  و  $SI$  تقریباً (به جز سنجه شدت  $SI$  در قاب A) فاقد همبستگی با پاسخ انرژی هیستریزس و شاخص خرابی پارک انگ هستند. از آن جا که در این مطالعه نگاشت‌های زلزله بر اساس سنجه شدت شکل طیف انتخاب شده و با توجه به رابطه (۹) در پیروود شرطی با طیف هدف (طیف شرطی) هم‌پایه شده‌اند، اثر دامنه پاسخ‌های طیفی و محتویات فرکانسی نگاشت‌های زلزله به خوبی در انتخاب و مقیاس کردن نگاشت‌ها لحاظ شده است. بنابر این انتظار می‌رود که پس از طی این روند پاسخ‌های لرزه‌ای همبستگی چندانی با سنجه‌های شدت مرتبط با محتویات فرکانسی و دامنه پاسخ‌های طیفی نداشته باشند. به عبارت ساده سنجه شدت شکل طیف نسبت به سنجه‌های شدت  $PGA$ ،  $ASI$  و  $SI$  از کفایت لازم برخوردار هستند.

در مورد همبستگی سنجه شدت  $PGV$  در شکل‌های ۱۳ و ۱۴ نمی‌توان به قاعده کلی خاصی دست یافت؛ به طوری که در قاب‌های A و D این سنجه شدت دارای همبستگی با پاسخ‌های لرزه‌ای بوده و در قاب‌های B و C فاقد همبستگی با این پاسخ‌ها می‌باشد. در مورد سایر سنجه‌های شدت همبستگی با پاسخ انرژی هیستریزس و شاخص خرابی پارک انگ قابل تشخیص بوده و از این بین همان طور که قبلاً اشاره شد، سنجه‌های شدت  $D_{5-95}$ ،  $D_{5-75}$  و  $CAV$  بیشترین همبستگی را با پاسخ‌ها نشان داده‌اند.

نکته دیگری که بایستی به آن توجه نمود عدم وجود نظم آشکار در میزان همبستگی بین سنجه شدت و پاسخ‌های بررسی شده با ارتفاع سازه است. در شکل‌های ۱۳ و ۱۴ به طور کلی نمی‌توان روند خاصی را در مورد کاهش یا افزایش همبستگی سنجه‌های شدت با پاسخ‌های انرژی هیستریزس و شاخص خرابی پارک انگ مشاهده نمود. علت این امر را می‌توان در گستردگی عوامل دخیل در پاسخ‌های لرزه‌ای مانند اثر موده‌های بالاتر، بروز رفتارهای غیرخطی مصالح و آثار غیرخطی هندسی و برهم‌کنش این عوامل با یکدیگر دانست که پیش‌بینی عملکرد لرزه‌ای دینامیکی سازه را پیچیده می‌کند. کم بودن مقادیر کمیت آماری  $R^2$  (در همه موارد کمتر از ۰.۵ و در اغلب موارد کمتر از ۰.۳) مؤید این پیچیدگی و عدم توانایی مدل‌های ریاضی در پیش‌بینی پاسخ‌های انرژی هیستریزس و شاخص خرابی پارک انگ است.

#### ۴- نتیجه گیری

هدف مطالعه حاضر بررسی کفایت سنجه شدت شکل طیف پاسخ در روش طیف شرطی برای برآورد پاسخ انرژی هیستریزس تلف شده و شاخص خرابی پارک انگ در قاب خمشی بتن‌آرمه بود. سازه‌های مورد بررسی در این مطالعه چهار قاب خمشی ویژه بتن‌آرمه با رفتار غیرخطی مصالح با قابلیت لحاظ کردن زوال سختی و مقاومت و رفتار غیرخطی هندسی بودند. جهت انجام مطالعه، پس از انتخاب یک ساختگاه فرضی و انجام تحلیل خطر لرزه‌ای، حرکات لرزه‌ای مورد انتظار در این ساختگاه استخراج شده و توزیع میانگین و انحراف معیار شرطی پاسخ‌های طیفی در قالب روش طیف شرطی تعیین گردید. سپس با استفاده از شبیه‌سازی مونت‌کارلو یک دسته چهل‌تایی طیف مصنوعی سازگار با این توزیع شرطی تولید شد. در گام بعد از بین پایگاه داده نگاشت‌های ثبت شده، نگاشت‌هایی که دارای بیشترین تطبیق با این دسته چهل‌تایی طیف‌های شبیه‌سازی شده بودند انتخاب شدند. پس از انجام تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی سازه‌ها تحت اثر نگاشت‌های انتخاب شده (در مجموع ۱۶۰ تحلیل غیرخطی)، همبستگی پاسخ انرژی هیستریزس تلف شده و شاخص خرابی پارک انگ با چند سنجه شدت متنوع که ویژگی‌های مختلفی (مانند محتوای فرکانسی، مدت زمان حرکات قوی و محتوای انرژی) را از نگاشت‌های زلزله نشان می‌دهند، با استفاده از ابزارهای آماری بررسی شد. یافته‌های حاصل از این بررسی را می‌توان به صورت زیر بیان نمود:

(۱) کفایت سنجه شدت شکل طیف پاسخ در برآورد پاسخ‌های انرژی هیستریزس تلف شده در سازه و شاخص خرابی پارک انگ مورد بررسی قرار گرفت. این مطالعه در مورد شاخص خرابی پارک انگ برای اولین بار انجام شده و پیش از این مطالعه دیگری در این زمینه انجام نشده است. با استناد به این موضوع می‌توان گفت که سنجه شدت شکل طیف پاسخ به تنهایی دارای کفایت لازم در انتخاب نگاشت‌های زلزله برای برآورد پاسخ انرژی هیستریزس و شاخص خرابی پارک انگ نیست. بنابراین اتکا به این سنجه شدت در انتخاب نگاشت‌های زلزله در تخمین دو پاسخ یاد شده می‌تواند منجر به پراکندگی قابل توجه در پاسخ‌های لرزه‌ای در نتایج حاصل از تحلیل شود.

(۲) پس از انتخاب نگاشت بر اساس شکل طیف، همبستگی چندانی بین پاسخ‌های انرژی هیستریزس و شاخص خرابی پارک-انگ و سنجه‌های شدت بزرگا و فاصله ساختگاه تا گسل وجود مشاهده نشد. بنابر این می‌توان گفت که سنجه‌های شدت بزرگا و فاصله ساختگاه تا گسل ارتباط صریح با پاسخ‌های انرژی هیستریزس و شاخص خرابی پارک-انگ در قاب‌های خمشی بتن‌آرمه نداشته و به صورت ضمنی با اثرگذاری بر شکل طیف، با پاسخ‌های یاد شده مرتبط هستند.

(۳) پس از انتخاب نگاشت بر اساس شکل طیف، سنجه‌های شدت مرتبط با محتوای فرکانسی و شدت پاسخ‌های طیفی (مانند  $SI$ ،  $ASI$ ،  $PGA$  و همبستگی چندانی با پاسخ‌های انرژی هیستریزس و شاخص خرابی پارک انگ نداشتند. بنابراین با انتخاب نگاشت بر اساس سنجه شدت شکل طیف، اثر محتوای فرکانسی و شدت پاسخ‌های طیفی بر پاسخ‌های لرزه‌ای با دقت قابل قبولی لحاظ شده و می‌توان ادعا نمود که سنجه شدت شکل طیف نسبت به سنجه‌های شدت  $SI$ ،  $ASI$ ،  $PGA$  از کفایت لازم برخوردار است.

(۴) در بررسی همبستگی انرژی هیستریزس تلف شده و شاخص خرابی پارک انگ در سازه با سنجه‌های شدت مختلف، سنجه‌های شدت مرتبط با مدت زمان حرکات قوی و انرژی زلزله (مانند سنجه شدت  $D_{5-95}$ ،  $D_{5-75}$  و  $CAV$ ) بیشترین همبستگی را با این پاسخ‌ها دارا هستند. به عبارت دیگر در تعیین پاسخ‌های یاد شده، علاوه بر شکل طیف پاسخ (که نماینده محتوای فرکانسی نگاشت زلزله است)، مدت زمان حرکات قوی و محتوای انرژی نگاشت نیز بر پاسخ‌های لرزه‌ای تأثیر قابل توجه دارند. بنابراین در تعیین انرژی هیستریزس و شاخص خرابی پارک انگ در قاب‌های خمشی بتن‌آرمه، انتخاب نگاشت زلزله فقط بر اساس سنجه شدت شکل طیف پاسخ مناسب نبوده و مدت زمان حرکات قوی و محتوای انرژی نگاشت‌های انتخابی نیز بایستی با مقادیر مورد انتظار این سنجه‌های شدت در ساختگاه سازگار باشند.

(۵) پارامتر آماری  $R^2$  در همبستگی پاسخ انرژی هیستریزس و شاخص خرابی پارک انگ با سنجه‌های شدت تحت اثر نگاشت‌های انتخاب شده بر اساس شکل طیف پاسخ همواره مقادیر کمتر از ۰.۵ داشت. این پارامتر آماری نشان از موفقیت مدل برازش شده بین سنجه شدت و پاسخ لرزه‌ای در سازه بوده و کم بودن مقادیر آن دلیل بر ماهیت تصادفی و پیچیده همبستگی پاسخ‌های لرزه‌ای با سنجه‌های شدت است.

در پایان پیشنهاد می‌شود که در مطالعات آتی کفایت و اثربخشی روش طیف شرطی در پیش‌بینی پاسخ‌های لرزه‌ای در سایر سیستم‌های سازه‌ای نیز بررسی شود تا بتوان یافته‌های حاصل از این مطالعه را (در صورت صادق برای این نوع سازه‌ها) تعمیم داد. هم چنین توصیه می‌شود انتخاب نگاشت زلزله بر اساس سنجه شدت شکل طیف و مدت زمان حرکات قوی در سازه بررسی شده و کاهش پراکندگی پاسخ‌های لرزه‌ای انرژی هیستریزس و شاخص خرابی پارک انگ در صورت توجه به سنجه‌های شدت ثانویه در کنار شکل طیف پاسخ بررسی شود.

## مراجع

- [1] Padgett, J. E. and DesRoches, R. (2007). Sensitivity of seismic response and fragility to parameter uncertainty. *Journal of Structural Engineering*, 133(12), 1710-1718, [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2007\)133:12\(1710\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2007)133:12(1710)).
- [2] Luco, N. and Cornell, C. A. (2007). Structure-specific scalar intensity measures for near-source and ordinary earthquake ground motions. *Earthquake Spectra*, 23(2), 357-392, <https://doi.org/10.1193/1.2723158>.

- [3] Marafi, N. A., Berman, J. W. and Eberhard, M. O. (2016). Ductility-dependent intensity measure that accounts for ground-motion spectral shape and duration. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 45(4), 653-672, <https://doi.org/doi:10.1002/eqe.2678>.
- [4] Shome, N., Cornell, C. A., Bazzurro, P. and Carballo, J. E. (1998). Earthquakes, records, and nonlinear responses. *Earthquake Spectra*, 14(3), 469-500, <https://doi.org/10.1193/1.1586011>.
- [5] Bradley, B. A. (2010). A generalized conditional intensity measure approach and holistic ground-motion selection. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 39(12), 1321-1342, <https://doi.org/10.1002/eqe.995>.
- [6] Eads, L., Miranda, E. and Lignos, D. G. (2015). Average spectral acceleration as an intensity measure for collapse risk assessment. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 44(12), 2057-2073, <https://doi.org/10.1002/eqe.2575>.
- [7] Kohrangi, M., Bazzurro, P., Vamvatsikos, D. and Spillatura, A. (2017). Conditional spectrum-based ground motion record selection using average spectral acceleration. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 46(10), 1667-1685, <https://doi.org/10.1002/eqe.2876>.
- [8] Kwong, N. S. and Chopra, A. K. (2017). A generalized conditional mean spectrum and its application for intensity-based assessments of seismic demands. *Earthquake Spectra*, 33(1), 123-143, <https://doi.org/10.1193/040416eqs050m>.
- [9] Jamshidiha, H. R., Yakhchalian, M. and Mohebi, B. (2017). Selection of appropriate intensity measure for collapse capacity prediction of low to mid-rise steel special moment resisting frames. *Journal of Structural and Construction Engineering*, 4(Special Issue 1), 98-109, <https://doi.org/10.22065/jsce.2017.87785.1219>.
- [10] Maleki, M., Ahmady Jazany, R. and Ghobadi, M. S. (2018). Probabilistic seismic assessment of SMFs with drilled flange connections subjected to near-field ground motions. *International Journal of Steel Structures*, <https://doi.org/10.1007/s13296-018-0112-0>.
- [11] Yahyazadeh, A. and Yakhchalian, M. (2018). Probabilistic residual drift assessment of SMRFs with linear and nonlinear viscous dampers. *Journal of Constructional Steel Research*, 148, 409-421, <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2018.05.031>.
- [12] Yakhchalian, M., Ghodrati Amiri, G. and Eghbali, M. (2017). Reliable seismic collapse assessment of short-period structures using new proxies for ground motion record selection. *Scientia Iranica*, 24(5), 2283-2293, <https://doi.org/10.24200/sci.2017.4162>.
- [13] Baker, J. W. and Cornell, C. A. (2006). Spectral shape, epsilon and record selection. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 35(9), 1077-1095, <https://doi.org/doi:10.1002/eqe.571>.
- [14] Jayaram, N., Lin, T. and Baker, J. W. (2011). A computationally efficient ground-motion selection algorithm for matching a target response spectrum mean and variance. *Earthquake Spectra*, 27(3), 797-815, <https://doi.org/10.1193/1.3608002>.
- [15] Chandramohan, R., Baker, J. W. and Deierlein, G. G. (2016). Quantifying the influence of ground motion duration on structural collapse capacity using spectrally equivalent records. *Earthquake Spectra*, 32(2), 927-950, <https://doi.org/10.1193/122813EQS298MR2>.
- [16] Chandramohan, R., Baker, J. W. and Deierlein, G. G. (2016). Impact of hazard-consistent ground motion duration in structural collapse risk assessment. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 45(8), 1357-1379, <https://doi.org/10.1002/eqe.2711>.
- [17] Hessami, K., Jamali, F. and Tabassi, H. (2003). *Major active faults of Iran*. Tehran, Iran: International Institute of Earthquake Engineering and Seismology, <http://www.iiées.ac.ir/iiées/seismology/ActiveFault.pdf>.
- [18] Ambraseys, N. N. and Melville, C. P. (1982) *A history of persian earthquakes*, Cambridge: Cambridge University Press.
- [19] Berberian, M. (1994) *Natural hazards and the first earthquake catalogue of Iran: Historical hazards in Iran prior to 1900*, Tehran, Iran: UNESCO and International Institute of Earthquake Engineering and Seismology.

- [20] ISC (2018) *Online bulletin search*. [online] Thatcham, United Kingdom: International Seismological Centre, Available at: <http://www.isc.ac.uk/iscbulletin/>, [Accessed 30 Apr. 2018].
- [21] IRSC (2018) *Iranian seismological center*. [online] Tehran, Iran: Institute of Geophysics, University of Tehran, Available at: <http://irsc.ut.ac.ir/bulletin.php>, [Accessed 30 Apr. 2018].
- [22] IIEES (2018) *Earthquake catalogue*. [online] Tehran, Iran: International Institute of Earthquake Engineering and Seismology, Available at: <http://www.iiees.ac.ir/en/eqcatalog/>, [Accessed 30 Apr. 2018].
- [23] Campbell, K. W. and Bozorgnia, Y. (2008). NGA ground motion model for the geometric mean horizontal component of PGA, PGV, PGD and 5% damped linear elastic response spectra for periods ranging from 0.01 to 10 s. *Earthquake Spectra*, 24(1), 139-171, <https://doi.org/10.1193/1.2857546>.
- [24] EZ-FRISK. *Software for earthquake ground motion estimation* (Version V7.52). Walnut Creek, CA: Fugro USA Land, Inc., <http://www.ez-frisk.com/>.
- [25] Baker, J. W. and Jayaram, N. (2008). Correlation of spectral acceleration values from NGA ground motion models. *Earthquake Spectra*, 24(1), 299-317, <https://doi.org/10.1193/1.2857544>.
- [26] Haselton, C. B. and Deierlein, G. G. (2007). *Assessing seismic collapse safety of modern reinforced concrete moment frame buildings*. Technical Report 156, Stanford, CA: John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University, <http://purl.stanford.edu/ny266sf1883>.
- [27] ACI (2002) *Building code requirements for structural concrete (ACI 318-02) and commentary (ACI 318r-02)*, Farmington Hills, Mich.: American Concrete Institute.
- [28] Ibarra, L. F., Medina, R. A. and Krawinkler, H. (2005). Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 34(12), 1489-1511, <https://doi.org/10.1002/eqe.495>.
- [29] OPENSEES. (2018). *Open system for earthquake engineering simulation*. Berkeley, CA: University of California. <http://opensees.berkeley.edu>.
- [30] Park, Y. J. and Ang, A. H. S. (1985). Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete. *Journal of Structural Engineering*, 111(4), 722-739, [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1985\)111:4\(722\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1985)111:4(722)).
- [31] Kunnath, S. K., Reinhor, A. M. and Lobo, R. F. (1992). *IDARC version 3: A program for the inelastic damage analysis of RC structures*. Technical Report NCEER-92-0022, State University of New York, Buffalo NY: National Centre for Earthquake Engineering Research.
- [32] Trifunac, M. D. and Brady, A. G. (1975). A study on the duration of strong earthquake ground motion. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 65(3), 581-626.
- [33] Stewart, J. P., Chiou, S.-J., Bray, J. D., Graves, R. W., Somerville, P. G. and Abrahamson, N. A. (2002). Ground motion evaluation procedures for performance-based design. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 22(9), 765-772, [https://doi.org/10.1016/S0267-7261\(02\)00097-0](https://doi.org/10.1016/S0267-7261(02)00097-0).
- [34] Bommer, J. J. and Acevedo, A. B. (2004). The use of real earthquake accelerograms as input to dynamic analysis. *Journal of Earthquake Engineering*, 8(sup001), 43-91, <https://doi.org/10.1080/13632460409350521>.