



مقایسه ضرایب عملکرد لرزه‌ای مورد نیاز در سیستم قاب خمشی ویژه فولادی تحت تأثیر زلزله‌های حوزه دور با حوزه نزدیک

کاوه موسوی درزیکلائی، تورج تقی‌خانی*

دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، تهران، ایران

تاریخچه داوری:

دریافت: ۲۸ تیر ۱۳۹۴
بازنگری: ۱۲ مرداد ۱۳۹۵
پذیرش: ۶ شهریور ۱۳۹۵
ارائه آنلاین: ۱۵ آبان ۱۳۹۵

کلمات کلیدی:

ضرایب عملکرد لرزه‌ای
زلزله حوزه نزدیک
قاب خمشی ویژه فولادی
آنالیز دینامیکی افزایشی
آنالیز استاتیکی افزایشی

چکیده: تفاوت رفتار سیستم‌های مختلف سازه‌ای تحت زمین لرزه‌های ثبت شده در حوزه نزدیک، بررسی و بازنگری ضرایب طراحی لرزه‌ای این سیستم‌ها را اجتناب‌ناپذیر نموده است. این مطالعه به ارزیابی «ضرایب عملکرد لرزه‌ای» قاب خمشی ویژه فولادی تحت زلزله‌های حوزه نزدیک می‌پردازد. در این راستا «مدل‌های نمونه‌ای» سه دهانه شامل سازه‌های ۱، ۲، ۳، ۵، ۸ و ۱۵ طبقه با دهانه‌های ۴ و ۸ متر برای منطقه‌ای با لرزه‌خیزی خیلی زیاد طراحی و مدل می‌گردند. ابتدا با انجام آنالیزهای استاتیکی افزایشی^۱ ضرایب «اضافه مقاومت» و «شکل‌پذیری مبتنی بر پرپود» تعیین شده و سپس با انجام آنالیزهای دینامیکی غیرخطی افزایشی^۲ تحت تأثیر زلزله‌های حوزه دور، حوزه نزدیک بدون پالس و حوزه نزدیک با پالس، وضعیت عملکردی مدل‌ها مشخص و صحت ضریب رفتار ارزیابی می‌گردد. نتایج نشان می‌دهند که به جز سازه‌های ۱۵ طبقه، «ضریب رفتار» و «ضریب اضافه مقاومت» سیستم، تحت تأثیر زلزله‌های حوزه دور مناسب می‌باشند ولی بهره‌گیری از همین ضرایب برای سازه‌های کوتاه‌پرپود تحت زلزله‌های حوزه نزدیک با پالس مناسب نبوده و برای نیل به اهداف عملکرد لرزه‌ای، بازنگری آن ضروری می‌باشد.

۱- مقدمه

یک قاب خمشی فولادی ۲۰ طبقه تحت اثر زلزله‌های حوزه نزدیک دارای پدیده جهت‌پذیری پیش‌رونده، به این نتیجه رسیدند که اثرات مولفه عمود بر گسل بسیار شدید بوده و منجر به پراکنش نا همگن شکل‌پذیری مورد نیاز در طبقات مختلف سازه می‌شود و پاسخ غیرخطی دینامیکی سازه‌هایی که پرپود اساسی‌شان بزرگتر از پرپود پالس است، متفاوت از سازه‌هایی است که پرپودشان کوچکتر است [۴ و ۵]. در سال ۲۰۰۱ یان^۷ و همکاران مشاهده نمودند که تحت خطر لرزه‌ای ۲٪ در ۵۰ سال، میزان اطمینان سازه‌های موافق با ضوابط جدید در ارضای سطح آستانه فروریزش بیش از ۹۰٪ است [۶]. در سال ۲۰۰۶، کریشن^۸ و همکاران به ارزیابی آسیب وارد بر یک سازه قاب خمشی فولادی ۱۸ طبقه پرداخته و مشاهده نمودند که در حالت جهت‌پذیری پیش‌رونده، هر چند عملکرد سازه موافق با ضوابط جدید به مراتب ارتقا یافته ولی همچنان در راستای جلوگیری از وقوع آسیب‌های جدی ناکارآمد است [۷]. در سال ۲۰۰۶، کالکان^۹ و همکاران با انجام یک تحقیق جامع جهت ارزیابی پاسخ لرزه‌ای سیستم قاب خمشی ویژه فولادی تحت اثر زلزله‌های حوزه نزدیک، تاکید نمودند که مقادیر حداکثر جابجایی نسبی میان طبقه‌ای مورد نیاز بیشتر از حوزه دور بوده و علاوه بر آن دارای پراکنش

در دو دهه اخیر پس از مشاهده اثرات تخریبی زلزله‌های حوزه نزدیک بر سازه‌های مهندسی در زلزله‌های نورث‌ریج^۱ ۱۹۹۴، کوبه^۲ ۱۹۹۵ و چی‌چی^۳ ۱۹۹۹، تحقیقات وسیعی در زمینه شناخت پدیده‌های خاص این زلزله‌ها و نیز تحلیل پاسخ سازه‌ها تحت اثرات آن صورت پذیرفتند. پدیده‌های مختلف متناظر با زلزله‌های حوزه نزدیک شامل پدیده‌هایی چون جهت‌پذیری، حرکت پرتابی و اثر فرادیواره می‌باشد [۱ و ۲]. در این میان، پدیده جهت‌پذیری پیش‌رونده به واسطه آثار تخریبی‌اش بسیار مورد توجه قرار گرفته است؛ این پدیده زمانی رخ می‌دهد که انتشار گسیختگی در گسل اولاً جهتش به سمت ساختمان و ثانیاً سرعتی تقریباً برابر با سرعت انتشار امواج برشی داشته باشد. در نتیجه این پدیده، قسمت اعظم انرژی لرزه‌ای ناشی از گسیختگی به صورت یک پالس بلند پرپود با دامنه بزرگ که در اول رکورد به وقوع می‌پیوندد، به ساختمان می‌رسد [۳]. در سال ۲۰۰۱ علوی و کراوینکلر^۴ با بررسی رفتار

*نویسنده عهده‌دار مکاتبات: ttaghikhany@aut.ac.ir

- 1 Northridge
- 2 Kobe
- 3 Pushover Analysis
- 4 Chi-Chi
- 5 Incremental Dynamics Analysis (IDA)
- 6 Krawinkler

7 Yun
8 Krishnan
9 KalKan

سازه ۲۰ طبقه قاب خمشی فولادی طراحی شده مطابق با ویرایش جدید آیین‌نامه AISC نمودند. مبنای محاسبه بار لرزه‌ای در این ویرایش بر خلاف آیین‌نامه‌های پیشین، روش‌های مبتنی بر ریسک محاسبه شتاب طیفی با در نظر گرفتن اهداف عملکردی می‌باشد. آن‌ها با بررسی منحنیهای آسیب‌پذیری فروریزش حاصله از آنالیزهای دینامیکی افزایشی ۲۲۴ رکورد به این نتیجه رسیدند که هدف عملکردی مدنظر آیین‌نامه یعنی کمتر بودن احتمال فروریزش از مقدار ۱٪ در مقابل خطر با دوره بازگشت ۵۰ به طور منطقی ارضا می‌شود [۱۳].

هرچند در تحقیقات اخیر پارامترهای طراحی سیستم قاب خمشی ویژه فولادی تحت اثر زلزله‌های حوزه دور با دقت خوبی ارزیابی شده ولی نقش این پارامترها در عملکرد لرزه‌ای سیستم قاب خمشی تحت اثر زلزله‌های حوزه نزدیک هنوز به طور جامع بررسی نگشته است. لذا در این تحقیق تلاش گشته تا با بهره‌گیری از روش ارائه شده در گزارش FEMA P695، صحت ضرایب عملکرد لرزه‌ای سیستم قاب خمشی ویژه فولادی که عمدتاً در آیین‌نامه‌ها متناسب با اثر زلزله‌های حوزه دور بدست آمده متناظر با نیازمندی‌های لرزه‌ای سازه تحت زلزله‌های حوزه نزدیک، بررسی گردد.

۲- معرفی روش ارزیابی عملکرد FEMA P695

روش ارزیابی عملکرد FEMA P695 با هدف محاسبه منطقی و کمی عملکرد لرزه‌ای سیستم‌های ساختمانی در حد فروریزش و پارامترهای عملکردی آن ارائه گردید. در این روش در راستای ارزیابی عملکرد مدل‌های نمونه‌ای و در نتیجه مقادیر مجاز ضریب اضافه مقاومت^۵ (Ω_0)، شکل‌پذیری مبتنی بر پرپود^۶ (μ_r) سیستم به همراه ضریب رفتار^۷ (R) قابل تعیین بوده و کفایت عملکرد لرزه‌ای هر سیستم متناظر با میزان عدم قطعیت کل موجود در پروسه، مشخص می‌شود [۱۴].

در شکل ۱ پروسه ارزیابی عملکرد روش FEMA P695 در قالب یک درخت‌واره ارائه شده است؛ در گام نخست لازم است سیستم سازه‌ای هدف و الزامات طراحی آیین‌نامه‌ای آن مشخص و معرفی گردد. سپس در راستای پوشش فضای طراحی سیستم سازه‌ای با بهره‌گیری از تغییرات در یک سری پارامترهای کلیدی موثر بر عملکرد سیستم، تعداد مشخصی سازه تحت عنوان «مدل‌های نمونه‌ای» انتخاب و مبتنی بر ضوابط آیین‌نامه‌ای طراحی می‌شود. این پارامترهای کلیدی شامل تغییرات در هندسه سازه و پارامترهایی چون ارتفاع ساختمان، ارتفاع طبقه، طول دهانه، تعداد دهانه، سطح لرزه‌خیزی و نوع خاک منطقه می‌باشد [۱۴].

زیادتری در طبقات مختلف می‌باشد، آن‌ها علت بالا بودن ظرفیت تغییرشکل موردنیاز تحت زلزله‌های حوزه نزدیک را ناشی از کمتر بودن تعداد چرخه‌های معکوس بارگذاری در نتیجه وجود یک پالس بلندپریود با دامنه بزرگ در رکوردهای مربوطه اعلام نمودند [۸]. در سال ۲۰۰۸ مانیاتاکیس^۱ و همکاران در تحقیقات خود به این نتیجه رسیدند که زلزله‌های حوزه نزدیک با بزرگای متوسط ($M_w < 6$) دارای جهت‌پذیری پیش‌رونده، می‌توانند آسیب‌های جدی بر سازه‌های متوسط پرپود خصوصاً آن‌هایی که دارای پرپود کمتر از ۱ ثانیه هستند، وارد آورند. [۹].

تحقیقات فوق، اطلاعات ارزشمندی در راستای شناخت اثرات زلزله‌های حوزه نزدیک بر سیستم‌های سازه‌ای حاصل نمودند لیکن در آن‌ها کاستی‌هایی وجود دارد که اظهار نظر نهایی در خصوص عملکرد یک سیستم سازه‌ای را به صورت جامع میسر نمی‌نماید. از این رو در دهه گذشته در راستای رفع این نواقص، آنالیزهای جدیدی چون آنالیزهای دینامیکی افزایشی که سطوح عملکردی را به خوبی تعیین نموده و نیز روش‌هایی جامع مانند روش دستورالعمل FEMA P695 تدوین گشتند که در سالیان اخیر مبنای ارزیابی سیستم‌های سازه‌ای مختلف در تحقیقات متعددی بوده‌اند.

در این راستا و در سال ۲۰۱۰ زارعیان و همکاران با استفاده از رویکرد FEMA P695 به ارزیابی عملکرد سیستم قاب خمشی ویژه فولادی با اتصالات RBS تحت زلزله‌های حوزه دور اقدام نمودند. مدل‌های مورد استفاده شامل سازه‌های ۱۱ الی ۲۰ طبقه بودند که با ۲ روش بار جانبی معادل زلزله و تحلیل طیف پاسخ طراحی گشتند. نتایج این تحقیق نشان داد که سیستم قاب خمشی ویژه فولادی حاشیه ایمنی مناسبی در برابر فروریزش فراهم می‌کنند و تنها ضعف مشاهده شده مربوط به گروه عملکردی سازه‌های بلندپریودی است که با روش تحلیل طیف پاسخ طراحی گشته‌اند که در صورت افزایش مقدار مجاز حداقل نسبت ظرفیت ستون به تیر، می‌توان منجر به طراحی سازه‌های بلندپریودی شد که دارای حاشیه ایمنی قابل قبول در برابر فروریزش باشند [۱۰ و ۱۱]. در سال ۲۰۱۱ کریشنان و موتو^۲ به ارزیابی پاسخ یک سازه قاب خمشی فولادی ۲۰ طبقه تحت زلزله‌های حوزه نزدیک و حوزه دور با استفاده از رکوردهای مصنوعی با شکل موج دندان اره‌ای پرداختند. آن‌ها مشاهده نمودند که رکوردهای یک چرخه‌ای (حوزه نزدیک) با پرپود پالس بزرگتر از ۴/۵ ثانیه و سه چرخه‌ای با پرپود ۳/۲۵ ثانیه منجر به فروریزش سازه می‌شوند؛ در حالات پرپود پالس کمتر از ۱/۵ ثانیه، همواره جابجایی نسبی ایجاد شده در طبقات کمتر از سطح آستانه فروریزش بوده و همچنین در حالت بزرگتر بودن پرپود پالس از پرپود مود اول، با افزایش PGV مقادیر جابجایی نسبی طبقات با نرخ بالایی افزایش می‌یابند [۱۲].

در سال ۲۰۱۴ ماتیاسن^۳ و مدینا^۴ به ارزیابی احتمالاتی فروریزش یک

1 Maniatakis

2 Muto

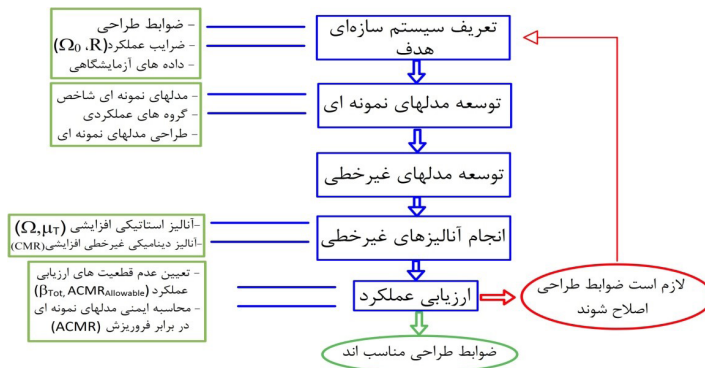
3 Mathiasson

4 Medina

5 Overstrength factor

6 Period-Based Ductility

7 The Response Modification Coefficient



شکل ۱: گام‌های روش ارزیابی عملکرد FEMA P695 جهت محاسبه و مستندسازی ضرایب عملکرد لرزه‌ای [۱]

Fig. 1. Steps of FEMA P695 methodology for quantitatively establishing and documenting seismic performance factors (SPFs)

آیین‌نامه‌ای مربوطه (مانند بهره‌گیری از مقادیر R کوچکتر) و طراحی مجدد مدل‌های نمونه‌ای و ارزیابی عملکرد آن‌ها ضروری می‌باشد؛ این فرآیند تا آنجا ادامه خواهد یافت که ضرایب عملکرد لرزه‌ای انتخابی برای سیستم سازه‌ای، قادر به تامین حاشیه ایمنی کافی در برابر فروریزش باشند [۱۴].

۳- ضوابط طراحی قاب‌های خمشی ویژه فولادی

در این تحقیق، هدف ارزیابی حاشیه ایمنی سیستم قاب خمشی ویژه فولادی در برابر فروریزش می‌باشد؛ ضوابط حاکم بر طراحی این سیستم منطبق بر آیین‌نامه‌های ایران شامل مقررات ملی ساختمان مبحث دهم [۱۵] و آیین‌نامه زلزله‌ی ایران (استاندارد ۲۸۰۰) [۱۶] است.

محاسبه مقاطع تیرها و ستون‌های قاب خمشی ویژه مبتنی بر معیارهای مقاومت، تغییر مکان جانبی، P-Delta و تیر ضعیف-ستون قوی انجام می‌شود؛ در این خصوص در بیشتر موارد جهت محاسبه مقطع تیرها، معیار مقاومت کنترل‌کننده می‌باشد ولی در خصوص ستون‌ها بسته به نوع پلان، ارتفاع طبقات و طول دهانه‌ها هریک از معیارهای فوق می‌توانند کنترل‌کننده باشند. جهت طراحی لرزه‌ای این سیستم، از روش «بار جانبی معادل زلزله» استفاده شده است هرچند استفاده از «روش تحلیل طیفی» نیز مجاز می‌باشد [۱۶].

نوع اتصال استفاده شده در طراحی سازه‌ها، تاثیر قابل توجهی بر رفتار غیرخطی و فروریزی آن‌ها دارد؛ در خصوص مدل‌سازی رفتار غیرخطی طبق مرجع [۱۷]، اتصالات به دو دسته RBS و غیر RBS دسته‌بندی می‌شوند که در این تحقیق از اتصالات غیر RBS جهت طراحی سازه‌ها استفاده شده است.

۴- انتخاب مدل نمونه‌ای شاخص^۳ اولیه

مطابق با روش FEMA P695، اولین گام جهت پوشش فضای طراحی

در مرحله بعد مدل‌های تحلیلی‌ای که منطبق بر نتایج داده‌های آزمایشگاهی موجود، قادر به شبیه‌سازی مناسب رفتار غیرخطی سیستم سازه‌ای و به خصوص رفتار سازه‌ها در آستانه فروریزش باشد، ساخته می‌شود. کیفیت و کفایت مدل‌های تحلیلی جهت ارزیابی عملکرد سیستم سازه‌ای، با بهره‌گیری از نتایج تحلیل استاتیکی افزایشی تایید می‌شود تا بدین ترتیب در گام بعدی با اعمال آنالیزهای دینامیکی افزایشی (IDA) تحت یک سری رکورد زمین‌لرزه‌های مشخص شده در FE مدل‌های نمونه‌ای، وضعیت عملکرد لرزه‌ای آن‌ها تعیین شده و میزان حاشیه ایمنی سیستم سازه‌ای لازم است تمامی مودهای فروریزی موثر در مدل‌های تحلیلی لحاظ گردند. معیار پذیرش عملکرد فروریزی سیستم‌های سازه‌ای وابسته به میزان مجموع عدم قطعیت‌هایی است که در پروسه ارزیابی عملکرد دخیل می‌گردند. این عدم قطعیت‌ها شامل عدم قطعیت رکورد به رکورد (β_{RTR})، عدم قطعیت مدل‌سازی (β_{MDL})، عدم قطعیت داده‌های آزمایشگاهی (β_{TD}) و عدم قطعیت الزامات آیین‌نامه‌ای (β_{DR}) می‌باشد. بر این اساس معیار پذیرش شامل دو شرط زیر خواهد بود:

۱. مقدار حداقل «نسبت محدوده فروریزش^۱» قابل قبول برای هریک از مدل‌های نمونه‌ای به صورت مجزا
۲. مقدار حداقل «نسبت محدوده فروریزش» قابل قبول برای مجموعه‌ای از مدل‌های نمونه‌ای تحت عنوان «گروه عملکردی^۲» که نماینده دسته‌ای از مدل‌های نمونه‌ای با یک سری خصوصیات مشخص می‌باشد.

لذا اگر حاشیه ایمنی هریک از «مدل‌های نمونه‌ای» و یا هریک از «گروه‌های عملکردی» که با اعمال آنالیزهای IDA مشخص شده‌اند، معیارهای پذیرش مشخص شده در FEMA P695 را ارضا ننماید، آنگاه نتیجه‌گیری خواهد شد، سیستم سازه‌ای مورد بررسی به اندازه کافی مناسب برای اهداف عملکردی نبوده و اعمال یک سری تغییرات در الزامات

1 Collapse Margine Ratio

2 Performance Group

3 Index Archetype Model

«گروه‌های عملکردی» ارائه شده‌اند؛ در این جدول، پارامتر T پیوند اساسی مدل‌های نمونه‌ای می‌باشد که از رابطه آیین‌نامه‌ای $T=0.08H^{0.75}$ بدست می‌آید. پارامتر T_1 نیز، پیوند مود اول ارتعاش مدل‌های تحلیلی‌ای است که برای هر یک از «مدل‌های نمونه‌ای» ساخته شده‌اند. «ضریب زلزله» (C)، ضریبی آیین‌نامه‌ای جهت محاسبه نیروی برش پایه در روش طراحی «بار جانبی معادل زلزله» می‌باشد. پارامتر $S_{MT}(T)$ معرف شتاب طیفی در پیوند مود اول ارتعاش سازه‌ها است که با استفاده از منحنی‌های طیف بازتاب شتاب حداکثر زلزله لحاظ شده (MCE) محاسبه می‌شود. لازم به ذکر است که مطابق با گزارش FEMA p695 طیف بازتاب شتاب حداکثر زلزله لحاظ شده (MCE) آیین‌نامه ASCE-SEI آمریکا، از ۱/۵ برابر مقادیر شتاب طیفی بازتاب طرح (DBE) برای هر یک از سطوح لرزه‌خیزی بدست می‌آید [۱۴].

در این تحقیق سطح لرزه‌خیزی منطقه احداث «مدل‌های نمونه‌ای»، «خیلی زیاد» فرض شده است و این درحالی است که در روش FEMA P695 در راستای ارزیابی عملکرد جامع سیستم سازه‌ای، سطح لرزه‌خیزی ماقبل حداکثر سطح لرزه‌خیزی مجاز نیز پیشنهاد شده ولی نتایج حاصله از مطالعات پیشین محققین مختلف (لیگنوس^۳، زارعیان ۲۰۱۰ و FEMA P695) حاکی از کنترل‌کننده بودن حداکثر سطح لرزه‌خیزی مجاز بوده‌اند، لذا از سطح لرزه‌خیزی «زیاد» صرف نظر گشته است. [۱۰ و ۱۴].

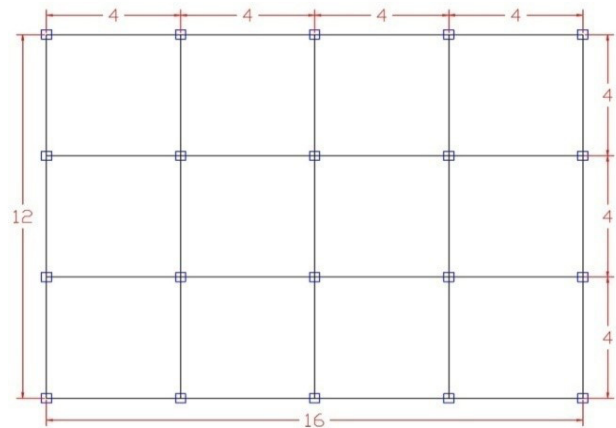
۴- طراحی «مدل‌های نمونه‌ای شاخص»

در راستای طراحی مدل‌ها از ملاحظات زیر بهره گرفته شده است:

- ارتفاع مدل‌های نمونه‌ای در بازه ۳ m الی ۴.۵ m متغیر می‌باشد لذا با توجه به این که تمامی مدل‌ها دارای ارتفاع کمتر از ۵۰ متر و پلان منظم می‌باشند، نیازی به استفاده از «روش تحلیل طیفی» نبوده و تمامی مدل‌ها با استفاده از روش «بار جانبی معادل زلزله» طراحی می‌شوند؛ در این خصوص، ضریب رفتار سیستم قاب خمشی ویژه (R) برابر با ۱۰ و ضریب اضافه مقاومت (Ω_0) آن نیز ۲/۸ می‌باشد [۱۶].
- پلان تمامی مدل‌ها مشابه شکل ۲ بوده و تنها در دسته‌ای از مدل‌ها طول دهانه ۴ متر و در دسته‌ای دیگر ۸ متر می‌باشد.
- سیستم باربر ثقلی در تمامی کف‌ها از نوع تیرچه بلوک و دارای جهت‌گیری شطرنجی بوده و سطح بار ثقلی مبنای طراحی نیز برای تمامی مدل‌ها یکسان و برابر با مقادیر متداول بار زنده و بار مرده اعلام شده در آیین‌نامه‌های ساختمانی در نظر گرفته شده است؛ لذا بار مرده کف‌ها برابر با 320 kg/m^2 ، بار دیوارهای پیرامونی 350 kg/m^2 ، بار زنده طبقات 200 kg/m^2 و بارزنده بام 150 kg/m^2 فرض می‌گردد [۱۵].

یک سیستم سازه‌ای، انتخاب «مدل نمونه‌ای شاخص اولیه» مناسب برای آن سیستم می‌باشد. در این تحقیق مشخصات این مدل به قرار زیر می‌باشد:

پیکربندی مدل: مدل دارای یک پلان منظم با سه دهانه در جهت اول و چهار دهانه در جهت دوم می‌باشد. این مدل سه طبقه بوده و ارتفاع همه طبقات آن ۳ متر و طول تمامی دهانه‌های آن ۴ متر می‌باشد (شکل ۲). پارامترهای آیین‌نامه‌ای: مدل دارای کاربری مسکونی و سطح اهمیت آن «متوسط» می‌باشد. سطح لرزه‌خیزی منطقه احداث سازه، خیلی زیاد و نوع خاک آن «تیپ II» است.



شکل ۲: پلان سازه «مدل نمونه‌ای شاخص اولیه»

Fig. 2. Plan view of index archetype model

۵- توسعه «مدل‌های نمونه‌ای شاخص» و «گروه‌های عملکردی»

در راستای پوشش فضای طراحی سیستم قاب خمشی ویژه می‌توان از تغییرات در پارامترهای متعددی بهره جست ولی مطابق با روش FEMA P695 اعمال تغییرات در برخی از پارامترها دارای اهمیت بالاتری می‌باشد لذا در این تحقیق از اعمال تغییرات بر پارامترهای طول دهانه‌ها (دهانه‌های ۴ متری و ۸ متری)، تعداد طبقات (۱، ۲، ۳، ۴، ۵، ۸ و ۱۵ طبقه) و پیوند سازه‌ها (سازه‌های بلندپیوند و کوتاه پیوند) استفاده شده است.

بدین ترتیب در این تحقیق مطابق با پارامترهای متغیر معرفی شده، ۱۲ «مدل نمونه‌ای» انتخاب گشته‌اند که در قالب چهار «گروه عملکردی» جهت ارزیابی رفتاری سیستم قاب خمشی ویژه فولادی در حد فروریزش استفاده می‌شوند؛ در این تحقیق مطابق با رویکرد FEMA P695 جهت تعیین «گروه‌های عملکردی»، پارامتر متغیر در هر گروه ارتفاع طبقات می‌باشد که سازه‌های ۱، ۲ و ۳ طبقه در زمره سازه‌های «کوتاه پیوند» و سازه‌های ۴ و ۵ و ۱۵ طبقه در زمره سازه‌های «بلند پیوند» دسته‌بندی می‌شوند.

در جدول ۱، ملاحظات عمومی توسعه «مدل‌های نمونه‌ای» و

- 1 Maximum Considered Earthquake
- 2 Design Basis Earthquake
- 3 Lignos

جدول ۱: ملاحظات عمومی در راستای توسعه مدل‌های نمونه‌ای و گروه‌های عملکردی سیستم قاب خمشی ویژه فولادی

Table 1. Steel special moment-resisting frame archetypes and performance groups properties

شماره مدل نمونه ای	شماره مدل نمونه ای	پارامترهای کلیدی طراحی مدل های نمونه ای					نوع قاب (بارهای ثقلی)	طول دهانه (m)	
		ضوابط طراحی لرزه ای	ضریب زلزله (C)	زمان تناوب تحلیلی T ₁ (sec)	زمان تناوب اصلی T (Sec)	ضریب رفتار [R]			سطح لرزه خیزی
[۱۱۱] [طول دهانه ۴ متر، کوتاه پرپود، سطح لرزه خیزی خیلی زیاد PG] گروه عملکردی ۱۱۱									
۰۱-۱۱۱	۱	معمولی	۴	خیلی زیاد	۱۰	۰/۱۸	۰/۵۳	۰/۸۷۵	۱/۱۸
۰۲-۱۱۱	۲	معمولی	۴	خیلی زیاد	۱۰	۰/۳۱	۰/۷۴	۰/۸۷۵	۰/۹۶
۰۳-۱۱۱	۳	معمولی	۴	خیلی زیاد	۱۰	۰/۴۲	۰/۹۵	۰/۸۵۳	۰/۸۴
[۱۱۲] [طول دهانه ۴ متر، بلند پرپود، سطح لرزه خیزی خیلی زیاد PG] گروه عملکردی ۱۱۲									
۰۵-۱۱۲	۵	معمولی	۴	خیلی زیاد	۱۰	۰/۶۱	۱/۲	۰/۶۶۱	۰/۷۵
۰۸-۱۱۲	۸	معمولی	۴	خیلی زیاد	۱۰	۰/۸۷	۱/۷۱	۰/۵۲۲	۰/۵۹
۱۵-۱۱۲	۱۵	معمولی	۴	خیلی زیاد	۱۰	۱/۳۹	۲/۷۲	۰/۳۸۱	۰/۴۴
[۱۲۱] [طول دهانه ۸ متر، کوتاه پرپود، سطح لرزه خیزی خیلی زیاد PG] گروه عملکردی ۱۲۱									
۰۱-۱۲۱	۱	معمولی	۸	خیلی زیاد	۱۰	۰/۱۸	۰/۳۱	۰/۸۷۵	۱/۳۳
۰۲-۱۲۱	۲	معمولی	۸	خیلی زیاد	۱۰	۰/۳۱	۰/۵۷	۰/۸۷۵	۱/۲۴
۰۳-۱۲۱	۳	معمولی	۸	خیلی زیاد	۱۰	۰/۴۲	۰/۷۸	۰/۸۵۳	۱
[۱۲۲] [طول دهانه ۸ متر، بلند پرپود، سطح لرزه خیزی خیلی زیاد PG] گروه عملکردی ۱۲۲									
۰۵-۱۲۲	۵	معمولی	۸	خیلی زیاد	۱۰	۰/۶۱	۱/۱۵	۰/۶۶۱	۰/۷۶
۰۸-۱۲۲	۸	معمولی	۸	خیلی زیاد	۱۰	۰/۸۷	۱/۶۴	۰/۵۲۲	۰/۶
۱۵-۱۲۲	۱۵	معمولی	۸	خیلی زیاد	۱۰	۱/۳۹	۲/۵۳	۰/۳۸۱	۰/۴۶

اتصالات کف سازه نیز از نوع گیردار می‌باشند.

- بدین ترتیب مشخصات نهایی «مدل های نمونه‌ای» مطابق با جدول ۲ بدست آمده‌اند.

۷- توسعه مدل‌های غیرخطی «مدل‌های نمونه‌ای» انتخابی برای سیستم قاب خمشی ویژه فولادی

در این مطالعه، جهت ساخت مدل‌های غیرخطی از نرم‌افزار OpenSEES [۱۸] استفاده شده است، چرا که این نرم‌افزار شروط مطروحه در دستورالعمل FEMA P695 را جهت ساخت و تحلیل مدل‌ها دارا می‌باشد. قابلیت انجام آنالیز استاتیکی غیرخطی (استاتیکی افزایشی)، آنالیز دینامیکی تاریخچه‌زمانی، لحاظ نمودن زوال در سختی و مقاومت اجزای سازه‌ای، از جمله این شروط می‌باشد. در این راستا لازم است فروریزش به تمامی مودهای فروریزی حاکم، از جمله فروریزش جانبی یک طرفه سازه در اثر تشکیل مفاصل پلاستیک در تیرها و ستون‌های سازه و همچنین واسطه شکست نرم یک یا چند اتصال لحاظ شوند [۱۴].

- در تمامی مدل‌ها، ستون‌ها دارای مقاطع جعبه‌ای فشرده و تیرها دارای مقاطع نورد شده IPE می‌باشند و در طراحی اعضا در هر طبقه از مقاطع تیپ برای تیرها و ستون‌ها استفاده گشته که واضح است چنین فرضی تا حدودی موجب دست بالاتر طراحی شدن مدل‌ها می‌گردد. در سازه‌های با دهانه ۸ متر، در اکثر موارد شرط تنش مجاز در مقایسه با شرط مقدار مجاز ماکزیمم جابجایی نسبی میان طبقه‌ای کنترل کننده طراحی مقاطع می‌باشد، البته در برخی موارد نیز شرط تیر ضعیف-ستون قوی تعیین کننده مقطع نهایی ستون‌ها بوده است. در طراحی سازه‌های با دهانه ۴ متر، در محاسبه مقاطع تیرها شرط تنش مجاز کنترل کننده بوده ولی در محاسبه مقاطع ستون‌ها، در اکثر موارد یکی از شروط جابجایی نسبی میان طبقه‌ای مجاز، P-Delta و تیر ضعیف-ستون قوی حاکم گشته‌اند.
- تمامی اتصالات تیرها از نوع اتصالات غیر RBS متداول بوده و

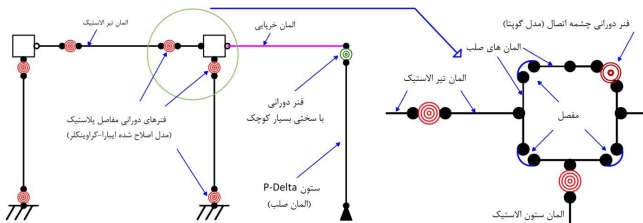
جدول ۲: مشخصات مقاطع نهایی طراحی مدل‌های نمونه‌ای مطابق با آیین‌نامه‌های ساختمانی ایران

Table 2. Design sections of index archetype models based on Iran's national building codes

طبقه	مقطع تیر	مقطع ستون	طبقه	مقطع تیر	مقطع ستون
سازه ۱ طبقه با دهانه ۴ متر			سازه ۱ طبقه با دهانه ۸ متر		
۱	IPE۴۰۰	BOX ۱/۵×۳۲×۳۲	۱	IPE۱۸۰	BOX ۱/۵×۱۵×۱۵
سازه ۲ طبقه با دهانه ۴ متر			سازه ۲ طبقه با دهانه ۸ متر		
۲	IPE۴۵۰	BOX ۱/۵×۳۲×۳۲	۲	IPE۱۸۰	BOX ۱/۵×۱۶×۱۶
۱	IPE۴۵۰	BOX ۱/۵×۳۲×۳۲	۱	IPE۲۲۰	BOX ۱/۵×۱۶×۱۶
سازه ۳ طبقه با دهانه ۴ متر			سازه ۳ طبقه با دهانه ۸ متر		
۳	IPE۴۰۰	BOX ۱/۵×۳۲×۳۲	۳	IPE۱۸۰	BOX ۱/۵×۱۶×۱۶
۲	IPE۴۵۰	BOX ۲/۰×۳۲×۳۲	۲	IPE۲۴۰	BOX ۱/۵×۱۸×۱۸
۱	IPE۴۵۰	BOX ۲/۰×۳۵×۳۵	۱	IPE۲۴۰	BOX ۱/۵×۱۸×۱۸
سازه ۵ طبقه با دهانه ۴ متر			سازه ۵ طبقه با دهانه ۸ متر		
۵	IPE۴۰۰	BOX ۱/۵×۳۰×۳۰	۵	IPE۱۸۰	BOX ۱/۵×۲۰×۲۰
۴	IPE۴۵۰	BOX ۲/۰×۳۲×۳۲	۴	IPE۲۴۰	BOX ۱/۵×۲۴×۲۴
۳	IPE۴۵۰	BOX ۲/۰×۳۵×۳۵	۳	IPE۲۴۰	BOX ۱/۵×۲۸×۲۸
۲	IPE۵۰۰	BOX ۲/۰×۳۸×۳۸	۲	IPE۲۷۰	BOX ۱/۵×۲۸×۲۸
۱	IPE۵۰۰	BOX ۲/۰×۳۸×۳۸	۱	IPE۲۷۰	BOX ۱/۵×۲۸×۲۸
سازه ۸ طبقه با دهانه ۴ متر			سازه ۸ طبقه با دهانه ۸ متر		
۸	IPE۲۶۰	BOX ۲/۰×۳۲×۳۲	۸	IPE۱۸۰	BOX ۱/۵×۲۴×۲۴
۷	IPE۴۵۰	BOX ۲/۰×۳۵×۳۵	۷	IPE۲۲۰	BOX ۱/۵×۲۶×۲۶
۶	IPE۵۰۰	BOX ۲/۰×۳۸×۳۸	۶	IPE۲۴۰	BOX ۱/۵×۲۸×۲۸
۵	IPE۵۰۰	BOX ۲/۵×۴۰×۴۰	۵	IPE۲۷۰	BOX ۱/۵×۳۰×۳۰
۴	IPE۵۰۰	BOX ۲/۵×۴۰×۴۰	۴	IPE۲۷۰	BOX ۱/۵×۳۰×۳۰
۳	IPE۵۵۰	BOX ۲/۵×۴۵×۴۵	۳	IPE۳۰۰	BOX ۱/۵×۳۲×۳۲
۲	IPE۵۵۰	BOX ۲/۵×۴۷×۴۷	۲	IPE۳۰۰	BOX ۱/۵×۳۲×۳۲
۱	IPE۵۵۰	BOX ۲/۵×۴۷×۴۷	۱	IPE۳۰۰	BOX ۱/۵×۳۲×۳۲
سازه ۱۵ طبقه با دهانه ۴ متر			سازه ۱۵ طبقه با دهانه ۸ متر		
۱۵	IPE۴۰۰	BOX ۲/۰×۳۵×۳۵	۱۵	IPE۱۸۰	BOX ۱/۵×۲۶×۲۶
۱۴	IPE۴۵۰	BOX ۲/۰×۳۸×۳۸	۱۴	IPE۲۲۰	BOX ۱/۵×۲۸×۲۸
۱۳	IPE۴۵۰	BOX ۲/۵×۴۰×۴۰	۱۳	IPE۲۴۰	BOX ۱/۵×۳۰×۳۰
۱۲	IPE۵۰۰	BOX ۲/۵×۴۰×۴۰	۱۲	IPE۲۷۰	BOX ۱/۵×۳۰×۳۰
۱۱	IPE۵۰۰	BOX ۲/۵×۴۵×۴۵	۱۱	IPE۲۷۰	BOX ۱/۵×۳۲×۳۲
۱۰	IPE۵۵۰	BOX ۲/۵×۴۵×۴۵	۱۰	IPE۳۰۰	BOX ۱/۵×۳۲×۳۲
۹	IPE۵۵۰	BOX ۲/۵×۴۷×۴۷	۹	IPE۳۰۰	BOX ۲/۰×۳۲×۳۲
۸	IPE۵۵۰	BOX ۲/۵×۵۰×۵۰	۸	IPE۳۰۰	BOX ۲/۰×۳۲×۳۲
۷	IPE۵۵۰	BOX ۲/۵×۵۰×۵۰	۷	IPE۳۳۰	BOX ۲/۰×۳۲×۳۲

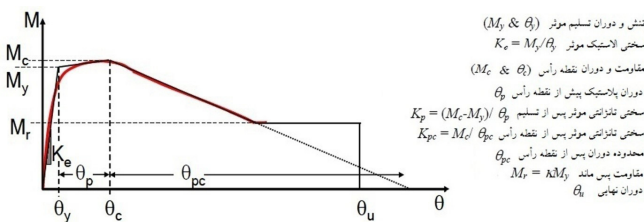
۲/۰×۳۵×۳۵ BOX	IPE۳۳۰	۶	۲/۵×۵۰×۵۰ BOX	IPE۶۰۰	۶
۲/۰×۳۵×۳۵ BOX	IPE۳۳۰	۵	۳×۵۵×۵۵ BOX	IPE۶۰۰	۵
۲/۰×۳۵×۳۵ BOX	IPE۳۳۰	۴	۳×۵۵×۵۵ BOX	IPE۶۰۰	۴
۲/۰×۳۸×۳۸ BOX	IPE۳۳۰	۳	۳×۶۰×۶۰ BOX	IPE۶۰۰	۳
۲/۰×۳۸×۳۸ BOX	IPE۳۳۰	۲	۳×۶۰×۶۰ BOX	IPE۶۰۰	۲
۲/۰×۳۸×۳۸ BOX	IPE۳۳۰	۱	۳/۵×۷۰×۷۰ BOX	IPE۶۰۰	۱

و θ_p با استفاده از روابط ارائه شده در مرجع [۱۷] محاسبه می‌شوند. به منظور اعتبارسنجی مدل اتصالات به کار رفته در نرم افزار مقایسه‌ای با نتایج تجربی کراوینکلر و همکاران صورت گرفت که نتیجه آن در شکل ۵ نشان داده شده است. در این مقایسه بار افقی، طول تیر، ارتفاع ستون، نیروی مجوری آن و بارهای ثقلی تیرها در مدل با نمونه یکسان فرض شده است [۲۰].



شکل ۳: جزئیات مدل غیرخطی مورد استفاده در تحقیق [۶]

Fig. 3. Details of nonlinear model used in this study

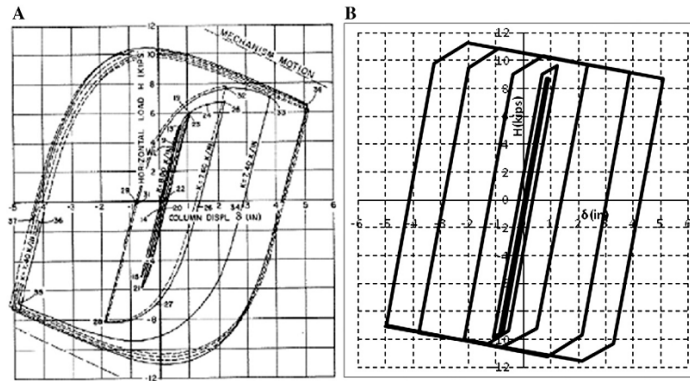


شکل ۴: مدل اصلاح شده ایبارا-کراوینکلر (Modified Ibarra - Krawinkler Model) [۱۷]

Fig. 4. Modified Ibarra-krawinkler Model

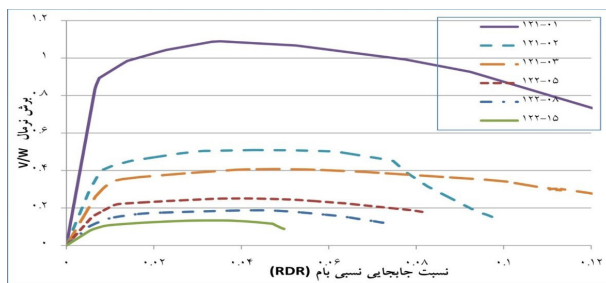
درمدل مورد استفاده شکل ۳ تیرها و ستون‌ها به صورت المان‌های الاستیک مدل‌سازی شده و فرض می‌شود رفتار غیرخطی این اعضا در مفاصل پلاستیک واقع در دو انتهای آن‌ها متمرکز می‌باشد، لذا در هر کف سه المان الاستیک مابین مفاصل پلاستیک و ۶ المان نیز مابین مفاصل پلاستیک و ناحیه اتصال قرار می‌گیرند. در این مدل در راستای اعمال اثر P-Delta از روش ستون متکی^۱ استفاده می‌شود به طوری که یک دهانه اضافی به سازه متصل شده و بارهای ثقلی ناشی از اجزای غیر سازه‌ای که از ترکیب بار DL+0.2 LL بدست می‌آید، بر روی ستون‌های این دهانه اضافی اعمال می‌شوند. اتصالات در این دهانه از نوع مفصلی و المان‌های ستون‌های آن از نوع صلب بوده و المان‌های تیرهای واصل نیز از نوع خرابایی می‌باشند تا لانگر اضافی به قاب اصلی منتقل نشود [۱۸]. چشمه‌های اتصال به شکل مستطیلی متشکل از ۸ المان صلب مدل می‌شوند که در آن اتصالات در سه گوشه به صورت مفصلی و در یک گوشه با یک فتر دورانی می‌باشد [۱۹]. در این مدل رفتار نیرو-تغییرشکل بررسی در ناحیه اتصال با قرار دادن یک فتر دورانی در چشمه اتصال شبیه‌سازی می‌شود که در ساخت آن از مصالح هیستریزیس با رفتار سه خطی که منحنی پوش آن وابسته به مشخصات مصالح فولادی، مشخصات هندسی تیر و ستون‌ها و ضرایب مقاومت تسلیم و سخت شوندگی مجدد می‌باشد. در این مدل، مفاصل پلاستیک ستون‌ها چسبیده به چشمه اتصال بوده ولی مفاصل پلاستیک تیرها در فاصل $0.75d$ (d، عمق تیر) از هر چشمه اتصال قرار دارند؛ در راستای مدل‌سازی این مفاصل از المان فتر دورانی استفاده شده است که رفتار ممان-انحنای آن مطابق با مدل زوال ایبارا-کراوینکلر^۲ اصلاح شده می‌باشد. شکل ۴، منحنی پوش هیستریزیس این مدل را نشان می‌دهد که در آن امکان شبیه‌سازی زوال‌های چرخه‌ای مختلف شامل زوال مقاومت پایه، زوال مقاومت پس از نقطه رأس^۳، زوال سختی اولیه و زوال سختی برابرداری فراهم گشته که تأثیر بسزایی در شبیه‌سازی رفتار فروریزش مدل‌ها ایفا می‌نماید [۵]. در این تحقیق جهت مدل‌سازی مفاصل پلاستیک، تنش تسلیم فولاد برابر با 240 kg/cm^2 ، ضریب مقاومت تسلیم مورد انتظار $R_y = 1.15$ ، $M_c/M_p = 1$ ، $M_r/M_y = 0.4$ و $\theta_p = 0.4$ می‌باشد و مقادیر سایر پارامترها مانند θ_u ،

- 1 Leaning Column
- 2 Ibarra-Krawinkler
- 3 Post capping



شکل ۵: مقایسه نتایج مدل اتصالات به کار رفته در نرم افزار با نتایج تجربی کراونکلر و همکاران [۲۰]

Fig. 5. Comparison of results of connection model used in this study with test results of Krawinkler and peers

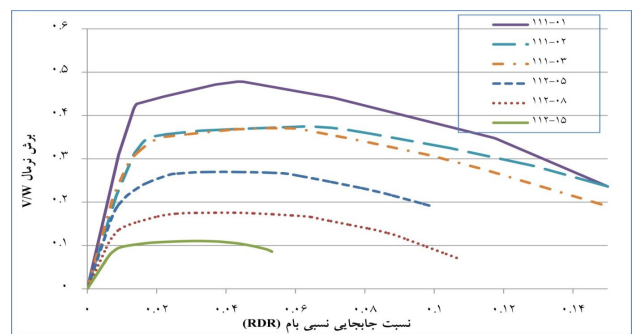


شکل ۷: منحنی استاتیکی افزایشی استاندارد گروه‌های عملکردی ۱۲۱ و ۱۲۲ (سازه‌های با دهانه ۸ متر)

Fig. 7. Standard static pushover curves of performance groups 112 and 122 (8 meter span models)

۸- آنالیز استاتیکی غیرخطی (استاتیکی افزایشی)

در پروسه ارزیابی عملکرد، جهت دستیابی به سنجش صحت مدل‌های غیرخطی و محاسبه ضرایب اضافه مقاومت (Ω_0) و شکل پذیری مبتنی بر پریود (μ_T) آن‌ها از آنالیزهای استاتیکی افزایشی استفاده می‌شود. در اینجا از توزیع نیروی جانبی معادل زلزله در ارتفاع سازه متناظر با شکل مودی مود اول ارتعاش استفاده شده و تغییر مکان هدف نیز برابر با 0.15 ارتفاع سازه در نظر گرفته شده است. بدین ترتیب منحنی‌های استاتیکی افزایشی استاندارد که تغییرات برش پایه نرمالیزه شده برحسب وزن (V_{base}/W) را برحسب نسبت جابجایی نسبی بام (RDR) ارائه می‌دهند، برای هر یک از مدل‌ها استخراج شده و مقادیر پارامترهای Ω_0 و μ_T محاسبه گردیدند. منحنی‌ها و نتایج آنالیز استاتیکی افزایشی مدل‌های نمونه‌ای و گروه‌های عملکردی، در شکل‌های ۶ و ۷ و جدول ۳ ارائه شده‌اند.



شکل ۶: منحنی استاتیکی افزایشی استاندارد گروه‌های عملکردی ۱۱۱ و ۱۱۲ (سازه‌های با دهانه ۴ متر)

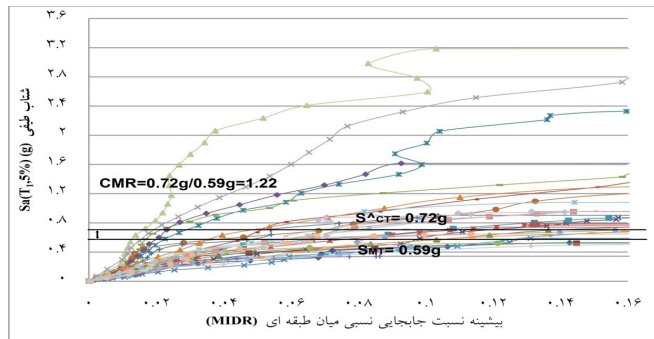
Fig. 6. Standard static pushover curves of performance groups 111 and 112 (4 meter span models)

1 Roof Drift Ratio

- نتایج حاصله از آنالیزهای استاتیکی افزایشی نشان می‌دهد:
۱. مقادیر آیین‌نامه‌ای ارائه شده برای میزان اضافه‌مقاومت سیستم قاب خمشی ویژه فولادی در آیین‌نامه‌های ساختمانی ایران (مقررات ملی ساختمان، مبحث دهم) یعنی مقدار $\Omega_0 = 2/8$ ، انتخابی مناسب برای این سیستم می‌باشد. مطابق با ارزیابی عملکرد صورت پذیرفته بر روی سازه‌های طراحی شده با الزامات آیین‌نامه‌ای ایران، مقادیر ضریب اضافه‌مقاومت «گروه‌های عملکردی» بین $2/8$ الی $4/4$ و مدل‌های نمونه‌ای (به جز مدل ۱۲۱-۰۱) نیز $2/4$ الی $4/85$ محاسبه شده‌اند.
 ۲. مقادیر ضریب شکل‌پذیری مبتنی بر پریود حاصله برای سیستم قاب خمشی ویژه فولادی به طور متوسط 7 ($\mu_T = 7$) می‌باشد. لازم به ذکر است که در بررسی تغییرات ضریب شکل‌پذیری برحسب تغییرات پریود، یک روال جامع و مشخصی مشاهده نشده است و تنها شاید برای سازه‌های با دهانه ۸ متر بتوان ادعا نمود که با افزایش پریود، از میزان شکل‌پذیری سازه‌ها کاسته می‌شود.

انتخابی جهت تعیین شتاب طیفی سطح فروریزش سازه از دسته رکوردهای پیشنهادی گزارش FEMA P695 برای رکوردهای حوزه دور و حوزه نزدیک شامل دو دسته «پالاس» و «بدون پالاس» می‌باشند. منظور از پالاس در رکوردهای حوزه نزدیک نیز زمان تناوب نظیر پالاس در رکورد سرعت است که با استفاده از آنالیز موج کوتاه^۲ مشخص می‌گردد؛ مطابق با این آنالیز، رکوردهای زلزله‌ای که دارای پالاس با دامنه بزرگ در ابتدای لرزه‌نگاشت ناشی از پدیده جهت‌پذیری پیش‌رونده^۳ می‌باشند، شناسایی می‌شوند [۲۲].

در شکل ۸، منحنی IDA مدل ۱۱۲-۰۸ تحت تاثیر دسته رکورد حوزه نزدیک با پالاس به عنوان نمونه نشان داده شده‌اند. به همین ترتیب منحنی‌های IDA برای هر یک از مدل‌های نمونه‌ای استخراج و مقادیر «نسبت محدوده فروریزش» (CMR) محاسبه گشتند که در بخش‌های بعدی مورد ارزیابی و مقایسه قرار خواهند گرفت.



شکل ۸: منحنی IDA سازه ۱۱۲-۰۸ تحت تاثیر دسته رکورد حوزه نزدیک با پالاس (سازه ۸ طبقه با دهانه ۴ متر)

Fig. 8. IDA curve of model 112-08 subjected to near-field with pulse ground motion record set (8 story, 4 meter span model)

۱۰- تعیین عدم قطعیت کل در ارزیابی فروریزش سیستم قاب خمشی ویژه فولادی

در پروسه ارزیابی عملکرد فروریزی سیستم‌های سازه‌ای مختلف منابع عدم قطعیت متعددی وجود دارد و هرچه میزان عدم قطعیت در ارزیابی عملکرد یک سیستم بیشتر باشد آن گاه «نسبت محدوده فروریزش مجاز» آن سیستم بزرگتر می‌گردد. در روش ارزیابی عملکرد FEMA P695، چهار منبع عدم قطعیت رکورد به رکورد (β_{RTR}) ، کیفیت الزامات طراحی (β_{DR}) ، داده‌های آزمایشگاهی (β_{TD}) ، مدل‌سازی غیرخطی (β_{MDL}) معرفی شده است. عدم قطعیت رکورد به رکورد از تفاوت پاسخ سازه‌های یکسان هنگامی که در معرض رکوردهای زلزله مختلف قرار می‌گیرند، تعیین می‌شود که مقدار آن برای دسته رکوردهای انتخابی ۰/۴ می‌باشد. به دلیل ضوابط جامع

۳. میزان اضافه‌مقاومت سازه‌های با دهانه ۸ متر بیشتر از سازه‌های با دهانه ۴ متر می‌باشند و این مسئله بیان‌گر آن است که الزامات آیین‌نامه‌ای کنترل‌کننده برای این سازه‌ها سخت‌گیرانه‌تر می‌باشد؛ توجه شود که در سازه‌های با دهانه ۸ متر شرط تنش مجاز، شرط کنترل‌کننده در طراحی سازه می‌باشد ولی در سازه‌های با دهانه ۴ متر شرط جابجایی نسبی میان طبقه‌ای مجاز، شرط کنترل‌کننده است.

۴. میزان اضافه‌مقاومت سازه‌ها با افزایش تعداد طبقات و در نتیجه با افزایش پریود مود اول ارتعاش، کاهش می‌یابد؛ این مسئله هم در مورد سازه‌های با دهانه ۸ متر و هم سازه‌های با دهانه ۴ متر صادق می‌باشد.

۹- آنالیز دینامیکی افزایشی (IDA)

در روش ارائه شده توسط دستورالعمل FEMA P695 برای ارزیابی عملکرد لرزه‌های سازه‌ها، «سطح فروریزش میانه» و «حاشیه ایمنی» سازه‌ها با استفاده از آنالیز دینامیکی افزایشی (IDA) [۲۱] تعیین می‌شود. در این مطالعه پارامترهای انتخابی برای تقاضای مهندسی (EDP) و شدت زلزله (IM) به ترتیب بیشینه نسبت جابجایی نسبی میان طبقه‌ای (MIDR) و شتاب طیفی در پریود مود اول ارتعاش سازه به ازای میرایی ۵٪ $(S_a(T_1, 5\%))$ می‌باشد.

ابتدا «ظرفیت فروریزش میانه» $(S^{\hat{}}_{CT})$ هر سازه به کمک آنالیز IDA مطابق با رابطه ۱ مشخص می‌شود و سپس پارامتر «نسبت محدوده فروریزش» (CMR) مطابق با رابطه ۲ محاسبه می‌گردد [۱۴].

$$\hat{S}_{CT} = \text{Median}(S_{CTi}) \quad (1)$$

$$CMR = \frac{\hat{S}_{CT}}{S_{MT}} \quad (2)$$

\hat{S}_{CT} : شتاب طیفی سطح فروریزش میانه سازه در پریود مود اول ارتعاش آن تحت تاثیر دسته رکورد انتخابی

S_{CTi} : شتاب طیفی متناظر با سطح فروریزش سازه تحت تاثیر رکورد i ام از دسته رکورد انتخابی

S_{MT} : شتاب طیفی متناظر با حداکثر زلزله محتمل در پریود مود اول ارتعاش سازه

در این تحقیق فرض گشته شتاب طیفی متناظر با حداکثر زلزله محتمل همانند رابطه پیشنهادی در گزارش FEMA P695 برای آیین‌نامه‌های آمریکا، از ۱/۵ برابر طیف بازتاب طرح آیین‌نامه ایران برای نوع خاک تیپ ۲ بدست آید. در راستای مقایسه عملکرد لرزه‌ای سیستم قاب خمشی ویژه فولادی تحت تاثیر زلزله‌های حوزه دور با حوزه نزدیک، دسته رکوردهای

2 Wavelet Analysis [Baker 2007]

3 Forward Directivity

1 Maximum Inner-Storey Drift Ratio

۱. احتمال فروریزش تحت تاثیر حداکثر زلزله محتمل (MCE) برای «گروه‌های عملکردی» آن سیستم سازه‌ای $ACMR_i$ کوچکتر یا برابر ۱۰٪ باشد.
 ۲. احتمال فروریزش تحت تاثیر حداکثر زلزله محتمل (MCE) برای هر یک از «مدل‌های نمونه‌ای شاخص» آن سیستم سازه‌ای $ACMR_i$ کوچکتر یا برابر ۲۰ باشد.
- اهداف فوق تضمین‌کننده این نکته است که «نسبت محدوده فروریزش اصلاح‌شده» در «مدل‌های نمونه‌ای» و «گروه‌های عملکردی» از مقادیر «نسبت محدوده فروریزش مجاز» کمتر نگردد.

۱۲- ارزیابی نتایج عملکرد لرزه‌ای سیستم قاب خمشی ویژه فولادی

در این بخش پارامترهای عملکردی سیستم قاب خمشی ویژه فولادی تحت رکوردهای حوزه دور، تمامی رکوردهای حوزه نزدیک، رکوردهای حوزه نزدیک با پالس و رکوردهای حوزه نزدیک بدون پالس به شکل جداگانه محاسبه و ارائه می‌گردد. این پارامترهای به ترتیب، «نسبت محدوده فروریزش»، «ضریب شکل‌پذیری مبتنی بر پیوند»، «ضرایب شکل طیفی»، «نسبت محدوده فروریزش اصلاح‌شده» و «نسبت محدوده فروریزش مجاز» می‌باشند. نتایج نهایی ارزیابی عملکرد «مدل‌های نمونه‌ای» و «گروه‌های عملکردی» انتخابی جهت پوشش فضای طراحی سیستم قاب خمشی ویژه فولادی تحت تاثیر ۴ دسته رکورد مطروحه، در جدول ۳ ارائه شده‌اند.

۱۲-۱- ارزیابی صحت ضریب رفتار (R)

مطابق با روش ارزیابی عملکرد FEMA P695 ملاک اصلی ارزیابی سیستم‌های مقاوم‌لرزه‌ای، نتایج مربوط به دسته رکوردهای حوزه دور می‌باشد؛ لذا متناظر با جدول ۳ مشاهده می‌شود تمامی مدل‌های نمونه‌ای و گروه‌های عملکردی متناظر با سازه‌های «کوتاه‌پیوند»، با حاشیه اطمینان مناسبی اهداف عملکردی را برآورده ساخته‌اند و «گروه‌های عملکردی سازه‌های بلندپیوند» با فاصله‌ای بسیار کم در ارضای اهداف عملکردی مردود شده‌اند. بدین ترتیب می‌توان نتیجه گرفت سیستم قاب خمشی ویژه فولادی دارای عملکرد لرزه‌ای مطلوبی بوده و «ضریب رفتار» پیشنهادی برای آن ($R=10$) به خوبی می‌تواند رفتار غیرخطی آن را تبیین نماید، با این حال لازم است الزامات آیین‌نامه‌ای مربوط به سازه‌های بلند به نحو مقتضی اصلاح گشته تا بدین ترتیب سازه‌های ۱۵ طبقه و بلندتر از آن نیز وارد محدوده مجاز مدنظر روش شوند؛ راهکارهای پیشنهادی در این خصوص شامل استفاده از ضریب رفتار مبتنی بر پیوند و یا استفاده از ضرایب افزایشده جهت محاسبه برش پایه و یا جابجایی نسبی میان طبقه‌ای مجاز می‌باشند. در تحقیقات مشابه، زارعیان و لیگنوس به ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سیستم قاب خمشی ویژه فولادی با اتصالات RBS پرداخته‌اند. نتایج این تحقیقات نیز حاکی از آن است که سازه‌های کوتاه‌پیوند به راحتی اهداف عملکردی را

و دقیق آیین‌نامه‌های فعلی جهت طراحی سیستم قاب خمشی ویژه فولادی به این سیستم ارزش «عالی» اختصاص یافته و در نتیجه میزان عدم قطعیت کیفیت الزامات طراحی برابر ۰/۱ فرض می‌شود [۱۴].

از آنجایی که برای سیستم قاب خمشی ویژه فولادی، داده‌های آزمایشگاهی کافی جهت شبیه‌سازی رفتار غیرخطی ستون‌های عمیق تحت تاثیر نیروهای محوری و لنگرهای خمشی سیکلی نبوده و تعداد آزمایشات موجود جهت تحلیل تاثیرات دال مرکب بر مقاومت و سختی اجزا کافی نمی‌باشد، با استناد به این کاستی‌ها کیفیت داده‌های آزمایشگاهی، «خوب» فرض شده که میزان عدم قطعیت متناظر با آن برابر ۰/۲ می‌باشد [۱۴].

اگرچه الگوی مدل‌سازی استفاده شده در این تحقیق، مبتنی بر دقیق‌ترین و جامع‌ترین مدل‌های تئوری و تست‌های آزمایشگاهی موجود می‌باشد ولی همچنان مدل تحلیلی اخیر در زمینه تشکیل مفاصل پلاستیک ستون‌ها، دارای نقص بوده و نیز قادر به لحاظ نمودن اثرات دال کف بر شکل‌گیری مفاصل پلاستیک در تیرها نمی‌باشد؛ لذا کیفیت مدل‌سازی‌ها با توجه به معایب فوق، «خوب» (B) در نظر گرفته شده و در نتیجه میزان عدم قطعیت متناظر با کیفیت مدل‌سازی برابر با ۰/۲ می‌شود [۱۰].

بدین ترتیب عدم قطعیت کل در پروسه ارزیابی عملکرد برابر خواهد بود:

$$\beta_{Tot} = \sqrt{\beta_{RTR}^2 + \beta_{DR}^2 + \beta_{MDL}^2 + \beta_{TD}^2} = 0.5 \quad (3)$$

۱۱- معیار ارزیابی عملکرد در روش پیشنهادی FEMA P695

همانطور که اشاره گردید برای ارزیابی و پذیرش ضرایب عملکرد لرزه‌ای (ضریب رفتار و ضریب اضافه‌مقاومت) از پارامتر نسبت محدوده فروریزش (CMR) استفاده می‌شود. از آنجایی که مقادیر این پارامتر تا حدود زیادی وابسته به محتوای فرکانسی (شکل طیفی) دسته رکوردهایی‌اند که جهت انجام آنالیزهای دینامیکی افزایشی (IDA) به کار رفته‌اند لذا لازم است با اعمال ضرایبی تحت عنوان «ضرایب شکل طیفی» (SSF) مقادیر آن اصلاح گردد که پارامتر جدید «نسبت محدوده فروریزش اصلاح‌شده» (ACMR) نامیده می‌گردد.

$$ACMR_i = SSF_i \times CMR_i \quad (4)$$

ضرایب شکل طیفی، تابع پیوند مود اول ارتعاش سازه (T_1)، شکل‌پذیری مبتنی بر پیوند (μ_1) و سطح لرزه‌خیزی مبنای طراحی مدل‌های نمونه‌ای بوده و برای هر مدل با توجه به جداول ارائه شده در گزارش FEMA P695 استخراج می‌شوند [۱۴].

در این راستا عملکرد لرزه‌ای یک سیستم سازه‌ای در صورتی تایید می‌گردد که اهداف عملکردی زیر برآورده شود:

شده با سازه‌ای که با فاصله‌ای زیاد مردود گشته، وجود ندارد؛ لذا در راستای بررسی دقیق‌تر روند تغییرات عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها بر حسب پارامترهایی چون ارتفاع سازه و پیروید مود اول ارتعاش آن تحت تاثیر دسته رکوردهای مختلف، از کمیتی تحت عنوان «حاشیه ایمنی» (S.M) مطابق با رابطه ۵ بهره گرفته می‌شود.

$$(S.M)_i(\%) = \frac{ACMR_i - ACMR_{allowable}}{ACMR_{allowable}} \times 100 \quad (5)$$

$(S.M)_i$: «حاشیه ایمنی» مدل نمونه‌ای شاخص «am در راستای ارضای اهداف عملکردی روش FEMA P۶۹۵

$(ACMR)_{allowable}$: مقدار «نسبت محدوده فروریزش مجاز»

$(ACMR)_i$: مقدار «نسبت محدوده فروریزش اصلاح شده»

نتایج ارزیابی عملکرد به همراه مقادیر «حاشیه ایمنی» مدل‌های نمونه‌ای در جدول ۳ ارائه شده است.

۱۳-۱- بررسی روال تغییرات ACMR مدل‌های نمونه‌ای بر حسب پیروید مود اول (T_1)

مطابق با شکل‌های ۹ و ۱۰ مشاهده می‌شود که روال تغییرات وضعیت عملکردی سازه‌ها بر حسب تغییرات پیروید مود اول ارتعاش سازه‌هایی با دهانه ۴ متر و ۸ متر الگوی منظمی دارد، این روال منظم به قرار زیر می‌باشد: تحت تاثیر زلزله‌های حوزه‌دور سازه‌های با کوتاه‌ترین پیروید ارتعاشی (در این تحقیق $T=0.3s$) دارای حداکثر «نسبت محدوده فروریزش اصلاح شده» می‌باشند و با افزایش پیروید به تدریج از مقدار این نسبت کاسته می‌شود تا جاییکه به ازای $T=2.65s$ (سازه ۱۵ طبقه) به حداقل مقدار خود می‌رسد.

اما تحت تاثیر زلزله‌های حوزه نزدیک (اعم از با پالس و بدون پالس) روند کاهش تدریجی فوق در مقدار ACMR، تغییر کرده و در محدوده پیروید $T=0.5-0.65s$ یک مینیمم ناگهانی مشاهده می‌شود؛ با افزایش پیروید از محدوده $T=0.85-0.95s$ روند کاهشی حالت پیشین مجدداً مشاهده می‌گردد تا سرانجام به ازای $T=2.65s$ (سازه ۱۵ طبقه) به کمترین مقدار خود می‌رسد.

باتوجه به روال تغییرات فوق مشاهده می‌شود که نحوه عملکرد سازه‌ها تحت تاثیر زلزله‌های حوزه نزدیک و حوزه‌دور در محدوده سازه‌های کوتاه پیروید تفاوت بسیاری با هم دارند ولی در محدوده سازه‌های بلند پیروید عملکردشان تا حدود زیادی مشابه با هم بوده و با افزایش پیروید، عملکرد لرزه‌ای ضعیف‌تر می‌شود.

برآورده ساخته‌اند ولی گروه‌های عملکردی سازه‌های بلند پیروید طراحی شده در سطح لرزه‌خیزی خیلی زیاد، در ارضای اهداف عملکردی دارای ضعف‌هایی می‌باشند به طوریکه «گروه عملکردی سازه‌های بلند پیروید طراحی شده به روش تحلیل طیفی» در ارضای اهداف عملکردی مردود گشتند [۱۰]؛ با مقایسه نتایج سازه‌های دارای اتصالات غیر RBS بررسی شده در این تحقیق با نتایج سازه‌های دارای اتصالات RBS در تحقیقات لیگنوس و زارعیان، مشاهده می‌شود که در مجموع سازه‌های دارای اتصالات RBS دارای حاشیه ایمنی بزرگتری در مقابل فروریزش بوده و لذا عملکرد لرزه‌ای مطلوبتری دارند که نشان‌دهنده کیفیت بالاتر این اتصالات در قیاس با سایر اتصالات متداول می‌باشد.

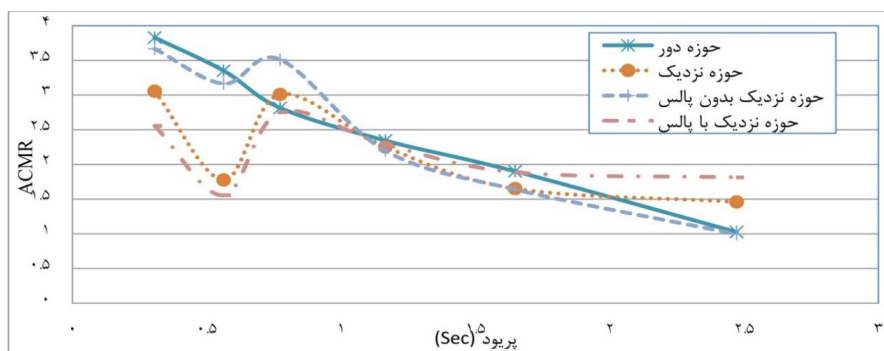
۱۲-۲- ارزیابی ضریب اضافه مقاومت (Ω_0)

در تعیین ضریب اضافه مقاومت سیستم سازه‌ای، ابتدا مقادیر ضریب اضافه مقاومت «گروه‌های عملکردی» از میانگین ضریب اضافه مقاومت «مدل‌های نمونه‌ای» تعیین می‌شود. حال ضریب اضافه مقاومت سیستم سازه‌ای (Ω_0) برابر با حداکثر «ضریب اضافه مقاومت گروه‌های عملکردی» انتخابی برای سیستم سازه‌ای خواهد بود البته به شرط آنکه مقدار آن از $1/5$ برابر ضریب رفتار سیستم سازه‌ای ($R=1/5$) و نیز عدد ۳ کوچکتر باشد [۱۴]. متناظر با نتایج آنالیز استاتیکی افزایشی مدل‌های نمونه‌ای و گروه‌های عملکردی جدول ۳، مشاهده می‌شود که حداکثر «ضریب اضافه مقاومت» گروه‌های عملکردی انتخابی با $4/4$ می‌باشد لذا بر اساس شروط فوق، مقدار ضریب اضافه مقاومت (Ω_0) سیستم قاب خمشی ویژه فولادی برابر با ۳ می‌باشد.

از مقادیر محاسباتی بدست آمده «ضریب اضافه مقاومت»، «نسبت محدوده فروریزش» و «وضعیت نهایی عملکرد» «مدل‌های نمونه‌ای» و «گروه‌های عملکردی» می‌توان نتیجه گرفت، مقدار ضریب اضافه مقاومت فعلی سیستم قاب خمشی ویژه فولادی ($\Omega_0=2/8$)، انتخابی مناسب برای این سیستم بوده و منجر به طراحی سازه‌هایی با عملکرد لرزه‌ای مطلوب و موافق با اهداف مدنظر روش FEMA P695 می‌شود؛ لذا در راستای طراحی عملی‌تر و اقتصادی‌تر سازه‌ها، که در عین حال موافق با اهداف عملکرد لرزه‌ای نیز باشند، بهره‌گیری از ضریب اضافه مقاومت $2/8$ برای این سیستم، گزینه مناسب‌تری خواهد بود.

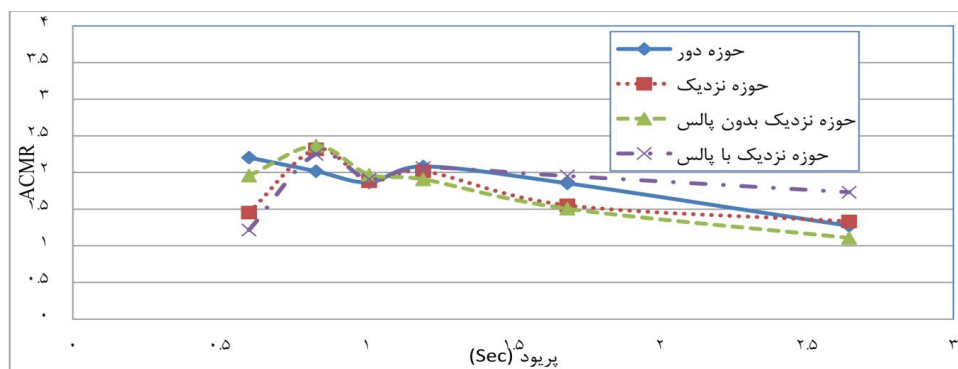
۱۳- مقایسه نتایج ارزیابی عملکرد لرزه‌ای تحت تاثیر زلزله‌های حوزه‌دور با حوزه نزدیک

در روش FEMA P695، تنها از معیار Pass/Fail جهت تعیین وضعیت عملکردی مدل‌های نمونه‌ای بهره گرفته شده است که در مجموع معیار چندان کارآمدی نیست، چراکه در این وضعیت هیچ‌گونه اطلاعاتی در خصوص فاصله سازه‌ها از مرزهای مجاز عملکردی حاصل نشده و هیچ تفاوتی مابین سازه‌ای که با فاصله‌ای کم از مرزهای مجاز عملکردی، مردود



شکل ۹: منحنی‌های تغییرات «نسبت محدوده فروریزش اصلاح شده» بر حسب پریود مود اول سازه‌ها در گروه‌های عملکردی ۱۱۱ و ۱۱۲ (سازه‌های با دهانه ۴ متر) تحت تاثیر دسته رکوردهای مختلف

Fig. 9. Diagrams of variation of modified collapse margin ratios correspondent to period of models' first mode of vibration in performance groups 111 and 112 (4 meter span models) subjected to different ground motion record sets



شکل ۱۰: منحنی‌های تغییرات «نسبت محدوده فروریزش اصلاح شده» بر حسب پریود مود اول سازه‌ها در گروه‌های عملکردی ۱۲۱ و ۱۲۲ (سازه‌های با دهانه ۸ متر) تحت تاثیر دسته رکوردهای مختلف

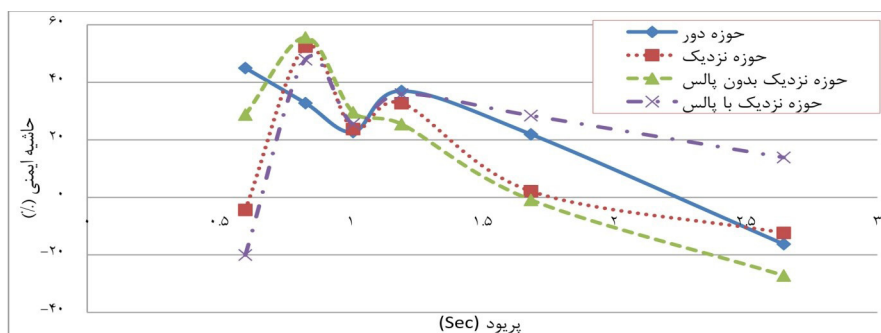
Fig. 10. Diagrams of variation of modified collapse margin ratios correspondent to period of models' first mode of vibration in performance groups 121 and 122 (8 meter span models) subjected to different ground motion record sets

نسبتا بالایی ($S.M \leq 30\%$) اهداف عملکردی را برآورده می‌سازند، اما میزان ایمنی سازه‌های بلندپریود با افزایش پریود کاهش یافته تا جاییکه برای سازه‌های ۱۵ طبقه حاشیه ایمنی کوچکتر از صفر می‌شود ($S.M \leq 0$) و این یعنی این سازه‌ها نتوانسته‌اند اهداف عملکردی را ارضا نمایند. با بررسی این مقادیر مشخص می‌شود که در تمامی حالات مختلف رکورد زلزله، سازه‌های با طول دهانه ۸ متر دارای عملکرد مطلوب‌تری در مقایسه با سازه‌های با طول دهانه ۴ متر می‌باشند.

۱۳-۲- بررسی روال تغییرات «حاشیه ایمنی» مدل‌های نمونه‌ای بر حسب پریود مود اول (T_1)

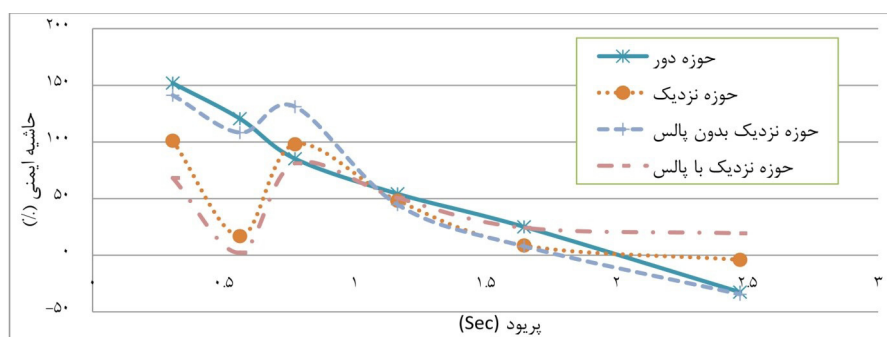
از کاستی‌های بررسی روال تغییرات عملکرد لرزه‌ای بر حسب ACMR آن است که با استفاده از آن نمی‌توان مشخص نمود کدام سازه به اهداف عملکردی روش FEMA P695 نزدیکتر است، لذا در این بخش به بررسی روال تغییرات «حاشیه ایمنی» (Safety Margin) بر حسب پریود سازه‌ها پرداخته می‌شود:

متناظر با اشکال ۱۱ و ۱۲ مشخص می‌شود که تحت تاثیر زلزله‌های حوزه دور و حوزه نزدیک بدون پالس، سازه‌های کوتاه‌پریود با محدوده ایمنی



شکل ۱۱: منحنی‌های تغییرات «حاشیه ایمنی» بر حسب پریود مود اول سازه‌ها در گروه‌های عملکردی ۱۱۱ و ۱۱۲ (سازه‌های با دهانه ۴ متر)

Fig. 11. Diagrams of variation of safety margin correspondent to period of models' first mode of vibration in performance groups 111 and 112 (4 meter span models)

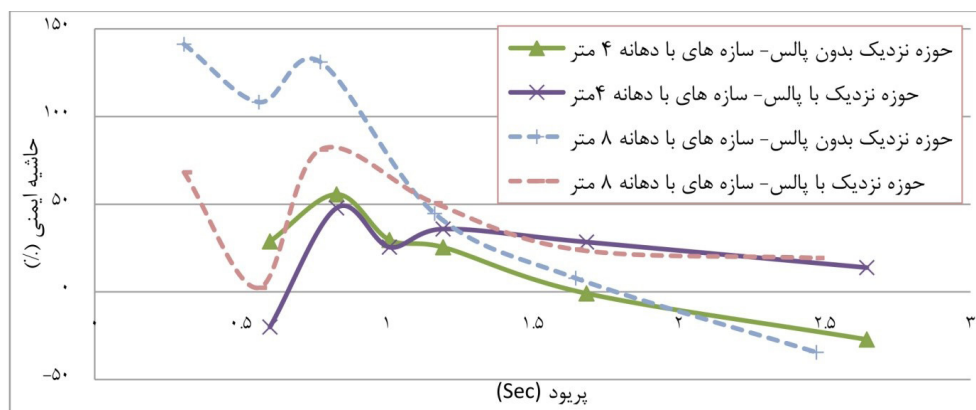


شکل ۱۲: منحنی‌های تغییرات «حاشیه ایمنی» بر حسب پریود مود اول سازه‌ها در گروه‌های عملکردی ۱۲۱ و ۱۲۲ (سازه‌های با دهانه ۸ متر)

Fig. 12. Diagrams of variation of safety margin correspondent to period of models' first mode of vibration in performance groups 121 and 122 (8 meter span models)

مردود شده (S.M=-20%) و سازه ۲ طبقه با دهانه ۸ متر (۰۲-۱۱۲) نیز با حاشیه ایمنی بسیار کم (S.M=7%) اهداف عملکردی را ارضا می‌نماید. این در حالی است که همین سازه‌ها تحت تاثیر رکوردهای حوزه نزدیک بدون پالس با حاشیه‌های ایمنی بالا (به ترتیب S.M=29% و S.M=118%) اهداف عملکردی را ارضا می‌نمایند. برخلاف سازه‌های کوتاه‌پریود، در بررسی سازه‌های بلندپریود مشاهده می‌شود که عملکرد این سازه‌ها تحت تاثیر رکوردهای حوزه نزدیک بدون پالس به مراتب ضعیفتر از عملکرد آن‌ها تحت تاثیر رکوردهای حوزه نزدیک با پالس می‌باشد. هرچند در هر دو حالت، «حاشیه ایمنی» سازه‌ها با افزایش پریود کاهش می‌یابد ولی در رکوردهای حوزه نزدیک بدون پالس، نرخ کاهش سریعتر می‌باشد. نکته قابل ذکر آن که هرچند سازه‌های ۱۵ طبقه تحت رکورد زلزله‌های حوزه دور و حوزه نزدیک با حاشیه‌های ایمنی منفی، در ارضای اهداف عملکردی مردود می‌شوند لیکن تحت تاثیر رکوردهای حوزه نزدیک با پالس موفق به ارضای اهداف عملکردی شده‌اند.

شکل ۱۳ نشان می‌دهد که روال تغییرات «حاشیه ایمنی» مدل‌های نمونه‌ای تحت تاثیر دسته رکوردهای حوزه نزدیک شامل حوزه نزدیک بدون پالس و حوزه نزدیک پالس‌دار شباهت بسیاری با یکدیگر دارند؛ در واقع در تمامی این حالات با افزایش پریود از مقدار اولیه ۰/۳۵ ثانیه، مقادیر «حاشیه ایمنی» سازه‌ها تا پریود ۰/۶۵ ثانیه کاهش می‌یابد و سپس تا پریود ۰/۹۵ ثانیه افزایش یافته و مجدداً پس از پریود ۰/۹۵ ثانیه مقادیر آن تا پریود ۲/۶۵ ثانیه روند نزولی به خود می‌گیرد. علاوه بر این مطابق با این شکل مشخص می‌گردد که هرچند روال تغییرات «حاشیه ایمنی» مدل‌های نمونه‌ای تحت تاثیر هر دو دسته رکورد «حوزه نزدیک بدون پالس» و «حوزه نزدیک با پالس» مشابه می‌باشد ولی وضعیت عملکردی مدل‌ها تحت تاثیر این دو دسته رکورد کاملاً متفاوت می‌باشد. در محدوده سازه‌های کوتاه-پریود عملکرد مدل‌های نمونه‌ای تحت تاثیر رکوردهای حوزه نزدیک با پالس، بسیار ضعیف‌تر از عملکرد این سازه‌ها تحت تاثیر رکوردهای حوزه نزدیک بدون پالس می‌باشد؛ بر این اساس سازه یک طبقه با دهانه ۴ متر (۰۱-۱۱۱) تحت تاثیر رکوردهای حوزه نزدیک با پالس، در ارضای اهداف عملکردی



شکل ۱۳: منحنی‌های تغییرات «حاشیه ایمنی» بر حسب پریود مدل اول سازه‌ها در گروه‌های عملکردی ۱۱۱-۱۱۲ (سازه‌های با دهانه ۴ متر) و ۱۲۱-۱۲۲ (سازه‌های با دهانه ۸ متر) تحت تاثیر دسته رکوردهای حوزه نزدیک بدون پالس و با پالس

Fig. 13. Diagrams of variation of safety margin correspondent to period of models' first mode of vibration subjected to near-field with and without pulse record sets

عملکردی سازه‌ها تحت تاثیر زمین لرزه‌های حوزه دور و حوزه-نزدیک بدون پالس دارد.

در واقع تحت تاثیر زلزله‌های حوزه دور و حوزه نزدیک بدون-پالس تمامی سازه‌های کوتاه‌پریود اهداف عملکردی را ارضا می‌نمایند ولی تحت تاثیر زلزله‌های حوزه نزدیک با پالس عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها به میزان قابل توجهی ضعیفتر می‌باشد به طوریکه سازه‌های ۱ طبقه با دهانه ۴ متر و ۲ طبقه با دهانه ۸ متر در ارضای اهداف عملکردی مردود شدند؛ بدین ترتیب در ارزیابی عملکرد سازه‌های کوتاه پریود، رکوردهای حوزه نزدیک با پالس کنترل کننده می‌باشند.

در نقطه مقابل هرچند تمامی سازه‌های بلندپریود اهداف عملکردی را تحت تاثیر زلزله‌های حوزه نزدیک با پالس ارضا نموده‌اند ولیکن تحت تاثیر زلزله‌های حوزه نزدیک بدون پالس و حوزه دور، سازه‌های با ارتفاع ۴۵ متر (۱۵ طبقه) در ارضای اهداف عملکردی مردود شده‌اند.

مراجع

- [1] S. Li, L.-l. Xie, Progress and trend on near-field problems in civil engineering, ACTA Seismologica Sinica, 20(1) (2007) 105-114.
- [2] J.P. Stewart, S.-J. Chiou, J.D. Bray, R.W. Graves, P.G. Somerville, N.A. Abrahamson, Ground motion evaluation procedures for performance-based design, Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), 2001.
- [3] P.G. Somerville, Development of an improved representation of near-fault ground motions, in: SMIP98 Proceedings, Seminar on Utilization of Strong-Motion Data, California Division of Mines and Geology, Sacramento, CA, 1998, pp. 1-20.

۱۴- نتیجه گیری

مطابق با نتایج آنالیز استاتیکی افزایشی، مقدار ضریب اضافه-مقاومت ارائه شده برای سیستم قاب خمشی ویژه فولادی در آیین نامه‌های ساختمانی ایران یعنی $\Omega_0=2/8$ تایید می‌گردد؛ در مجموع، اضافه مقاومت سازه‌های با دهانه ۸ متر (سازه‌هایی که معیار مقاومت کنترل کننده طراحی شان بوده است) بیشتر از اضافه مقاومت سازه‌های با دهانه ۴ متر (سازه‌هایی که معیارهای غیر مقاومتی کنترل کننده طراحی شان بوده است) به دست آمده و مقدار ضریب شکل پذیری مبتنی بر پریود این سیستم نیز به طور متوسط ۷ ($\mu_T=7$) محاسبه شده است.

مطابق با نتایج آنالیز دینامیکی افزایشی و بررسی وضعیت قبول/مردود (Pass/Fail) مدل‌های نمونه‌ای و گروه‌های عملکردی می‌توان نتیجه گرفت که ضریب رفتار پیشنهادی برای سیستم قاب خمشی ویژه فولادی ($R=10$) مناسب بوده و اهداف عملکردی FEMA P695 را ارضا می‌نماید. منطبق بر هدف عملکردی روش FEMA P695، یعنی کوچکتر بودن احتمال فروریزش مدل‌های نمونه‌ای و گروه‌های عملکردی تحت تاثیر زمین لرزه سطح حداکثر زلزله محتمل MCE به ترتیب از مقادیر ۲۰٪ و ۱۰٪، مشاهده می‌شود که تحت تاثیر زمین لرزه‌های حوزه دور، اکثر سازه‌ها با حاشیه ایمنی مطمئنی اهداف عملکردی را برآورده ساخته‌اند و تنها سازه‌های ۸ طبقه دارای حاشیه ایمنی نسبتاً کوچکی بوده و سازه‌های ۱۵ طبقه نیز در ارضای اهداف عملکردی مردود گشته‌اند که همین مسئله باعث عدم ارضای اهداف عملکردی برای «گروه‌های عملکردی سازه‌های بلندپریود» شده است. تحت تاثیر زمین لرزه‌های حوزه-نزدیک بدون پالس نیز، وضعیت عملکردی سازه‌ها و گروه‌های عملکردی همانند آنچه برای زمین لرزه‌های حوزه دور ذکر شد، می‌باشد. اما تحت تاثیر زمین لرزه‌های حوزه نزدیک با پالس، وضعیت عملکردی سازه‌ها تفاوت چشمگیری با وضعیت

- [13] A. Mathiasson, R.A. Medina, Seismic Collapse Assessment of a 20-Story Steel Moment-Resisting Frame Structure, *Buildings*, 4 (2014) 806-822.
- [14] Applied Technology Council, FEMA P695: Quantification of building seismic performance factors, Federal Emergency Management Agency (FEMA), Washington D.C., 2009.
- [15] Ministry of Housing and Urban Development, Iranian national building code part 10: Design and Construction of Steel structures, Iran, 2009. [In Persian]
- [16] Building and Housing Research Center, Iranian Code of practice for seismic resistant design of buildings, Iran, 2005. [In Persian]
- [17] D. Lignos, Sidesway collapse of deteriorating structural systems under seismic excitations, Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University, Stanford, CA, USA, 2008.
- [18] OpenSees, Open System for Earthquake Engineering Simulation, in, Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), 2007.
- [19] A. Gupta, H. Krawinkler, Seismic Demands for Performance Evaluation of Steel Moment Resisting Frame Structures, Department of Civil Engineering, Stanford University, Stanford, CA, 1999.
- [20] H. Krawinkler, V. Bertero, E. Popov, Inelastic Behavior of Steel Beam-to-column Sub-assemblages, *Earthquake Engineering Research Center (EERC)*, University of California at Berkeley, CA, 1971.
- [21] D. Vamvatsikos, M. Eeri, Cornell C. A., Applied Incremental Dynamic Analysis, in: 12th European Conference on Earthquake Engineering, London, UK, 2002.
- [22] J.W. Baker, Quantitative Classification of Near-Fault Ground Motions Using Wavelet Analysis, *Bulletin of the Seismological Society of America*, 97(5) (2007) 1486-1501.
- [4] B. Alavi, H. Krawinkler, Consideration of Near-Fault Ground Motion Effects in Seismic Design, in: 12WCEE, Auckland, New Zeland, 2000, pp. 2665.
- [5] B. Alavi, H. Krawinkler, Effects of near-fault ground motions on frame structures, Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University, CA, USA, 2001.
- [6] S.Y. Yun, O. Ronald, C. Hamburger, A. Cornell, D.A. Foutch., Seismic Performance Evaluation for Steel Moment Frames, *Journal of Structural Engineering*, (2002) 534-545.
- [7] S. Krishnan, C. Ji, D. Komatitsch, J. Tromp, Performance of two 18-story steel moment frame buildings in southern California during two large simulated San Andreas earthquakes, *Earthquake Spectra*, 22(4) (2006) 1035-1061.
- [8] E. Kalkan, S.K. Kunnath, Effects of fling step and forward directivity on seismic response of buildings, *Earthquake Spectra*, 22(2) (2006) 367-390.
- [9] C.A. Maniatakis, I.M. Taflampas, C.C. Spyarakos, Identification of Near-fault Earthquake Record Characteristics, in: The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, 2008.
- [10] F. Zareian, D. Lignos, H. Krawinkler, Evaluation of seismic collapse performance of steel special moment resisting frames using FEMA P695 (ATC-63) methodology, in: Proceedings of the 2010 Structures Congress, ASCE, 2010.
- [11] F. Zareian, D. Lignos, H. Krawinkler, Seismic design modification factors for steel special moment-resisting frames, in: International Workshop on Protection of Build Environment against Earthquakes, Ljubljana, Slovenia, 2010.
- [12] S. Krishnan, M. Muto, Sensitivity of the Earthquake Response of Tall Steel Moment Frame Buildings to Ground Motion Features, *Journal of Earthquake Engineering*, 17(5) (2013) 673-698.

برای ارجاع به این مقاله از عبارت زیر استفاده کنید:

Please cite this article using:

K. Mousavi Darzikolaei, T. Taghikhany, Seismic Performance Factors of Special Moment Resisting Steel Frames Subjected to Far- and Near-Field Ground Motions, *Amirkabir J. Civil Eng.*, 50(1) (2018) 37-52.

DOI: 10.22060/ceej.2016.687

