

ارزیابی ضریب اصلاح طیفی (N) برای طراحی سازه‌های قاب خمشی فولادی در حوزه‌ی نزدیک به گسل

رضا وهدانی^{۱*}، محسن گرامی^۲، مرتضی راضی^۳

۱- استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران

۲- دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران

۳- دانشجوی دکتری مهندسی عمران، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران

چکیده

استاندارد ۲۸۰۰ ایران برای لحاظ آثار مخرب زلزله‌های نزدیک به گسل در طراحی سازه‌ها، مقادیر طیف طراحی را با استفاده از ضریب اصلاح طیفی (N) که وابسته به پیرو ارتعاش سازه و درجه‌ی لرزه‌خیزی منطقه می‌باشد، افزایش می‌دهد. در این مقاله، ضمن بررسی دقت رابطه‌ی ارائه شده در استاندارد ۲۸۰۰ برای تخمین ضریب اصلاح طیفی، برآوردهایی برای این ضریب جهت لحاظ آثار مخرب زلزله‌های نزدیک به گسل بر پاسخ غیرارتجاعی سازه‌های قاب خمشی فولادی ارائه گردیده است. برای این منظور طیف پاسخ رکوردها و نیز پاسخ لرزه‌ای سازه‌های نمونه در شدت‌های طیفی یکسان برای یک مجموعه از زلزله‌های دور از گسل و سه مجموعه مختلف از رکوردهای نزدیک به گسل با یکدیگر مقایسه شده‌اند. برای تعیین پاسخ لرزه‌ای سازه‌های نمونه (شامل پنج قاب خمشی فولادی ۳ تا ۱۵ طبقه) در شدت‌های لرزه‌ای مختلف، از نتایج تحلیل‌های دینامیکی افزایشی استفاده شده است. نتایج به دست آمده از این تحقیق نشان می‌دهد که ضریب اصلاح ارائه شده توسط استاندارد ۲۸۰۰ نمی‌تواند به طور کامل آثار زلزله‌های نزدیک به گسل بر پاسخ غیرخطی سازه‌های قاب خمشی را پوشش دهد. این موضوع برای سازه‌های کوتاه‌تر آشکارتر است. همچنین نتایج تحلیل‌ها نشان می‌دهد که رابطه‌ی منظمی بین دوره‌ی تناوب اصلی ارتعاش سازه و مقدار ضریب اصلاح طیفی وجود ندارد.

کلمات کلیدی: اصلاح طیف طراحی، زلزله‌های نزدیک به گسل، قاب خمشی فولادی، تحلیل دینامیکی افزایشی.

شناسه دیجیتال:	سابقه مقاله:				
	دریافت	بازنگری	پذیرش	انتشار آنلاین	چاپ
doi: 10.22065/jsce.2017.75560.1068	۱۳۹۵/۱۱/۱۶	۱۳۹۶/۰۳/۱۳	۱۳۹۶/۰۳/۲۴	۱۳۹۶/۰۳/۲۵	۱۳۹۷/۰۳/۳۰
http://dx.doi.org/10.22065/jsce.2017.75560.1068					
*نویسنده مسئول:		دکتر رضا وهدانی			
پست الکترونیکی:		rvahdani@semnan.ac.ir			

Assessment of spectrum modification factor for design of steel moment frames in near fault regions

Reza Vahdani^{1*}, Mohsen Gerami², Morteza Razi³

1-Assistant Professor, Civil Engineering Department, Semnan University, Semnan, Iran

2-Associate Professor, Civil Engineering Department, Semnan University, Semnan, Iran

3-PhD Student, Civil Engineering Department, Semnan University, Semnan, Iran

ABSTRACT

Iranian Seismic design code (standard No. 2800) increases the design spectrum ordinates by a modification factor (N factor), to consider the damaging effects of near fault ground motions in design procedure of structures. Accordingly, the spectrum modification factor depends on fundamental period of vibration and seismicity level of the region. In this paper, the preciseness of the expression given by Iranian seismic design code for calculation of spectrum modification factor is examined and estimations are suggested for N factor by evaluating the near fault effects on inelastic seismic response of steel moment-resisting frames. For this purpose, the response spectrum shape and nonlinear seismic response of sample structures are evaluated for one set of far fault and three different sets of near fault ground motions. Incremental dynamic analysis is utilized to obtain the seismic response of the sample frames (including five steel frames with 3 to 15 stories) in various intensity levels. The results of the study demonstrate that modification factors provided by standard No. 2800 does not precisely take account the effects of near fault excitations on inelastic seismic response of steel moment-resisting frame structures. Also, it was found that there is no meaningful relationship between spectrum modification factor and structural period.

ARTICLE INFO

Received: 04/02/2017

Revised: 03/06/2017

Accepted: 14/06/2017

Keywords:

Design spectrum
modification

Near fault ground motions

Steel Moment Frame

Incremental dynamic
analysis

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/jsce.2017.75560.1068

*Corresponding author: Dr. Reza Vahdani.

Email address: rvahdani@semnan.ac.ir

پیامدهای مخرب ناشی از زلزله‌هایی که در سال‌های گذشته در نزدیکی گسل‌های فعال به وقوع پیوسته‌اند، محققین را بر آن داشته است که تحقیقات گسترده‌ای را پیرامون مطالعه‌ی قدرت تخریبی زلزله‌های نزدیک به گسل پی‌ریزی نموده و پیشنهاداتی را برای در نظر گرفتن این آثار در تحلیل و طراحی سازه‌های مختلف ارائه دهند. در میان پیشنهادات ارائه شده، روش اصلاح طیف طراحی برای زلزله‌های نزدیک به گسل از مؤثرترین روشهایی است که توسط بسیاری از آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای سازه‌ها از جمله UBC97 و ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ [۱] مورد پذیرش قرار گرفته است. در استاندارد ۲۸۰۰، طیف طراحی با استفاده از ضریب اصلاح N اصلاح می‌شود. مقدار این ضریب برای نواحی با لرزه‌خیزی خیلی زیاد ($A=0.35g$) از رابطه‌ی زیر به دست می‌آید:

$$N = \frac{0.7}{4-T_s}(T - T_s) + 1 \quad \text{و} \quad 1 \leq N \leq 1.7 \quad (1)$$

در این رابطه، T_s برای خاک نوع ۳ برابر ۰٫۷ ثانیه در نظر گرفته می‌شود و T دوره تناوب اصلی سازه می‌باشد. با بررسی این رابطه مشخص می‌شود که ضریب N برای سازه‌هایی که دارای زمان تناوب بزرگتری هستند، مقدار بیشتری دارد. این بدان معناست که اثر تخریبی زلزله‌های نزدیک به گسل روی سازه‌های بلندتر بیشتر است. این نتیجه منطبق بر تحقیقاتی است که محققینی چون سامرویل و کالکان در سال‌های گذشته انجام داده‌اند [۴-۲]. همچنین رابطه‌ی ارائه شده برای مناطق با لرزه‌خیزی کم و متوسط کمتر از مقادیر به دست آمده از رابطه (۱) می‌باشد. این تفاوت ناشی از آن است که در شدت‌های لرزه‌ای کم که انتظار رفتار غیرخطی کمتری در سازه‌ها وجود دارد، تفاوت بین آثار زلزله‌های دور و نزدیک به گسل کمتر است. این موضوع توسط تحلیل‌هایی که در این مقاله به انجام رسیده بیشتر آشکار می‌شود.

هدف اصلی از انجام این تحقیق، ارزیابی دقت رابطه‌ی ارائه شده در ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ برای ضرایب اصلاح طیفی، جهت لحاظ آثار زلزله‌های نزدیک به گسل در طراحی قاب‌های خمشی فولادی و نیز ارائه برآوردهای مناسب برای این پارامتر با در نظر گرفتن پاسخ غیرخطی سیستم‌های چند درجه‌آزاد می‌باشد. برای این منظور، علاوه بر تحلیل پاسخ طیف ارتجاعي انواع رکوردهای زلزله، از نتایج تحلیل‌های دینامیکی افزایشی جهت ارزیابی پاسخ لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی استفاده گردیده است.

۲- روش تحقیق

تحلیل استاتیکی معادل به عنوان یکی از پرکاربردترین روشهای تحلیلی در طراحی سازه‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرد. هر چند دقت این روش تحلیلی نسبت به تحلیل‌های دینامیکی و تحلیل‌های غیرخطی کمتر است، اما سادگی انجام تحلیل و سهولت استفاده از نتایج آن در امر طراحی باعث شده است که همچنان تحلیل استاتیکی خطی بیشترین کاربرد را در طراحی سیستم‌های متداول سازه‌ای داشته باشد. در این روش، طیف طرح یکی از پارامترهای مؤثر در تعیین نیازهای لرزه‌ای سازه می‌باشد. در واقع یک رابطه‌ی خطی بین مقادیر طیف طرح و کمیت‌های پاسخ سازه وجود دارد. بنابراین، تعیین دقیق مقادیر طیف طرح لرزه‌ای اهمیت زیادی دارد.

از آنجا که اساس تهیه‌ی طیف طرح لرزه‌ای استفاده از مشخصات طیفی رکوردهای غیرپالسی بوده است، آیین‌نامه‌ها برای لحاظ توان تخریبی زلزله‌های پالسی در حوزه‌ی نزدیک به گسل، مقادیر طیف طرح را با استفاده از ضرایب اصلاحی، افزایش می‌دهند. این کار اولین بار توسط استاندارد UBC97 و با استفاده از ضرایب N_v و N_a صورت پذیرفت. بر این اساس، برش پایه سازه با توجه به شدت لرزه‌ای، فاصله از گسل، نوع خاک و پرپود سازه با استفاده از ضرایب ذکر شده تا دو برابر افزایش داده می‌شوند. به طریق مشابه، ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ نیز ضریب اصلاحی را معرفی نموده است که بر اساس شدت لرزه‌خیزی و پرپود سازه تعیین می‌شود (رابطه ۱). در واقع، میزان افزایش طیف طرح باید به نحوی باشد که افزایش نیازهای لرزه‌ای ناشی از آثار جهت‌داری و سایر پدیده‌های مخرب مربوط به زلزله‌های نزدیک به گسل پوشش داده شود.

مبنای تعیین ضرایب اصلاح طیفی در آیین‌نامه‌ها، پاسخ ارتجاعی سیستم‌های یک‌درجه‌آزاد بوده است. از آنجا که بخش عمده‌ای از قدرت تخریبی زلزله‌های نزدیک به گسل، وابسته به رفتار غیرخطی سازه‌ها و آثار مودهای بالاتر می‌باشد، در این تحقیق به این موضوع پرداخته می‌شود که آیا اصلاح طیف طرح ارتجاعی می‌تواند با دقت کافی آثار زلزله‌های نزدیک به گسل را در نظر بگیرد.

برای مقایسه‌ی کمی قدرت تخریبی رکوردهای نزدیک و دور از گسل باید کمیت‌هایی برای اندازه‌گیری مقادیر نیاز لرزه‌ای سازه‌ها در نظر گرفته شود. از آنجا که در بسیاری از آیین‌نامه‌های لرزه‌ای، حداکثر تغییرمکان نسبی طبقات (MIDR) به عنوان یک پارامتر مهم در تعیین میزان خسارات لرزه‌ای در نظر گرفته می‌شود، در این مطالعه نیز این پارامتر برای مقایسه بین آثار انواع رکوردهای لرزه‌ای مورد استفاده قرار گرفته است.

۲-۱- محاسبه ضریب اصلاح طیف

در این تحقیق، پس از طراحی سازه‌های نمونه و انتخاب رکوردهای زلزله، از یک روش سه مرحله‌ای برای ارزیابی ضرایب اصلاح طیفی استفاده می‌شود:

- در گام اول، با مقایسه‌ی طیف پاسخ ارتجاعی سیستم‌های یک درجه آزاد، ضرایب اصلاح طیف پاسخ ارتجاعی برای سه مجموعه مختلف از زلزله‌های نزدیک به گسل به طور جداگانه برآورد می‌شود. ضریب اصلاح طیف ارتجاعی هر مجموعه رکورد در هر پیرو، از حاصل تقسیم میانگین طیف آن دسته تقسیم بر طیف میانگین رکوردهای دور از گسل حاصل می‌شود. این نسبت با N_{Sa} نشان داده می‌شود.
- در گام دوم، خسارات ناشی از رفتار غیرخطی سازه‌ها تحت تحریکات زلزله‌های نزدیک به گسل برای شدت‌های طیفی یکسان مورد مقایسه قرار می‌گیرد. نسبت میانگین حداکثر تغییرمکان نسبی طبقات سازه تحت هر یک از مجموعه رکوردهای نزدیک به گسل به مقدار متناظر با رکوردهای دور از گسل در شتاب طیفی مورد نظر، برای هر یک از سازه‌های نمونه (که نماینده یک پیرو می‌باشد)، محاسبه و با پارامتر $N_{DRP|Sa}$ نشان داده می‌شود. در این گام که دربرگیرنده‌ی آثار زلزله‌های نزدیک به گسل بر پاسخ غیرارتجاعی سیستم‌های چند درجه آزاد می‌باشد، از نتایج تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی استفاده می‌شود.
- در گام سوم ضریب اصلاح طیف غیرارتجاعی برای هر پیرو (معادل هر سازه) از حاصل ضرب مقادیر به دست آمده از مراحل ۱ و ۲ به دست می‌آید.

$$N_{nl} = N_{Sa} \times N_{DRP|Sa} = \frac{S_{a, near}}{S_{a, far}} \times \frac{MIDR_{near|Sa}}{MIDR_{far|Sa}} \quad (2)$$

ضرایب به دست آمده در این مرحله بیانگر نسبت پاسخ غیرارتجاعی رکوردهای نزدیک به گسل به رکوردهای دور از گسل می‌باشد که به آن ضریب اصلاح طیف غیرارتجاعی گفته می‌شود. مقادیر میانگین و بیشینه‌ی ضرایب به دست آمده برای مجموعه رکوردهای نزدیک به گسل در انتهای مقاله ارائه خواهد شد.

در این بخش، ذکر چند نکته الزامی است:

- دلیل استفاده از سه مجموعه مختلف از رکوردهای زلزله با بازه‌های مختلف پیرو پالس، در نظر گرفتن آثار انواع رکوردهای پالسی و ارائه‌ی نتایج قابل اعتماد می‌باشد.

- با توجه به اینکه تعداد سازه‌های نمونه در این تحقیق ۵ مورد می‌باشد، ضرایب اصلاح طیفی صرفاً برای پنج نقطه روی منحنی طیف برآورد می‌شود. برای هر پریود باید یک سازه‌ی نمونه وجود داشته باشد.
- به دلیل وابستگی نتایج تحلیل غیرخطی دینامیکی به مشخصات رفتار لرزه‌ای سازه‌ها، ضرایب به دست آمده از این روش تنها برای قاب‌های خمشی فولادی با مشخصات مشابه کاربرد دارد.
- از آنجا که رکوردهای زلزله در این مطالعه روی خاک نوع ۳ ثبت شده‌اند، کاربرد نتایج حاصله به خاک نوع ۳ محدود می‌شود.
- با توجه به اینکه ضریب اصلاح غیرارتجاعی به میزان رفتار غیرخطی و شدت بار لرزه‌ای بستگی دارد، دو سطح خطر مختلف معادل با $0.35g$ و $0.53g$ در ارزیابی ضرایب اصلاح مورد توجه قرار گرفته است.

۳- زلزله‌های نزدیک به گسل

زلزله‌های نزدیک به گسل به رکوردهایی از زلزله اطلاق می‌شود که در نزدیکی گسل‌های فعال ثبت شده و ممکن است دارای آثار پالسی باشند. قدرت تخریبی زلزله‌های نزدیک به گسل عمدتاً ناشی از اثر جهت‌داری پیش‌سوی و یا اثر فلینگ (تغییرمکان ماندگار زمین) می‌باشد. پدیده‌ی جهت‌داری پیش‌سوی زمانی رخ می‌دهد که سرعت انتشار موج زلزله نزدیک به سرعت پارگی گسل بوده و موج‌های زلزله در راستای ایستگاه مورد نظر انتشار یابند. این پدیده موجب می‌شود یک یا چند ضربه (پالس) بزرگ سرعت در ابتدای رکورد زلزله تشکیل شود [۵]. اثر تخریبی رکوردهای پالسی شکل روی سازه‌های مختلف تا حد زیادی به پریود پالس و نسبت آن با پریود ارتعاش سازه بستگی دارد [۶]. بر اساس پیشنهاد صحتی و همکارانش زمانی که نسبت پریود پالس به پریود ارتعاش سازه در بازه‌ی 0.5 تا $2/5$ قرار گیرد، پالس سرعت حاکم بر پاسخ سازه خواهد بود [۷]. در مطالعه‌ای که برخی از محققین انجام دادند، مشخص شد که مقدار طیف پاسخ ارتجاعی رکوردهای نزدیک به گسل در محدوده‌ی پریودهای بیش از 0.65 ثانیه می‌تواند تا دو برابر بیشتر از طیف مربوط به زلزله‌های دور از گسل باشد [۸ و ۹]. هر چند مطالعات بیشتر نشان داده است که بخش عمده‌ای از اثر تخریبی زلزله‌های نزدیک به گسل می‌تواند ناشی از آثار چند درجه آزاد و نیز رفتار غیرخطی سازه‌ها باشد و طیف پاسخ ارتجاعی سازه‌های یک درجه آزاد نمی‌تواند به تنهایی قدرت تخریبی این نوع زلزله‌ها را در نظر بگیرد [۱۰ و ۱۱]. برخی از محققین دیگر سعی نمودند با استفاده از روشهای تحلیلی دیگر، اثرات مودهای بالاتر را نیز در تعیین اثر زلزله‌های نزدیک به گسل وارد کنند. برای مثال، یانگ و همکارانش با استفاده از تئوری طیف دریافت تعمیم‌یافته [۱۲] به بررسی ارتباط بین پاسخ دریافت انواع سیستم‌های سازه‌ای تحت تحریکات نزدیک به گسل پرداختند [۱۳]. بر اساس نتایج این مطالعه مشخص شد که رکوردهای حاوی آثار جهت‌داری پیش‌سوی عمدتاً مودهای بالاتر رفتار سازه را تحریک می‌کنند. البته کاربرد این تئوری به پاسخ ارتجاعی سازه‌ها محدود می‌شود. کاربردی‌ترین روش برای اینکه تمامی آثار زلزله‌های نزدیک به گسل در نظر گرفته شود، استفاده از نتایج تحلیل‌های دینامیکی روی مدل‌های غیرخطی انواع سیستم‌های سازه‌ای می‌باشد. محدودیت این روش آن است که نتایج حاصل از این نوع مطالعات تا حد زیادی وابسته به مشخصات هندسی، مکانیکی و دینامیکی سازه‌ها بوده و تعمیم آن به سایر سیستم‌های سازه‌ای به سادگی امکان‌پذیر نیست. بنابراین، هنگام استفاده از نتایج این گونه مطالعات باید توجه داشت که محدودیت کاربرد نتایج به دست آمده، مد نظر قرار گیرد. در این مطالعه به رفتار قابهای خمشی فولادی ویژه که دارای شرایط منظمی در ارتفاع می‌باشند، پرداخته می‌شود.

علاوه بر بحث پاسخ لرزه‌ای کلی سازه‌ها، توزیع خرابی در سازه نیز وابسته به نسبت پریود پالس به پریود سازه می‌باشد. در مواردی که پریود پالس زلزله کمتر از پریود ارتعاش سازه باشد، نیاز لرزه‌ای سازه در طبقات فوقانی متمرکز می‌شود و برعکس. هرچند این قاعده تا حد زیادی به تراز رفتار غیرخطی سازه که وابسته به شدت بار اعمالی می‌باشد نیز بستگی دارد [۱۴].

برای تشخیص رکوردهای نزدیک به گسل معیارهای مختلفی توسط محققین ارائه گردیده است که معروف‌ترین آنها معیار سه‌گانه ارائه شده توسط بیکر و همکارانش می‌باشد [۱۵]. بر این اساس، رکوردهای نزدیک به گسل به شرطی دارای اثر جهت‌داری می‌باشند که سه شرط زیر را تأمین کنند:

- پالس سرعت در ابتدای رکورد زلزله پدیدار شود.
- حداکثر سرعت زمین (PGV) بیشتر از 30 سانتی‌متر بر ثانیه باشد.

- مقدار شاخص پالس حداقل برابر ۰.۸۵ باشد.

آزمون نزدیک به گسل بودن رکوردهای مختلف می‌تواند توسط برنامه‌ی کامپیوتری که توسط این محققین ارائه شده و تحت نرم‌افزار MATLAB اجرا می‌شود، انجام گیرد.

شاهی و بیکر برای تعیین مقدار پیروید پالس زلزله، روشی را ارائه نمودند که بر اساس تئوری موجک قرار دارد [۱۶]. در این روش، نگاشت اصلی زلزله به نگاشت پالسی و نگاشت باقی‌مانده تقسیم‌بندی می‌شود. سپس طیف پاسخ سرعت برای این پالس ترسیم شده و پیروید متناظر با حداکثر پاسخ سرعت به عنوان پیروید پالس رکورد زلزله در نظر گرفته می‌شود.

از نقطه نظر مهندسی، اثر تخریبی زلزله‌های نزدیک به گسل تا حد زیادی وابسته به پیروید پالس می‌باشد. به عنوان مثال، برای سازه‌های کوتاه‌مرتبه ممکن است زلزله‌های پالس-کوتاه اثر تخریبی بیشتری داشته باشند، در حالی که برای سازه‌های بلندتر پالس‌های بلند مخرب‌تر هستند. به همین دلیل، رکوردهای پالسی استفاده شده در این تحقیق بر اساس بازه‌ی پیروید پالس به مجموعه‌های مختلف دسته‌بندی شده‌اند. کومار و همکارانش پیشنهاد نمودند که رکوردهای زلزله از دیدگاه نحوه‌ی تأثیرگذاری بر پاسخ لرزه‌ای سازه‌های قاب خمشی می‌توانند بر اساس نسبت پیروید ارتعاش سازه به پیروید غالب زلزله، به سه دسته تقسیم‌بندی شوند [۱۷]. هر چند مرز دقیقی برای دسته‌بندی رکوردها توسط این محققین ارائه نگردیده است، زیرا عواملی چون شدت لرزه‌ای بر این موضوع تأثیر می‌گذارند. در این مقاله، رکوردهای نزدیک به گسل بر اساس مقدار پیروید پالس زلزله به سه دسته تقسیم‌بندی می‌شوند:

$$(۱) \text{ رکوردهای پالس کوتاه (SP) با شرط } t_p < 2s$$

$$(۲) \text{ رکوردهای پالس متوسط (MP) با شرط } 2s \leq t_p \leq 4s$$

$$(۳) \text{ رکوردهای پالس بلند (LP) با شرط } t_p > 4s$$

در این مقاله، زلزله‌های دور از گسل با علامت FF مشخص می‌شوند. این سیستم علامت‌گذاری در کلیه شکل‌ها و جداول رعایت گردیده است.

تمامی رکوردهای پالسی معیارهای ارائه شده توسط بیکر را تأمین نموده و روی خاک نوع ۳ ثبت شده‌اند. مشخصات این رکوردها در جدول (۱) ارائه شده است. مجموعه رکوردهای دور از گسل نیز شامل ۱۰ رکورد فاقد اثر پالسی بوده و روی خاک نوع ۳ ثبت شده‌اند. مشخصات این رکوردها نیز در جدول (۲) ارائه گردیده است. پارامتر پیروید غالب زلزله (T_m) برای مجموعه رکوردهای دور و نزدیک به گسل از رابطه‌ی ارائه شده توسط راجه و همکارانش [۱۸] که بر اساس میانگین‌گیری وزنی مجذور مقادیر طیف فوریه رکورد زلزله در بازه‌ی فرکانسی ۰.۲۵ تا ۲۰ هرتز قرار دارد، محاسبه گردیده است. پیروید غالب زلزله، محتوای فرکانسی بخش غیرپالسی (بخش باقیمانده) نگاشت زلزله را نیز شامل می‌شود. شایان ذکر است که در رابطه با زلزله‌های نزدیک به گسل، بیشترین اثر تخریبی در مؤلفه عمود بر راستای گسلش پدیدار می‌شود.

جدول ۱: مجموعه رکوردهای نزدیک به گسل با خاصیت جهت‌داری

رکوردهای پالس کوتاه (SP set)							
شماره	زلزله و سال وقوع	M _w	R (km)	T _p (s)	T _m (s)	PGV (cm/s)	PGV/PGA (s)
1	1983 Coalinga-05, Oil City	5.8	8.46	0.7	0.47	41	0.05
2	1986 Taiwan SMART1(40), SMART1 M07	6.3	4.04	1.6	1.17	36	0.16
3	1986 N. Palm Springs, North Palm Springs	6.1	4.04	1.4	0.76	74	0.11
4	1987 Whittier Narrows-01, Downey - Co Maint Bldg	6	20.82	0.8	0.7	30	0.13
5	1987 Whittier Narrows-01, LB - Orange Ave	6	24.54	1	0.69	33	0.13
6	1989 Loma Prieta, Gilroy Array #2	6.9	11.07	1.7	0.79	46	0.11
7	2004 Parkfield 02-CA, Fault Zone 9	6	2.85	1.13	0.91	24	0.16
8	1995 Kobe, Japan, Takarazuka	6.9	0.27	1	0.9	73	0.11
9	1995 Kobe, Japan, Takatori	6.9	1.47	1.6	1.28	170	0.25
10	1997 Northwest China-03, Jiashi	6.1	17.73	1.3	0.67	37	0.14
رکوردهای پالس متوسط (MP set)							
شماره	زلزله و سال وقوع	M _w	R (km)	T _p (s)	T _m (s)	PGV (cm/s)	PGV/PGA (s)
1	1979 Imperial Valley-06, El Centro, Array #3	6.5	0.34	2.4	0.92	44	0.13
2	1979 Imperial Valley-06, El Centro Array #6	6.5	1.35	3.8	1.69	112	0.26
3	1980 Irpinia, Italy-01, Sturmo	6.9	10.48	3.1	1.21	41	0.19
4	1981 Westmorland, Parachute Test Site	5.9	16.66	3.6	0.91	36	0.21
5	1987 Superstition Hills-02, Parachute Test Site	6.5	0.95	2.3	1.17	107	0.26
6	1989 Loma Prieta, Alameda Naval Air Stn Hanger	6.9	71	2	1.07	32	0.15
7	1992 Erzincan, Turkey, Erzincan	6.7	4.58	2.72	1.55	95	0.2
8	1992 Cape Mendocino, Petrolia	7	8.18	3	0.75	82	0.14
9	1994 Northridge-01, Jensen Filter Plant	6.7	5.43	3.5	1.07	67	0.13
10	1994 Northridge-01, Newhall - W Pico Canyon Rd	6.7	5.48	2.4	1.63	88	0.21
رکوردهای پالس بلند (LP set)							
شماره	زلزله و سال وقوع	M _w	R (km)	T _p (s)	T _m (s)	PGV (cm/s)	PGV/PGA (s)
1	1979 Imperial Valley-06, EC County Center FF	6.5	7.31	4.5	1.33	54	0.31
2	1979 Imperial Valley-06, El Centro Array #11	6.5	12.45	7.4	0.55	41	0.11
3	1979 Imperial Valley-06, El Centro Array #7	6.5	0.56	4.2	1.37	109	0.24
4	1979 Imperial Valley-06, El Centro Differential Array	6.5	5.09	5.9	0.77	60	0.15
5	1979 Imperial Valley-06, Holtville Post Office	6.5	7.65	4.8	0.81	55	0.22
6	1989 Loma Prieta, Saratoga - Aloha Ave	6.9	8.5	4.5	0.96	56	0.16
7	1992 Landers, Yermo Fire Station	7.3	23.62	7.5	0.96	53	0.24
8	1999 Chi-Chi, Taiwan, CHY101	7.6	9.96	4.8	1.07	85	0.19
9	1999 Chi-Chi, Taiwan, TCU101	7.6	2.13	10	0.87	68	0.33
10	1999 Chi-Chi, Taiwan, TCU136	7.6	8.29	10	0.99	52	0.31

جدول ۲: مجموعه رکوردهای دور از گسل

شماره	زلزله و سال وقوع	M _w	R (km)	T _m (s)	PGV (cm/s)	PGV/PGA (s)
1	Chi-Chi CHY101-W, Taiwan, September 20, 1999	7.6	11.14	1.29	70.64	0.2
2	Imperial Valley, H-E01240, October 15, 1979	6.5	10.4	0.75	31.58	0.1
3	Loma Prieta, G02090, October, 1989	6.9	12.7	0.88	40.21	0.13
4	Loma Prieta, G03090, October 18, 1989	6.9	14.4	0.92	44.72	0.12
5	Northridge, CNP 196, January 17, 1994	6.7	15.8	0.8	60.7	0.15
6	Northridge, LOS000, January 17, 1994	6.7	13	0.7	43.1	0.11
7	Tabas, BOS-T1, September 16, 1978	7.4	26.1	0.77	15.44	0.11
8	Kobe, HIK000, January 16, 1995	6.9	95.72	0.9	20.22	0.23
9	N. Palm Springs, TFS000, July 8, 1986	6.06	64.8	0.37	6.9	0.06
10	Manjil 1990, BHRC Rudсар	7.37	64.67	0.69	11.54	0.12

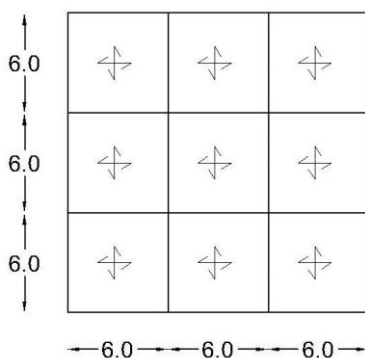
۴- سازه‌های نمونه

برای انجام مطالعات تحلیلی، از پنج قاب خمشی فولادی ویژه ۳ تا ۱۵ طبقه استفاده شده است. این قاب‌ها در واقع قابهای پیرامونی سازه‌هایی هستند که پلان آنها در شکل (۱) نشان داده شده است. طول تمامی دهانه‌های قاب‌ها برابر ۶ متر و ارتفاع تمامی طبقات نیز برابر ۳٫۲ متر می‌باشد. پیکربندی قاب‌های نمونه در شکل (۲) ارائه گردیده است. این سازه‌ها روی خاک نوع ۳ قرار داشته و در منطقه‌ای با

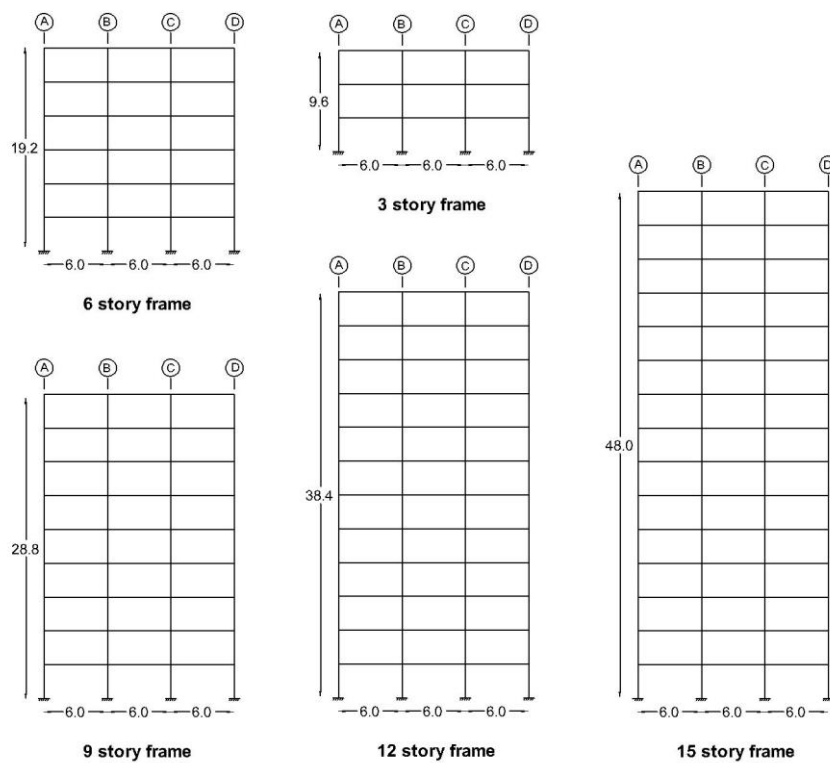
لرزه‌خیزی خیلی زیاد واقع شده‌اند. بنابراین شتاب مبنای طرح برای آنها برابر 0.35g لحاظ گردیده است. بر اساس بارگذاری انجام شده، میزان بار مرده و زنده که به شکل گسترده روی تیرها اعمال می‌شود در تمامی طبقات به ترتیب برابر ۱۲۵۰ و ۳۷۵ کیلوگرم بر متر در نظر گرفته شده است. همچنین برای در نظر گرفتن بار متمرکزی که از سمت قابهای عمود بر صفحه به ستونها وارد می‌شود، بارهای متمرکزی معادل ۶۷۵۰ و ۵۱۷۵ کیلوگرم به ترتیب به ستون‌های میانی و کناری وارد می‌شود. جرم لرزه‌ای تمامی طبقات برابر ۵۰ تن به اضافه وزن اجزای سازه‌ای لحاظ گردیده است. دوره‌ی تناوب تحلیلی قاب ۳ طبقه برابر ۰.۸۵ ثانیه می‌باشد که تا مقدار ۱.۹۸ ثانیه برای قاب ۱۵ طبقه افزایش می‌یابد. تمامی قابها منظم بوده و بازه‌ی ارتفاعی کوتاه تا بلندمرتبه را پوشش می‌دهند. این نکته قابل ذکر است که برای قابهای بلندتر، استفاده از سیستم قاب خمشی به تنهایی مجاز نیست. مصالح به کار رفته در تیرها و ستونها همگی از نوع St 37 با مدول ارتجاعی برابر ۲۱۰ گیگاپاسکال و تنش تسلیم ۲۴۰ مگاپاسکال، در نظر گرفته شده است. طراحی سازه‌ای قابها نیز مطابق ضوابط مبحث دهم مقررات ملی ساختمان [۱۹] و با استفاده از روش طراحی حالات حدی انجام گرفته است. در طراحی سازه‌ها از مدل‌های سه‌بعدی استفاده شده و تحلیل استاتیکی معادل برای تعیین کمیت‌های پاسخ لرزه‌ای سازه‌ها مورد استفاده قرار گرفته است. البته ذکر این نکته لازم است که در طراحی قاب‌های خمشی (به ویژه قاب‌های میان مرتبه و بلندمرتبه) معیار حاکم عموماً کنترل مقادیر پاسخ تغییرمکان نسبی طبقات مطابق ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ می‌باشد. بر این اساس نسبت تغییرمکان نسبی واقعی طبقات در طبقات قاب ۳ طبقه کمتر از ۰.۰۲۵ و برای سایر قاب‌ها کمتر از ۰.۰۲ می‌باشد. به همین دلیل، نسبت تنش در بیشتر المانهای سازه‌ای مقادیری به مراتب کمتر از واحد دارد. طراحی سازه‌های نمونه در محیط نرم‌افزار ETABS 2015 انجام شده و مقاطع طراحی شده برای قاب‌های نمونه در جدول (۳) نشان داده شده‌اند.

در ادامه و به منظور انجام تحلیل‌های تاریخچه‌زمانی غیرخطی، از مدل‌های دوبعدی استفاده شده است که در محیط نرم‌افزار SeismoStruct v7.4.0 تهیه شده‌اند [۲۰]. این نرم‌افزار به طور ویژه برای تحلیل قابهای سازه‌ای تحت بارهای لرزه‌ای طراحی شده و اخیراً کاربرد زیادی در حوزه‌ی تحقیقات مهندسی زلزله پیدا کرده است. این نرم‌افزار قابلیت مدلسازی رفتار غیرخطی هندسی مرتبه دوم و نیز رفتار غیرخطی مصالح را داراست. در این کار پژوهشی، برای تعریف رفتار غیرخطی اجزای سازه‌ای از المان‌های فیبری با رفتار غیرخطی محدود (FBPH) استفاده شده است [۲۱]. در این نوع المانها، رفتار غیرخطی به صورت گسترده در دو بخش انتهایی که طول آن توسط کاربر قابل تعریف است، مدلسازی می‌شود. نتایج تحلیل‌های حساسیت نشان می‌دهد که اگر طول ناحیه‌ی پلاستیک انتهایی برابر ۱۵٪ طول کل عضو در نظر گرفته شود، نتایج دقیق‌تری حاصل می‌گردد. مزیت استفاده از مدل‌های فیبری این است که اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی به صورت لحظه‌ای و با دقت مناسب در نظر گرفته می‌شود.

رفتار چرخه‌ای مصالح فولادی به صورت دوخطی ارتجاعی-خمیری با سخت‌شدگی کرنشی ۳ درصد تعریف شده است. سطح مقطع المان‌ها نیز برای حصول دقت کافی به ۲۰۰ فیبر که در امتداد طول عضو گسترش می‌یابند، تقسیم‌بندی شده است. تحلیل‌ها در فضای دوبعدی انجام شده و از اثرات پیچش در المانها صرف نظر شده است. کف‌های سازه‌ای به صورت دیافراگم صلب در نظر گرفته شده‌اند. شرایط تکیه‌گاهی در تمامی موارد به صورت گیردار بوده و از اثرات اندرکنش خاک-سازه صرف نظر شده است.



شکل ۱: پلان سازه‌های نمونه.



شکل ۲: پیکربندی قاب‌های نمونه.

جدول ۳: مقاطع طراحی تیرها و ستون‌ها برای قاب‌های نمونه

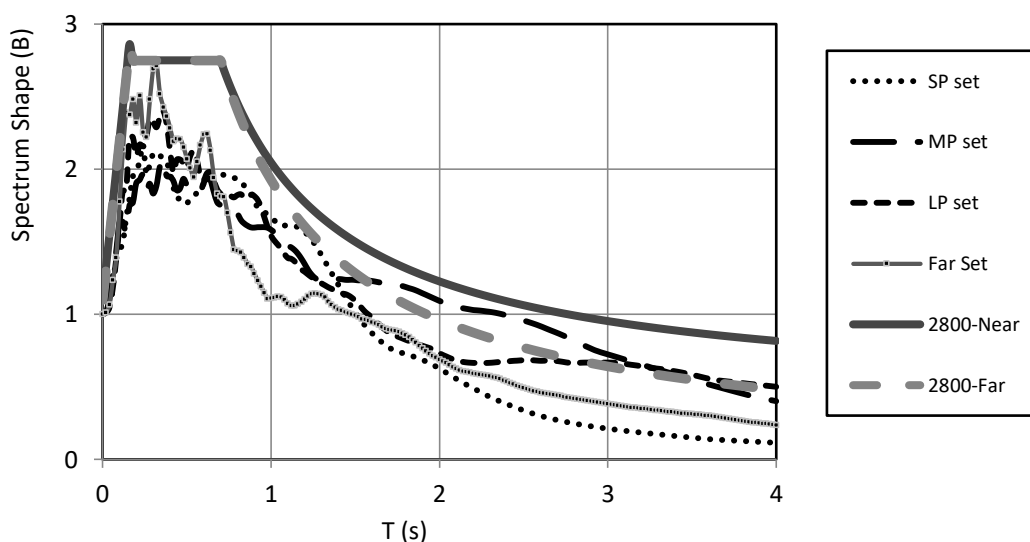
تیرها	ستون‌های میانی	ستون‌های گوشه	طبقه	قاب نمونه
ipe 550	Box 400x400x30	Box 360x360x28	1-3	۱۵ طبقه
ipe 550	Box 360x360x28	Box 320x320x25	4-6	
ipe 550	Box 340x340x25	Box 280x280x20	7-10	
ipe 500	Box 340x340x25	Box 260x260x2	11	
ipe 450	Box 320x320x20	Box 240x240x20	12-13	
ipe 360	Box 240x240x16	Box 220x220x14.5	14-15	
ipe 500	Box 380x380x28	Box 320x320x25	1-3	۱۲ طبقه
ipe 500	Box 340x340x28	Box 280x280x25	4-5	
ipe 450	Box 340x340x28	Box 280x280x25	6	
ipe 450	Box 320x320x25	Box 260x260x25	7-8	
ipe 450	Box 280x280x20	Box 240x240x16	9	
ipe 400	Box 280x280x20	Box 240x240x16	10	
ipe 360	Box 240x240x14	Box 220x220x12.5	11-12	۹ طبقه
ipe 450	Box 360x360x25	Box 300x300x25	1-3	
ipe 450	Box 320x320x25	Box 260x260x25	4-5	
ipe 400	Box 300x300x25	Box 240x240x20	6-7	
ipe 360	Box 240x240x12.5	Box 220x220x12.5	8-9	۶ طبقه
ipe 400	Box 320x320x22	Box 280x280x22	1-2	
ipe 400	Box 300x300x20	Box 260x260x20	3-4	
ipe 360	Box 240x240x20	Box 220x220x14	5-6	۳ طبقه
ipe 360	Box 240x240x16	Box 220x220x12	1-3	

۵- نتایج و بحث

در این بخش نتایج حاصل از تحلیل‌های طیف ارتجاعی رکوردهای زلزله، تحلیل‌های دینامیکی افزایشی و نهایتاً برآورد مقادیر ضرایب اصلاح طیف ارتجاعی و غیرارتجاعی ارائه می‌شود.

۵-۱- طیف‌های پاسخ شتاب رکوردهای زلزله

در ابتدا شکل طیف پاسخ شتاب برای مجموعه رکوردهای انتخاب شده از حل معادله‌ی پاسخ سیستم‌های یک درجه آزاد با میرایی ۵ درصد و پریودهای ۰,۱ تا ۴ ثانیه محاسبه شده و به همراه شکل طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ (ضریب بازتاب) به صورت خام (B_1) و اصلاح شده (NB_1) در شکل (۳) نشان داده شده است. در تهیه منحنی‌های شکل طیف پاسخ مجموعه رکوردهای زلزله، ابتدا رکوردها به مقدار شتاب گرانش نرمال شده و سپس طیف حاصل از مجموعه رکوردها میانگین‌گیری شده است. از آنجا که دوره تناوب تجربی سازه‌های نمونه بین ۰,۵۵ تا ۱,۸۲ ثانیه (و پریود مود اول ارتعاش بین ۰,۸۵ تا ۱,۹۸ ثانیه) می‌باشد و انتظار می‌رود این مقادیر در ناحیه‌ی غیرخطی نهایتاً تا ۱,۵ برابر افزایش یابند [۱]، مقادیر طیفی در حد کمتر از ۳ ثانیه اهمیت زیادی دارند. البته پریودهای کوتاه نیز به خاطر اثر مودهای بالاتر حائز اهمیت هستند. به طور کلی پراکندگی مقادیر پاسخ طیفی در محدوده‌ی پریودهای کوتاه بیشتر است.

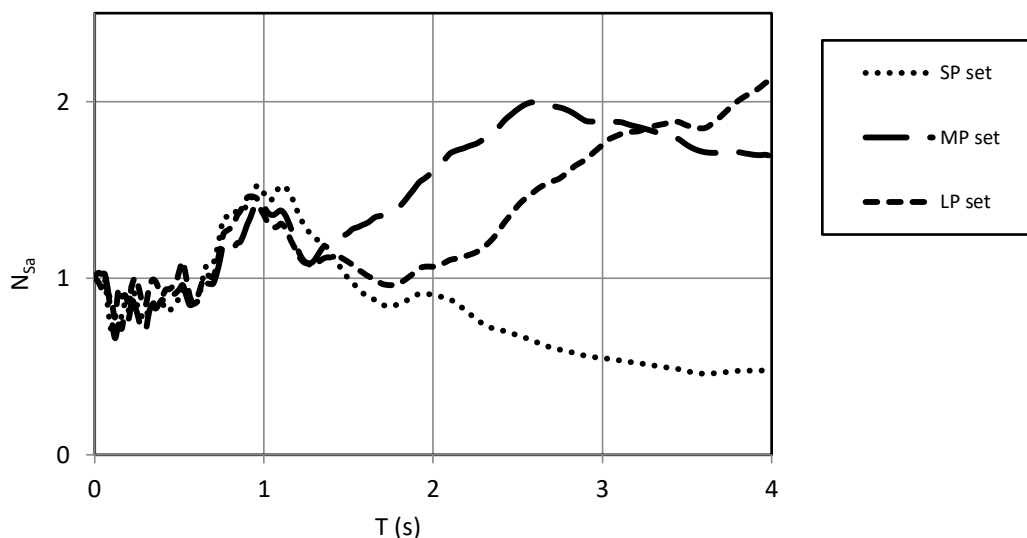


شکل ۳: شکل طیف پاسخ مجموعه رکوردهای دور و نزدیک به گسل.

همانطور که مشاهده می‌شود، طیف پاسخ زلزله وابستگی زیادی به پریود پالس آنها دارد. برای مثال طیف رکوردهای پالس-کوتاه در محدوده‌ی پریودهای کم مقادیر زیادی دارد اما در ناحیه‌ی پریودهای متوسط و بلند نسبت به سایر رکوردها مقادیر کمتری دارد. برعکس، رکوردهای پالس بلند (LP) در پریودهای بلند نسبت به سایر رکوردها مقدار بیشتری دارند، اما به طور کلی در ناحیه‌ی پریودهای کاربردی (تقریباً بین ۰,۷ تا ۳ ثانیه) رکوردهای پالس متوسط پاسخ طیفی بزرگتری ایجاد می‌کنند. تقریباً در تمام بازه‌ی پریودی، طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ برای زلزله‌های نزدیک به گسل روی سایر طیف‌ها قرار دارد. این مشاهدات نشان می‌دهد که اولاً طیف پاسخ رکوردهای زلزله بستگی زیادی به پریود پالس غالب آن دارد و ثانیاً طیف طرح آیین‌نامه می‌تواند به طور مناسبی قدرت تخریبی زلزله‌های نزدیک به گسل روی سیستم‌های

ارتجاعی یک درجه آزاد را در نظر بگیرد. با توجه به اینکه پریود پالس زلزله‌های نزدیک به گسل در بازه‌ی نسبتاً وسیعی جای می‌گیرند (مطابق جدول ۱)، می‌بایست این نکته با دقت زیاد در طراحی سیستم‌های مختلف سازه‌ای مدنظر قرار گیرد.

در ادامه، نسبت مقادیر میانگین طیف پاسخ شتاب هر یک از مجموعه رکوردهای نزدیک به گسل به میانگین طیف پاسخ رکوردهای دور از گسل محاسبه شده و منحنی‌های به دست آمده در شکل (۴) نشان داده شده است.



شکل ۴: نسبت میانگین مقادیر طیف پاسخ شتاب رکوردهای نزدیک به گسل به رکوردهای دور از گسل (N_{Sa}).

همانطور که در شکل (۴) نشان داده شده است، برای پریودهای بزرگتر از ۰/۶۵ ثانیه طیف زلزله‌های نزدیک به گسل به تدریج از طیف زلزله‌های دور از گسل فاصله می‌گیرد. این مشاهده سازگاری مناسبی با تحقیقات گذشته دارد [۲۲].

نسبت میانگین پاسخ طیفی رکوردهای نزدیک به گسل به رکوردهای دور از گسل در پریودهای بزرگ می‌تواند تا مقدار ۲ افزایش یابد. این نتیجه با مقادیر اصلاح طیفی ارائه شده در آیین‌نامه UBC97 تطابق مناسبی دارد اما نسبت به مقادیر اصلاح طیفی در استاندارد ۲۸۰۰ بزرگتر است.

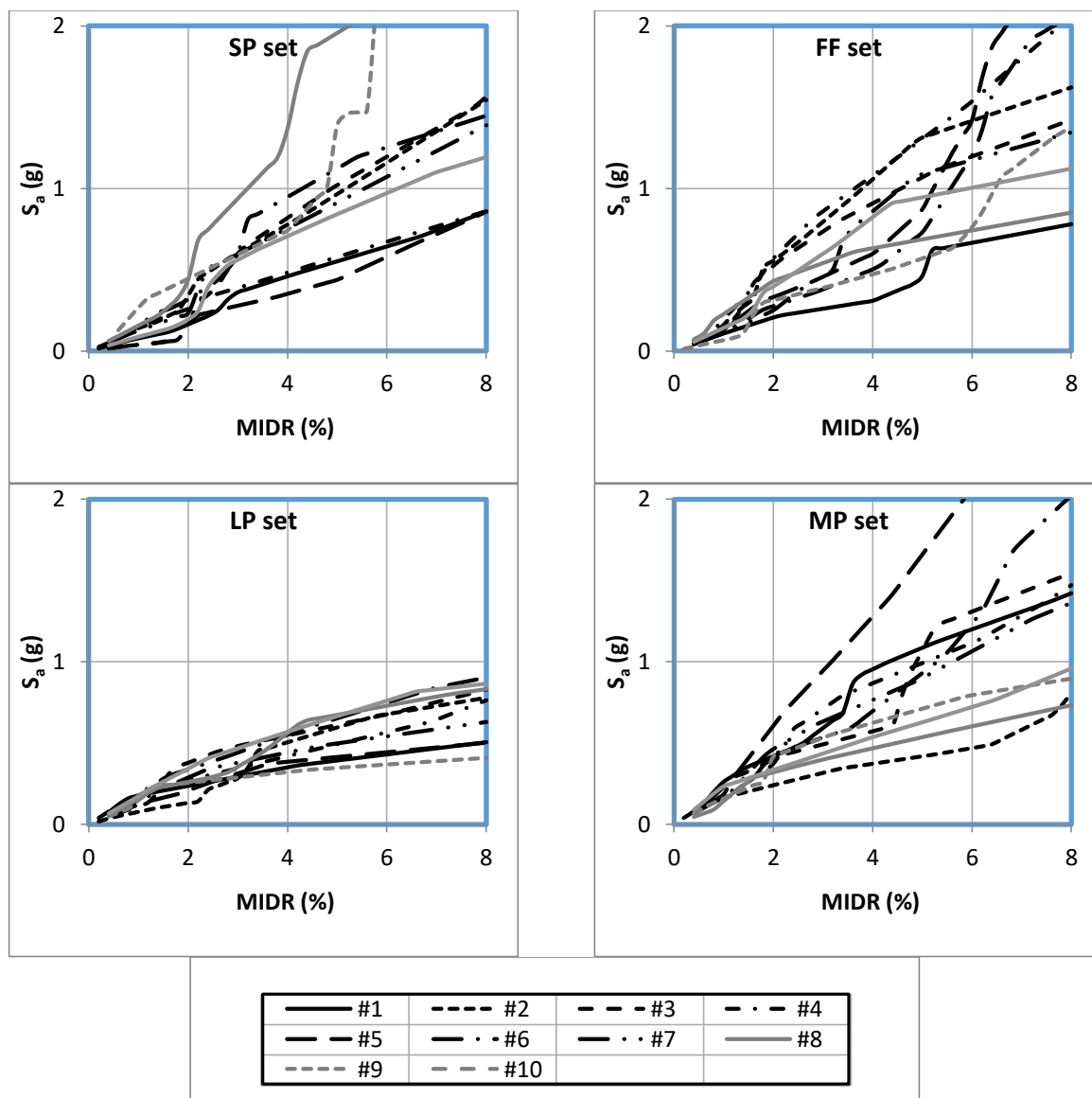
در ادامه با بررسی پاسخ غیرخطی سازه‌های نمونه این موضوع بررسی می‌شود که آیا اصلاح طیف ارتجاعی برای در نظر گرفتن قدرت تخریبی زلزله‌های نزدیک به گسل روی سیستم‌های سازه‌ای چند درجه آزاد در ناحیه‌ی رفتار غیرارتجاعی کفایت می‌کند یا خیر. همچنین مقادیر ضریب اصلاح N در ناحیه‌ی رفتار غیرارتجاعی برآورد می‌شود.

۵-۲- تحلیل‌های دینامیکی افزایشی (IDA)

هدف اصلی از انجام تحلیل‌های دینامیکی افزایشی، ارزیابی پاسخ لرزه‌ای سازه‌های نمونه در شدت‌های لرزه‌ای مختلف و برآورد نیازهای لرزه‌ای در دو سطح خطر زلزله‌ی طرح و زلزله‌ی خیلی شدید می‌باشد. بر این اساس، سطوح خطر ذکر شده به صورت زیر تعریف می‌شوند:

- ۱) سطح خطر زلزله طرح در مناطق با لرزه‌خیزی خیلی زیاد، معادل $PGA=0.35g$
- ۲) سطح خطر شدیدترین زلزله‌ی محتمل با فرض $PGA=0.53g$ (برای در نظر گرفتن آثار زلزله‌های فوق العاده شدید در سازه‌های بسیار مهم)

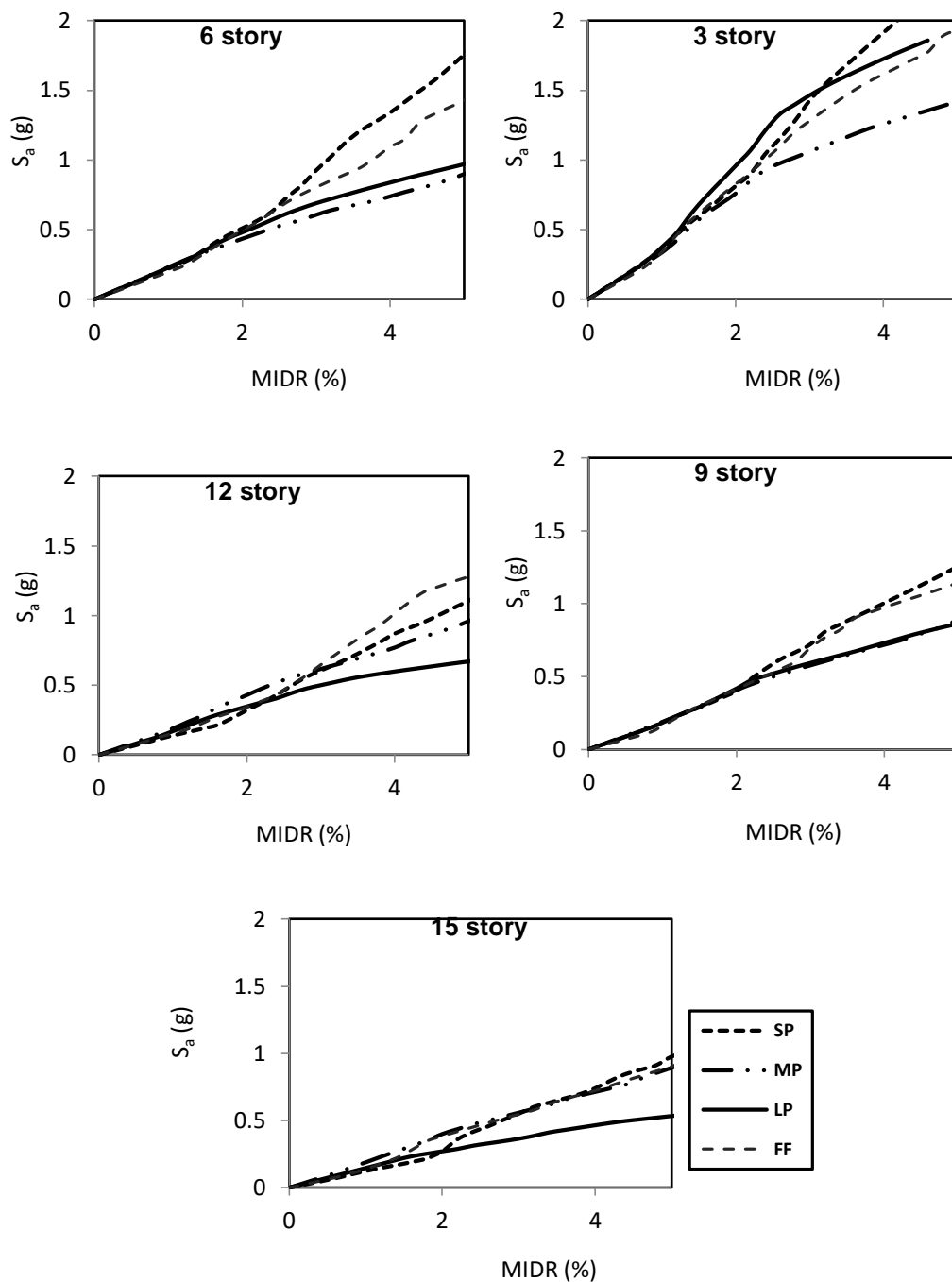
بنابراین، در انجام تحلیل‌های دینامیکی افزایشی، ضرایب مقیاس بنجوی انتخاب شده‌اند که علاوه بر پیش‌بینی پاسخ لرزه‌ای سازه‌ها در شدت‌های لرزه‌ای مختلف، سطوح خطر ذکر شده نیز در نظر گرفته شوند. به عنوان نمونه، نتایج حاصل از تحلیل‌های دینامیکی افزایشی برای سازه‌ی ۱۵ طبقه تحت مجموعه رکوردهای انتخابی در شکل (۵) نشان داده شده است.



شکل ۵: نتایج تحلیل دینامیکی افزایشی برای قاب ۱۵ طبقه.

در شکل ۵، شماره رکوردها منطبق بر شماره‌گذاری ارائه شده در جداول (۱) و (۲) می‌باشد.

همانطور که مشاهده می‌شود، پاسخ لرزه‌ای سازه‌ی نمونه در مقابل بارهای لرزه‌ای مختلف در مقادیر یکسان از شتاب طیفی نیز یکسان نیست و تفاوت عمده‌ای بین آنها وجود دارد. برای اینکه بتوان مقایسه‌ای بین پاسخ لرزه‌ای سازه‌ها تحت انواع رکوردهای مختلف انجام داد، میانگین منحنی IDA برای هر یک از سازه‌ها و هر یک از مجموعه رکوردها محاسبه شده و در شکل (۶) نشان داده شده است. پارامتر $N_{DR|Sa}$ با استفاده از این منحنی‌ها مورد ارزیابی قرار می‌گیرد.



شکل ۶: منحنی میانگین IDA برای قاب‌های نمونه تحت انواع رکوردهای زلزله.

مطابق آنچه در شکل بالا نشان داده شده است، با افزایش میزان شدت لرزه‌ای اختلاف بین آثار رکوردهای مختلف افزایش چشم‌گیری پیدا می‌کند. به طور کلی با وارد شدن پاسخ سازه‌ها به ناحیه‌ی رفتار غیرارتجاعی تأثیر دسته رکوردهای مختلف نیز تغییر می‌کند. به طور مثال، در ناحیه‌ی دررفت‌های زیاد، شیب منحنی مربوط به رکوردهای پرپود کوتاه افزایش پیدا می‌کند. این به معنای کاهش قدرت تخریبی این نوع رکوردها نسبت به سایر انواع تحریکات لرزه‌ای در ناحیه‌ی رفتار غیرارتجاعی می‌باشد. دلیل این امر، افزایش پرپود ارتعاش سازه‌ها در ناحیه‌ی رفتار غیرخطی و فاصله گرفتن پرپود ارتعاش از پرپود غالب تحریکات پالس-کوتاه می‌باشد.

۵-۳- تعیین ضرایب اصلاح طیف

در این بخش، ضرایب اصلاح طیف با استفاده از نتایج به دست آمده از تحلیل‌های تاریخچه‌زمانی و تلفیق آن با نتایج تحلیل‌های طیف پاسخ رکوردهای زلزله، برآورد می‌شود.

با توجه به اینکه در استاندارد ۲۸۰۰ سطح خطر لرزه‌ای برای سازه‌هایی که در منطقه‌ی با لرزه‌خیزی خیلی زیاد قرار دارند معادل ۰,۳۵، شتاب گرانش می‌باشد و با فرض اینکه شدت لرزه‌ای معادل سطح خطر زلزله‌های بسیار شدید (MCE)، معادل ۱/۵ برابر این مقدار باشد، ضریب اصلاح طیف غیرارتجاعی به طور جداگانه برای این دو سطح خطر برآورد می‌شود.

در ابتدا پارامتر N_{Sa} که اختلاف پاسخ طیف ارتجاعی رکوردهای دور و نزدیک می‌باشد، برای پیوندهای معادل پیوند اصلی ارتعاش پنج قاب نمونه، با استفاده از منحنی‌های ارائه شده در شکل (۴) محاسبه می‌شود.

جدول ۴: نسبت طیف پاسخ شتاب زلزله‌های نزدیک به گسل به دور از گسل (N_{Sa}) برای سازه‌های نمونه

	۱۵ طبقه	۱۲ طبقه	۹ طبقه	۶ طبقه	۳ طبقه
رکوردهای پالس کوتاه	0.71	0.69	0.79	1.16	1.33
رکوردهای پالس متوسط	1.25	1.12	1.09	0.98	1.17
رکوردهای پالس بلند	0.84	0.81	0.88	0.97	1.33

در گام بعدی، پارامتر $N_{DR|Sa}$ برای هر یک از مجموعه رکوردهای نزدیک به گسل از تقسیم پاسخ حداکثر دریافت سازه تحت آن مجموعه رکورد بر میانگین پاسخ به دست آمده از رکوردهای دور از گسل برآورد می‌شود. لازم به ذکر است که برای دو سطح خطر شدید و خیلی شدید، مقدار شتاب طیفی از حاصل ضرب حداکثر شتاب (0.35g و 0.53g) در ضریب بازتاب استاندارد ۲۸۰۰ (B) محاسبه می‌شود ($S_a = A \times B$).

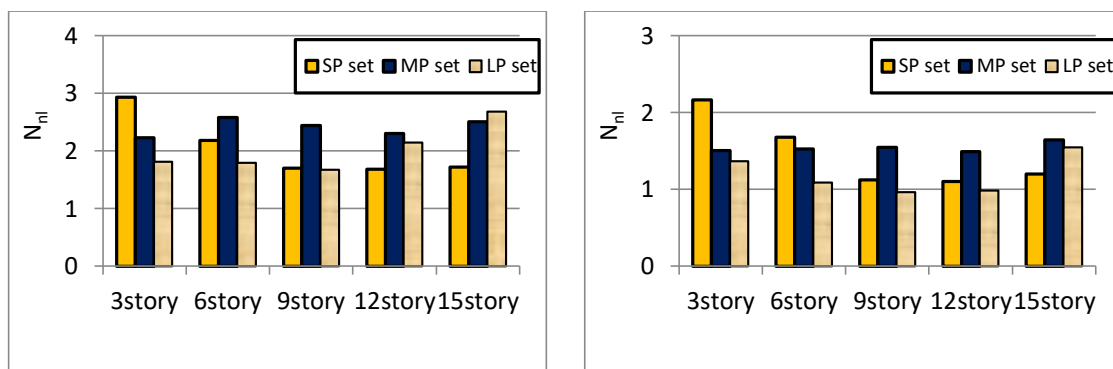
جدول ۵- پارامتر $N_{DR|Sa}$ برای سازه‌های نمونه در شدت لرزه‌ای 0.35g

نوع رکورد	۱۵ طبقه	۱۲ طبقه	۹ طبقه	۶ طبقه	۳ طبقه
رکوردهای پالس کوتاه	1.68	1.61	1.42	1.45	1.63
رکوردهای پالس متوسط	1.32	1.26	1.42	1.56	1.29
رکوردهای پالس بلند	1.85	1.34	1.09	1.12	1.02

جدول ۶- پارامتر $N_{DR|Sa}$ برای سازه‌های نمونه در شدت لرزه‌ای 0.53g

	۱۵ طبقه	۱۲ طبقه	۹ طبقه	۶ طبقه	۳ طبقه
رکوردهای پالس کوتاه	2.4	2.24	2.15	1.88	2.2
رکوردهای پالس متوسط	2.01	1.98	2.24	2.63	1.92
رکوردهای پالس بلند	3.21	2.77	1.9	1.84	1.36

در گام بعدی مقدار ضریب اصلاح طیف غیرارتجاعی با استفاده از رابطه (۲) برآورد می‌شود. نتایج این بخش در شکل (۷) ارائه گردیده است.



شکل ۷: مقادیر ضرایب اصلاح طیف غیرارتجاعی (N_{nl}) برای انواع رکوردهای نزدیک به گسل برای سطح خطر طرح (شکل سمت راست) و سطح خطر خیلی شدید (شکل سمت چپ).

بر اساس نتایج ارائه شده در شکل (۷)، مشخص می‌شود که مقادیر ضریب اصلاح طیف غیرارتجاعی برای سطوح خطر شدیدتر بیشتر است. به عبارت دیگر، اثر تخریبی زلزله‌های نزدیک به گسل در شدت‌های لرزه‌ای زیاد، آشکارتر است. نکته دیگر این است که بر اساس مشاهدات این تحقیق، رابطه‌ی مشخصی بین دوره‌ی تناوب اصلی سازه (که خود تابعی از ارتفاع سازه است) و مقدار ضریب اصلاح طیفی، قابل استنباط نیست. یکی از دلایل این موضوع افزایش پریود ارتعاش سازه‌ها در ناحیه‌ی رفتار غیرخطی است که باعث می‌شود سازه‌های کوتاه نیز تحت تأثیر ارتعاشات پالس‌های پریود متوسط و بلند قرار گیرند، نکته‌ای که در مطالعه‌ی طیف طرح ارتجاعی در نظر گرفته نمی‌شود. برآورد می‌شود که پریود ارتعاش قاب‌های خمشی فولادی تحت رکوردهای زلزله‌های شدید به طور متوسط تا دو برابر زمان تناوب ارتجاعی افزایش یابد [۲۳]. نکته دیگر آن است که برخی از آثار تخریبی رکوردهای پالسی برای سازه‌های مختلف یکسان است. برای مثال، بخش مهمی از قدرت تخریبی رکوردهای پالسی شکل ناشی از تخلیه‌ی میزان انرژی زیاد در زمان کوتاه می‌باشد [۲۴] که این موضوع برای تمامی سازه‌های نمونه وجود دارد. همچنین، در نظر گرفتن رکوردهای پالس کوتاه سبب می‌شود آثار مخرب زلزله‌های پالسی بر سازه‌های کوتاه‌مرتبه نیز لحاظ گردد. به طور کلی، مقادیر برآورد شده بیشتر از مقادیری هستند که آیین‌نامه پیش‌بینی می‌کند. این نکته در رابطه با سازه‌های کوتاه‌تر آشکارتر است. برای روشن شدن این مطلب، مقدار میانگین و حداکثر ضریب اصلاح به دست آمده برای سه مجموعه رکورد نزدیک به گسل همراه با مقادیر آیین‌نامه‌ای در جدول (۷) ارائه شده است.

جدول ۷: ضرایب اصلاح طیف غیرارتجاعی برای سازه‌های قاب خمشی فولادی

قاب نمونه	دوره تناوب تجربی	مقدار آیین‌نامه‌ای	PGA=0.35g		PGA=0.53g	
			بیشینه	میانگین	بیشینه	میانگین
۳ طبقه	0.55	1.0	2.10	1.68	2.90	2.32
۶ طبقه	0.92	1.05	1.68	1.43	2.60	2.18
۹ طبقه	1.24	1.12	1.55	1.21	2.45	1.94
۱۲ طبقه	1.54	1.18	1.39	1.21	2.31	1.98
۱۵ طبقه	1.82	1.24	1.64	1.46	2.70	2.30

با توجه به مقادیر ارائه شده در جدول (۷) مشخص می‌شود که ضریب اصلاح طیفی برای شدت‌های لرزه‌ای مختلف تفاوت زیادی دارد. این نکته به طور ضمنی در استاندارد ۲۸۰۰ و با تقسیم‌بندی رابطه‌ی ضریب اصلاح طیفی برای مناطق با لرزه‌خیزی زیاد و خیلی زیاد با مناطق با خطر کم و متوسط مورد نظر قرار گرفته است. هر چند مبنای ضرایب اصلاح طیفی برای منطقه لرزه‌خیزی خیلی زیاد شتاب مبنای 0.35g می‌باشد، اما افزایش مقادیر برآورد شده برای ضریب اصلاح طیفی در شدت‌های لرزه‌ای بزرگتر این هشدار را می‌دهد که در صورت وقوع زلزله‌های نزدیک به گسل با شدت‌های بزرگتر از زلزله‌ی طرح، سازه‌های قاب خمشی ممکن است خسارات زیادی را متحمل شوند. در مجموع به نظر می‌رسد رابطه‌ی ارائه شده در آیین‌نامه ۲۸۰۰ برای ضریب اصلاح طیفی نمی‌تواند به طور کامل قدرت تخریبی

زلزله‌های نزدیک به گسل با خاصیت جهت‌داری را پوشش دهد. این موضوع برای سازه‌های کوتاه‌مرتبه که دوره‌ی تناوب کمتری دارند بحرانی‌تر است، زیرا مقدار ضریب اصلاح پیش‌بینی شده توسط آیین‌نامه برای این سازه‌ها نزدیک به واحد است. به نظر می‌رسد ضریب اصلاح طیفی در حدود $1/4$ تا $1/5$ بتواند اطمینان قابل قبول‌تری را نسبت به مقادیر کنونی آیین‌نامه حاصل آورد. نتایج حاصل از تحقیقات سایر محققین نیز نشان داده است که اثر تخریبی زلزله‌های نزدیک به گسل در شدت‌های زیاد نمی‌تواند صرفاً از طریق اصلاح طیف ارتجاعی یک درجه آزاد در نظر گرفته شود [۲۵]. برای مثال، گرامی و عبدالله‌زاده نشان داده‌اند که زلزله‌های حاوی آثار جهت‌داری می‌توانند نیاز شکل‌پذیری سازه‌های قاب خمشی را در محدوده‌ی غیرخطی تا $2/5$ برابر زلزله‌های دور از گسل افزایش دهند [۹]. بنابراین، برای در نظر گرفتن این آثار در طراحی سیستم‌های سازه‌ای، ضرایب اصلاح طیفی باید افزایش یابند.

۶- نتیجه‌گیری

در این مقاله ضریب اصلاح طیف طرح برای طراحی سازه‌های قاب خمشی فولادی در حوزه‌ی نزدیک به گسل با در نظر گرفتن مشخصات رفتار لرزه‌ای آنها در محدوده‌ی پاسخ غیرارتجاعی مورد ارزیابی قرار گرفت. برای این منظور از یک مجموعه رکورد دور از گسل و سه مجموعه مختلف از رکوردهای نزدیک به گسل با بازه‌های مختلف پیوند پالس استفاده گردید. در گام اول ضرایب اصلاح طیف پاسخ برای سیستم‌های یک درجه آزاد ارتجاعی مورد بررسی قرار گرفت و در ادامه با استفاده از نتایج تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی، مشخصات رفتار غیرارتجاعی سازه‌ها وارد محاسبات ضریب اصلاح طیف گردید. بر اساس نتایج به دست آمده می‌توان عنوان داشت که ضرایب ارائه شده در ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ نمی‌تواند به طور کامل آثار زلزله‌های نزدیک به گسل بر پاسخ غیرخطی سازه‌های قاب خمشی فولادی را نمایندگی کند. به ویژه اگر زلزله‌هایی با شدت خیلی شدید رخ دهند، خسارات وارده بر سیستم‌های قاب خمشی می‌تواند بسیار شدید باشد.

نتایج به دست آمده نشان می‌دهد که به طور میانگین، ضریب اصلاح طیفی برای شدت لرزه‌ای $0.35g$ مقداری بین 1.2 تا 1.7 دارد که بزرگتر از مقادیر پیش‌بینی شده توسط آیین‌نامه می‌باشد. به ویژه این اختلاف برای سازه‌های کوتاه‌مرتبه که دوره تناوب کمتری دارند، بارزتر است. در صورتی که زلزله‌هایی با شدت لرزه‌ای بزرگتر (مثلاً $PGA=0.53g$) مورد نظر باشند، وضعیت در خلاف جهت اطمینان خواهد بود.

همچنین نتایج حاصله حاکی از آن است که علیرغم ارتباط معنادار بین ضریب اصلاح ارتجاعی سیستم‌های یک درجه آزاد با دوره‌ی تناوب اصلی ارتعاش سازه‌ها، رابطه‌ی منظمی بین دوره‌ی تناوب اصلی سازه و مقدار ضریب طیف غیرارتجاعی وجود ندارد.

مراجع

- [1] Building & Housing Research Center, (2015). Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings (Standard No. 2800) 4th edition. Tehran.
- [2] Somerville, PG. (2005). Engineering Characterization of near-fault ground motions. In: NZSEE Conference, Planning and Engineering for Performance in Earthquake. Taupo, New Zealand.
- [3] Kalkan, E.; Sashi, K.; Kunnath. (2006). Effects of Fling Step and Forward Directivity on Seismic Response of Buildings. *Earthquake Spectra*, 22(2), 367-390.
- [4] Gerami, M.; Siahpolo, N.; Vahdani, (2015)., Effects of higher modes and MDOF on strength reduction factor of elastoplastic structures under far and near-fault ground motions. *Ain Shams Engineering Journal*, In Press.
- [5] Somerville, PG.; Smith, NF.; Graves, RW.; Abrahamson NA. (1997). Modification of empirical strong ground motion attenuation relations to include the amplitude and duration effects of rupture directivity. *Seismological Research Letters*, 68(1), 199-222.
- [6] Alavi, B.; Krawinkler, H. (2001). Effects of near-fault ground motions on frame structures. Report No. 138. California: The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University.
- [7] Sehhati, R.; Rodriguez-Marek, A.; ElGawady, M.; William, F. (2011). Effects of near-fault ground motions and equivalent pulses on multi-story structures. *Engineering Structures*, 33. 767-779.
- [8] Su, F.; Anderson, JG.; Zeng, Y. (2006). Characteristics of ground motion response spectra from recent large earthquakes and their comparison with IEEE Standard 693. In: Proceedings of the 8th United States National Conference on Earthquake Engineering (8NCEE), San Francisco, CA.

- [9] Gerami, M.; Abdollahzadeh, D. (2012). Estimation of forward directivity effect on design spectra in near field of fault. *Journal of Basic and Applied Scientific Research*, 2(1), pp. 8670–8686.
- [10] Gillie, JM.; Rodriguez-Marek, A.; McDaniel, C. (2010). Strength reduction factors for near-fault forward-directivity ground motions. *Engineering Structures*, 32, 273–285.
- [11] Soltangharai, V.; Razi, M.; Gerami, M. (2016). Comparative Evaluation of Behavior Factor of SMRF Structures for Near and Far Fault Ground Motions. *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, 60(1), 75-82.
- [12] Iwan, WD. (1997). Drift spectrum: Measure of demand for earthquake ground motions. *Journal of Structural Engineering*, 123 (4), 397–404.
- [13] Dixiong, YJP.; Gang, L. (2010). Interstory drift ratio of building structures subjected to near-fault ground motions based on generalized drift spectral analysis. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30, 1182–1197.
- [14] Ghobarah, A.; ElSheikh, AI. (2003). Response of structures to near-fault ground motion. In: 4th International Conference of Earthquake Engineering and Seismology. Tehran.
- [15] Baker, JW. (2007). Quantitative Classification of Near-Fault Ground Motions. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 97(5), 1486–1501.
- [16] Shahi, SK.; Baker, JW. (2014). An efficient algorithm to identify strong velocity pulses in multi-component ground motions. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 104(5), 2456–2466.
- [17] Kumar, M.; Stafford, PJ.; Elghazouli, AY. (2013). Seismic shear demands in multi-storey steel frames designed to Eurocode 8. *Engineering Structures*, 52, 69–87.
- [18] Rathje, EM.; Faraj, F.; Russel, S.; Bray, JD. (2004). Empirical relationships for frequency content parameters of earthquake ground motions. *Earthq. Spectra*, 20(1), 119–44.
- [19] Ministry of roads and Urban Development, (213). Iranian National Building Code for Steel Structures-Part 10. Tehran.
- [20] SeismoStruct. A computer program for static and dynamic analysis for framed structures, Version 7.0.4, Available in URL: [www.seismosoft.com\(online\)\(2015\)](http://www.seismosoft.com(online)(2015))
- [21] Scott, MH.; Fenvese, GL. (2006). Plastic hinge integration method for force-based beam-column elements. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 132(2), 244-252.
- [22] Stewart, JP.; Chiou, SJ.; Bray, JD.; Graves, RW.; Somerville, PG.; Abrahamson, NA. (2001). Ground Motion Evaluation Procedures for Performance-Based Design. Research Report Conducted Under Grant no.EEC-9701568 from the National Science Foundation. University of California: Berkeley, CA, 63–88.
- [23] National Institute of Standards and Technology, NIST GCR 11-917-15, (2011). Selecting and Scaling Earthquake Ground Motions for Performing Response-History Analyses, NEHRP Consultants Joint Venture, Page 56.
- [24] Lin, KC.; Lin, CJ.; Chen, JY.; Chang, HY. (2010). Seismic reliability of steel framed buildings. *Structural Safety*, 32, 178-182.
- [25] Baker, JW.; Cornell, CA. (2008). Vector-valued intensity measures for pulse-like near-fault ground motions. *Engineering Structures*, 30, 1048-1057.