



http://journaliss.ir

ارزیابی احتمال فروریزش قاب‌های بتن مسلح مجهز به مهاربند زانویی تحت زلزله‌های نزدیک گسل پالس‌دار با

روش FEMA P-695

علیرضا رفعت‌فر^۱، نوید سیاه‌پلو^{۲*}

۱- دانش‌آموخته کارشناسی ارشد سازه، مؤسسه آموزش عالی جهاد دانشگاهی خوزستان، ایران

۲- استادیار گروه مهندسی عمران، مؤسسه آموزش عالی جهاد دانشگاهی خوزستان، ایران

*اهواز، صندوق پستی ۱۴۱۵۵۴۳۴۶، siahpolo@acecr.ac.ir

چکیده

در این پژوهش، عملکرد لرزه‌ای قاب‌های بتن‌آرمه مجهز به مهاربند زانویی (RC-KBF) بر اساس دستورالعمل FEMA P-695 به‌طور دقیق ارزیابی شده است. هدف اصلی تحقیق، بررسی احتمال فروریزش این قاب‌ها تحت اثر زلزله‌های شدید حوزه نزدیک، به‌ویژه رکوردهای پالس‌دار و تحلیل غیرخطی دینامیکی رفتار سازه است. برای این منظور، مدل‌های دوبعدی قاب‌های بتن‌آرمه با دهانه‌ها و تعداد طبقات متنوع طراحی و بر اساس ضوابط ملی ساختمان ایران (مباحث ۹ و ۱۰) و استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم) با نرم‌افزار ETABS ساخته شدند. سپس تحلیل‌های غیرخطی افزایشی با نرم‌افزار PERFORM 3D اجرا شد تا پارامترهای کلیدی مانند شتاب طیفی میانه فروریزش و نسبت حاشیه فروریزش (CMR) استخراج شود. نتایج مقایسه‌ای نشان داد که استفاده از رکوردهای پالس‌دار، موجب افزایش حدود ۱۸ درصد در شتاب طیفی میانه فروریزش و ۱۷ درصد در نسبت حاشیه فروریزش نسبت به رکوردهای بدون پالس می‌شود که نمایانگر تأثیر مخرب خاص رکوردهای نزدیک گسل است. بیش‌تر مدل‌ها، الزامات حداقلی FEMA P-695 را برآورده کرده و تنها یک مدل به دلیل شکل‌پذیری پایین، از معیارها تخطی کرد. یافته‌های این مطالعه، اهمیت استفاده از مهاربند زانویی به‌عنوان جایگزینی مؤثر و پایدار برای سیستم‌های مقاوم‌سازی لرزه‌ای سستی در قاب‌های بتن‌آرمه را نشان می‌دهد؛ به‌خصوص در مناطقی با ریسک بالای زلزله‌های نزدیک گسل. این تحقیق علاوه بر ارائه شواهد کیفی و کمی عملکرد بهبودیافته، چالش‌های خاص رکوردهای پالس‌دار را نیز به روشنی مطرح می‌کند.

واژگان کلیدی

قاب بتنی با مهاربند زانویی، ارزیابی فروریزش FEMA P-695، زلزله نزدیک گسل، نسبت حاشیه فروریزش (CMR)، منحنی‌های شکنندگی

Evaluation of the Collapse Probability of Knee-Braced Reinforced Concrete Frames under Near-Fault Pulse-Type Earthquakes Using the FEMA P-695 Method

A. Rafatfar, N. Siahpolo

Abstract

This study presents a comprehensive seismic performance evaluation of reinforced concrete frames equipped with knee braces (RC-KBF) following the FEMA P-695 guidelines. The primary aim is to assess the collapse probability of these frames under severe near-fault earthquakes, particularly focusing on pulse-type ground motions, and to investigate their nonlinear dynamic behavior. Two-dimensional models of RC frames with varying span lengths and numbers of stories were developed based on the Iranian National Building Code (Chapters 9 and 10) and the fourth edition of Standard 2800, using ETABS software. Incremental nonlinear dynamic analyses were then conducted in PERFORM 3D to extract key parameters such as median spectral acceleration at collapse and collapse margin ratio (CMR). Comparative results indicate that pulse-type ground motions cause approximately an 18% increase in median spectral acceleration and a 17% increase in the CMR compared to records without pulses, indicating the severe impact of near-fault pulse effects. Most models met the minimum acceptance criteria specified in FEMA P-695, with only one model failing due to insufficient ductility. The findings underscore the effectiveness of knee braces as a viable seismic retrofit alternative to traditional systems in reinforced concrete frames, especially in regions vulnerable to near-fault earthquakes. Moreover, the study highlights the unique challenges posed by pulse-type records and provides both qualitative and quantitative insight into seismic behavior enhancements achieved by knee-braced systems.

Keywords

RC-KBF (Reinforced Concrete Knee-Braced Frame), FEMAP-695 Collapse Evaluation, Near-Fault Earthquake, Median Spectral Acceleration at Collapse, Fragility Curves



و استخراج پارامترهای کلیدی از جمله شتاب طیفی میانه فروریزش و نسبت حاشیه فروریزش است تا امکان مقایسه کمی عملکرد این سیستم با معیارهای پذیرش آیین‌نامه‌ای فراهم شود. نوآوری تحقیق حاضر در آن است که برای نخستین بار، عملکرد لرزه‌ای قاب‌های بتن‌آرمه با مهاربند زانویی در سطح فروریزش و در شرایط بارگذاری ویژه زلزله‌های نزدیک گسل مورد ارزیابی جامع قرار گرفته است.

۲- مروری بر مطالعات پیشین

ایده مهاربند زانویی نخستین بار توسط اوچوا^۴ (۱۹۸۶)، با معرفی سیستم زانوی یک‌بارمصرف (DKB)^۵ مطرح شد. در این سیستم، با تسلیم عضو زانویی انرژی مستهلک شد، اما کمانش عضو قطری به‌عنوان یک نقطه ضعف شناخته شد [۴]. در ادامه، بالندرا^۶ و همکاران این سیستم را توسعه دادند و با استفاده از اعضای غیرکمانش‌پذیر و مکانیزم خمشی در زانو، عملکرد لرزه‌ای بهبود یافت [۵]. مطالعات آزمایشگاهی و عددی بعدی نشان دادند که جزئیات هندسی و نوع شکست نقش کلیدی دارند. به‌عنوان نمونه، ویلیامز^۷ و همکاران عملکرد مطلوب اتلاف انرژی را در حالت شکست خمشی زانو گزارش کردند [۶]. همچنین زهرایی و مسجدپوری دریافتند که جان عضو زانویی، حساس‌ترین بخش به تسلیم برشی است و با کاهش طول زانو می‌تواند سختی مؤثر اتصال را افزایش دهد [۷].

پژوهش‌های متعددی کارایی مهاربند زانویی تحت بارگذاری لرزه‌ای را بررسی نمودند. کیم^۸ و سئو^۹، قاب‌های پنج‌طبقه را با انواع زانوها تحلیل کردند و نشان دادند مدل مبتنی بر نسبت تغییرمکان بین طبقه‌ای به ارتفاع طبقه، بهترین عملکرد را دارد [۸].

شکوهیان و همکاران نیز با تحلیل اجزای محدود دریافتند که مهاربند دوزانو نسبت به تک‌زانو رفتار غیرخطی نرم‌تری دارد [۹]. از منظر مقاوم‌سازی، مطالعاتی همچون شین^{۱۰} و همکاران با استفاده از مهاربند زانویی با مهار کمانش (BRKB)^{۱۱} نشان دادند که استفاده از زانوهای کمانش‌تاب سطح عملکرد سازه را ارتقا می‌دهد [۱۰].

سیستم‌های باربر جانبی در سازه‌های بتن‌آرمه، نقش کلیدی در تأمین ایمنی لرزه‌ای دارند. یکی از رایج‌ترین روش‌های افزایش سختی و مقاومت این سازه‌ها، استفاده از دیوارهای برشی است؛ با این حال، وزن زیاد، محدودیت‌های معماری و هزینه‌های اجرایی بالا موجب می‌شود این راهکار در بسیاری از پروژه‌ها کارایی لازم را نداشته باشد. به همین دلیل، در سال‌های اخیر استفاده از مهاربندهای فولادی به‌ویژه مهاربند زانویی (KBF)^۱ به‌عنوان گزینه‌ای جایگزین مورد توجه قرار گرفته است. این سیستم با ترکیب مزایای مهاربندهای همگرا و واگرا، علاوه بر بهبود رفتار لرزه‌ای، امکان تعویض آسان المان‌های آسیب‌دیده را نیز فراهم می‌سازد.

آیین‌نامه‌های لرزه‌ای متداول نظیر استاندارد ۲۸۰۰ ایران (ویرایش چهارم) [۱] و ASCE7 [۲]، عمدتاً بر اساس داده‌های زلزله‌های حوزه دور تدوین شده‌اند و در شناسایی اثرات مخرب رکوردهای حوزه نزدیک، به‌ویژه رکوردهای پالس‌دار، با محدودیت‌هایی مواجه هستند. تحقیقات پیشین نشان داده است که اثر جهت‌پذیری و پالس سرعت در زلزله‌های نزدیک گسل، می‌تواند منجر به افزایش چشمگیر تغییرمکان‌های بین طبقه‌ای، کاهش شکل‌پذیری و درنهایت افزایش احتمال فروریزش سازه‌ها شود. از این رو، ارزیابی کمی عملکرد سیستم‌های نوین مقاوم‌سازی تحت چنین شرایطی ضرورت دارد.

روش FEMA P-695 [۳] یکی از معتبرترین چارچوب‌های موجود برای ارزیابی احتمال فروریزش سازه‌ها است که با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی و محاسبه نسبت حاشیه فروریزش^۲ قابلیت اطمینان سیستم‌های سازه‌ای را کمی‌سازی می‌کند. با وجود کاربرد گسترده این روش در بررسی قاب‌های فولادی و دیوارهای برشی، مطالعات محدودی در خصوص قاب‌های بتن‌آرمه مجهز به مهاربند زانویی با استفاده از این رویکرد انجام شده است.

بنابراین، هدف پژوهش حاضر، بررسی دقیق رفتار لرزه‌ای قاب بتن‌آرمه مجهز به مهاربند زانویی (RC-KBF)^۳ تحت زلزله‌های حوزه نزدیک، با و بدون پالس سرعت، بر اساس دستورالعمل

FEMA P-695 است. تمرکز اصلی بر تحلیل غیرخطی افزایشی

⁴ Ochoa

⁵ Disposable Knee Bracing

⁶ Balendra

⁷ Williams

⁸ Kim

⁹ Seo

¹⁰ Shin

¹¹ Buckling-Restrained Knee Brace

¹ Knee-Brace Frame

² Collapse Margin Ratio

³ Reinforced Concrete Knee-Braced Frame



همچنین هسو^۱ و لی^۲ با تحلیل در نرم‌افزار ABAQUS به این نتیجه رسیدند که طول بهینه زانو می‌تواند ظرفیت اتلاف انرژی و پایداری هیستریزس قاب‌ها را افزایش دهد [۱۱].

پژوهش‌های داخلی نیز در این زمینه نقش مهمی داشته‌اند. به‌عنوان مثال، نوبهار و همکاران عملکرد لرزه‌ای قاب‌های فولادی با زانوی یک‌بارمصرف را بررسی کردند و کاهش شکل‌پذیری با افزایش ارتفاع را گزارش دادند [۱۲].

محمودی و همکاران نیز نشان دادند که استفاده از آلیاژهای حافظه‌دار (SMA)^۳ در مهارندهای زانویی موجب کاهش تغییرمکان‌های دائمی و افزایش مرکزگریزی قاب‌ها می‌شود [۱۳].

در سال‌های اخیر، نوآوری‌های دیگری در طراحی زانو ارائه شده است. اصغری و سحرخیزان سیستم (KCF)^۴ را معرفی کردند که مشکلات جوشکاری قاب خمشی را کاهش می‌دهد و در سازه‌های کوتاه‌مرتبه عملکرد مناسبی دارد [۱۴]. ژو^۵ و چن^۶ نیز زانوبندهای فولادی منحنی (CSKBs)^۷ را آزمایش کرده و رفتار هیستریزس متقارن‌تری نسبت به زانوی معمولی گزارش کردند [۱۵].

گانگاداران^۸ و همکاران، قاب‌های بتنی مجهز به زانوبند بتنی را آزمایش کردند و بهبود سختی و عملکرد لرزه‌ای را نشان دادند [۱۶]. در ایران نیز با مطالعاتی مانند پژوهش فهیمیان و زهرایی، نقش آلیاژهای حافظه‌دار در کاهش تغییرشکل ماندگار قاب‌های زانویی را بررسی شده است [۱۷].

وانگ^۹ و همکاران با معرفی زانوی خمیده T شکل (TKCB)^{۱۰}، عملکرد هیستریزس پایدار تا دریف‌های بزرگ را نشان دادند [۱۸]. علاوه بر این، غفوری‌نژاد و همکاران سیستم قاب با مهاربند زانویی با میراگر اصطکاکی (KBFD)^{۱۱} را بررسی کردند و کاهش سختی و مقاومت با افزایش طول زانو را گزارش دادند [۱۹]. در ادامه، قابوسی و همکاران نیز اثر زانوی منحنی

فولادی را مطالعه کردند و بهبود شکل‌پذیری و مقاومت نسبی را نسبت به زانوی مورب متداول نشان دادند [۲۰].

برآیند مرور منابع نشان می‌دهد که بخش عمده تحقیقات پیشین، بر قاب‌های فولادی تمرکز داشته و مطالعات مربوط به قاب‌های بتن‌آرمه محدود است. به‌علاوه، اغلب پژوهش‌ها از تحلیل‌های استاتیکی یا تاریخیچه زمانی استفاده کرده‌اند و ارزیابی احتمال فروریزش به روش FEMA P-695 کم‌تر به‌کار گرفته شده است. همچنین اثرات رکوردهای حوزه نزدیک، به‌ویژه رکوردهای پالس‌دار، در بسیاری از تحقیقات به‌صورت نظام‌مند بررسی نشده است؛ بنابراین، نیاز به بررسی جامع قاب‌های بتن‌آرمه با مهاربند زانویی تحت زلزله‌های نزدیک گسل با استفاده از چارچوب FEMA P-695 برای ارزیابی احتمال فروریزش، مهم‌ترین هدف این پژوهش و وجه تمایز آن با مطالعات پیشین است.

۳- روش پژوهش

۳-۱- جزئیات مدل‌ها و روش طراحی آن‌ها

برای ارزیابی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های بتن‌آرمه مجهز به مهاربند زانویی، چهار گروه سازه‌ای (گروه ۱ الی ۴) با تنوع در تعداد طبقات (۴، ۶، ۸ و ۱۰ طبقه) و طول دهانه‌ها (۵ و ۷ متر) مدل‌سازی شدند. در هر گروه، دو آرایش مختلف برای مهاربندها در نظر گرفته شد؛ قرارگیری در دهانه میانی و قرارگیری در دو دهانه کناری. انتخاب این مدل‌ها بر اساس معیارهایی از جمله نمایندگی واقعی از سازه‌های متداول کشور (در محدوده کوتاه تا متوسط مرتبه)، استفاده از داده‌های تجربی موجود، تنوع هندسی و قابلیت دریافت پاسخ معتبر از تحلیل غیرخطی انجام شد.

هدف از این تنوع، بررسی تأثیر ارتفاع، طول دهانه و نحوه توزیع مهاربندها بر سختی جانبی، تغییرمکان سازه و سایر پارامترهای رفتاری بود. همچنین به‌منظور هم‌سویی با دستورالعمل FEMA P-695 و تمرکز بر رفتار درون‌صفحه‌ای قاب، از مدل‌های دوبعدی استفاده شد. این رویه، امکان کنترل دقیق‌تر تحلیل و ارزیابی نظام‌مند عملکرد لرزه‌ای سازه را فراهم کرد. طراحی لرزه‌ای کلیه مدل‌ها، مطابق با ضوابط مباحث ششم، نهم و دهم مقررات ملی ساختمان [۲۱-۲۳] و استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم) انجام شد [۱]. نرم‌افزار ETABS v21.2.0 برای طراحی اجزای بتن‌آرمه و فولادی با شرایط شکل‌پذیری ویژه به‌کار گرفته شد. در این طراحی، مقاومت بتن برابر

¹ Hsu

² Li

³ Shape Memory Alloy

⁴ Knee-Element Connections Frame

⁵ Zhou

⁶ Chen

⁷ Curved Steel Knee Braces

⁸ Gangadharan

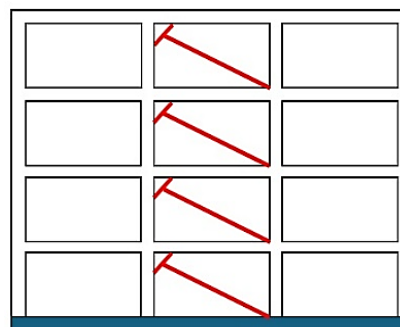
⁹ Wang

¹⁰ T-Type Curved Knee Braces

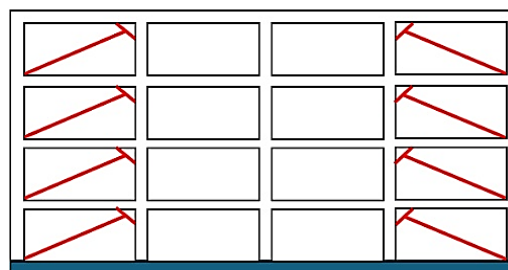
¹¹ Knee Bracing Frame and Friction Damper

۳۰ مگاپاسکال، میلگردها از نوع S400 و فولاد مقاطع فولادی از نوع S235 در نظر گرفته شد. همچنین اصل «ستون قوی-تیر ضعیف» رعایت شد و مقاطع المان‌های زانویی و قطری نیز بر اساس ضوابط شکل‌پذیری زیاد و باتوجه به مطالعات پیشین انتخاب شدند.

در تمام مدل‌ها، محل اتصال زانویی بر روی تیر و ستون، در فاصله ۷۵ سانتی‌متر از گره تیر-ستون در نظر گرفته شد. المان‌های قطری به صورت باکس و المان‌های زانویی به صورت مقاطع IPE (با در نظر گرفتن شرایط فشرده لرزه‌ای) مدل شدند. همچنین بارهای ثقلی شامل بار مرده ۲۵ کیلونیوتن بر متر و بار زنده ۱۰ کیلونیوتن بر متر مطابق با ضوابط آیین‌نامه اعمال شدند. خاک زیر سازه از نوع II فرض شد. در طراحی لرزه‌ای، ضریب رفتار برابر ۶ در نظر گرفته شد و المان‌های مهاربند زانویی برای ۱/۵ برابر نیروی زلزله، بر پایه پیشنهاد های مطالعات پیشین از جمله مقاله زهرایی و مسجدبردی انجام گرفت [۷]. برای نام‌گذاری مدل‌ها از روش نام‌گذاری اختصاری Isj bkl استفاده شد؛ جایی که I تعداد طبقه (۴، ۶، ۸ و ۱۰)، J تعداد دهانه (۳ و ۴)، K عرض دهانه (۵ و ۷ متر)، L وضعیت دهانه مهاربندی (m دهانه میانی، s دو دهانه کناری) هستند (شکل (۱)).



الف) 4s3b5m



ب) 4s4b5s

شکل ۱- نمایش شماتیک مدل‌ها

۳-۲- مدل‌سازی غیرخطی و صحت‌سنجی

برای معرفی رفتار تیر و ستون از یک جزء مرکب استفاده شد که شامل دو ناحیه صلب انتهایی و دو مفصل خمشی در دو انتها، از نوع متمرکز با معیار تسلیم از نوع لنگر دوران و یک المان میانی الاستیک بود. در نرم‌افزار PERFORM به منظور در نظرگیری اثر صلبیت ناحیه اتصال، سختی الاستیک المان، در یک ضریب ضرب می‌شود. مقدار این ضریب باید به اندازه کافی بزرگ باشد تا این ناحیه در عمل به صورت نسبتاً صلب رفتار کند. از طرفی، این عدد نباید به اندازه‌ای بزرگ باشد که باعث بروز مشکلات عددی در آنالیز (مانند همگرایی) شود. مطابق با پیشنهاد نرم‌افزار الگوریتم حل مسئله آن، سختی این نواحی معادل ۱۰ برابر سختی بدنه اصلی المان در نظر گرفته می‌شود که برای اطمینان تمرکز تغییر شکل‌های غیرخطی در طول المان کافی است. طول المان نیز به صورت اتوماتیک بر اساس المان‌های متصل به ناحیه محاسبه می‌شود. سختی اولیه مفصل بر اساس ممان اینرسی مؤثر ترک‌خورده، معادل ۰/۳۵ و ۰/۷ ممان اینرسی ناخالص مقطع بتنی محاسبه و اعمال شد. در نهایت منحنی رفتاری و ظرفیت تغییر شکل نهایی بر اساس آیین‌نامه ASCE 41-17 تعریف شد [۲۴].

اثر متقابل نیروی محوری و تغییر شکل جانبی منجر به ایجاد لنگر اضافی در اعضا می‌شود اما نرم‌افزار نمی‌تواند غیرخطی‌سازی هندسی را در طول یک المان مانند ستون به صورت مستقیم در نظر بگیرد. راهکار در نظر گرفتن دو حالت P-Δ سراسری و P-Δ محلی را می‌توان با چند تکه کردن المان و الزاماً با گروه‌بندی المان‌ها و فعال کردن گزینه P-Δ برای آن‌ها در نظر گرفت. این کار برای ستون‌های پژوهش انجام شد. المان‌های قطری نیز با استفاده از جزئی از نوع Steel Bar/Tie/Strut مدل‌سازی شد. روش مفصل متمرکز بیان شده در دو انتهای المان‌ها، برای مدل‌سازی المان‌های زانویی نیز استفاده شد.

نمای شماتیک مدل‌سازی به روش مفصل متمرکز برای المان زانویی در شکل (۲) ارائه شده است. صحت‌سنجی مدل‌ها با استفاده از نتایج مطالعات شکوهمان و همکاران [۹] و اسلامی و رونق [۲۵] انجام شد و انطباق قابل‌قبولی حاصل شد. نتایج این صحت‌سنجی در شکل (۳) نمایش داده شده است.

مقدار ثابت 0.4 برای این پارامتر به‌عنوان تخمینی مناسب پذیرفته شده است. برای ارزیابی فروپاشی، استخراج مقادیر شتاب (S_a) از طیف شتاب زلزله بیشینه محتمل^۲ متناظر با استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم) ضروری است. در ویرایش چهارم این آیین‌نامه، مقادیر شتاب طیفی برای زلزله مبنای طراحی^۳، برای تبدیل به سطح خطر زلزله بیشینه از ضریب $1/5$ استفاده شده است. این پیشنهاد در نشریه^۴ ۳۶۰ نیز آمده است. این مقادیر به‌عنوان سطح شتاب طیفی در پرپود اصلی سازه برای حداکثر زلزله^۵ در FEMA P-695 شناخته می‌شوند. همچنین برای تحلیل رکوردهای منتخب FEMA P-695، مقادیر شتاب بر اساس زمان تناوب تحلیلی تعیین شدند. این رویکرد امکان مقایسه دقیق عملکرد و ارزیابی فروپاشی مدل‌ها را مطابق طیف آیین‌نامه‌ای و دستورالعمل FEMA P-695 فراهم می‌کند. مقادیر محاسبه‌شده برای همه مدل‌ها مطابق جدول (۱) حاصل شده است.

برای اجرای تحلیل غیرخطی از دو نوع تحلیل استفاده شد که به‌ترتیب عبارت‌اند از تحلیل غیرخطی استاتیکی برای استخراج منحنی ظرفیت و پارامترهای کلیدی مانند ضریب شکل‌پذیری (μ) و تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی^۵ برای محاسبه منحنی‌های شکنندگی، شتاب طیفی میانه فروریزش و نسبت حاشیه فروریزش مطابق با دستورالعمل FEMA P-695. شاخص‌های ارزیابی عملکرد لرزه‌ای شامل نسبت حاشیه فروریزش، ضریب اصلاح شکل طیفی (SSF)^۶ و نسبت حاشیه فروریزش اصلاح‌شده (ACMR)^۷ انتخاب شده‌اند. این شاخص‌ها با مقادیر حداقلی مرجع مقایسه شدند تا قابلیت اطمینان سیستم‌های قاب بتن‌آرمه مجهز به مهاربند زانویی در برابر فروریزش ارزیابی شود. در بخش‌های بعدی مقاله، این مقادیر به تفکیک محاسبه و ارائه شده‌اند.

جدول ۱- مقادیر شتاب طیفی متناظر با زمان تناوب

| گروه ۱ | | | | |
|--------------------|--------|--------|--------|---------|
| نام مدل | 4s3b5m | 6s3b5m | 8s3b5m | 10s3b5m |
| T_2 (Sec) | ۰/۴۰۳ | ۰/۵۴۶ | ۰/۶۷۸ | ۰/۸۰۱ |
| T_1 (Sec) | ۰/۴۲۶ | ۰/۶۲۲ | ۰/۸۱۳ | ۱/۰۷۱ |
| شتاب طیفی در T_1 | ۱/۱۲۵ | ۱/۰۳ | ۰/۸۵۶ | ۰/۷۴۵ |

² Maximum Considered Earthquake

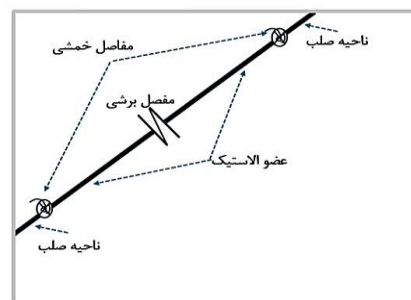
³ Design Basis Earthquake

⁴ Spectral Acceleration at the Fundamental Period of the Structure under MCE Ground Motion

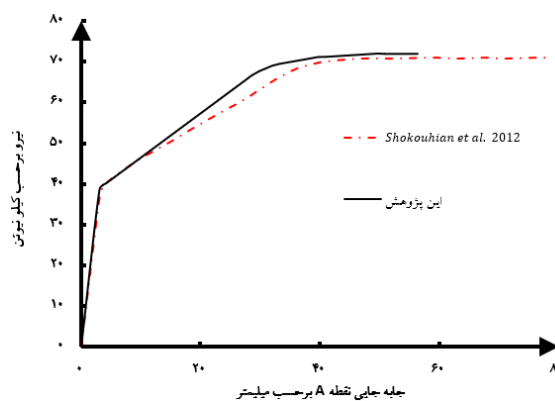
⁵ Incremental Dynamic Analysis

⁶ Systematic Strength Factor

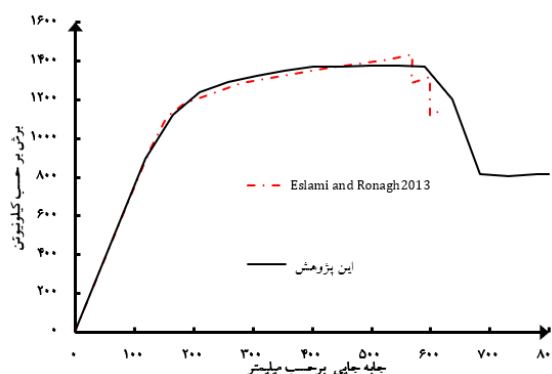
⁷ Adjusted Collapse Margin Ratio



شکل ۲- روش مورد استفاده در مدل‌سازی زانویی



الف) صحت‌سنجی با شکوهیان و همکاران [۹]



ب) صحت‌سنجی با اسلامی و رونق [۲۵]

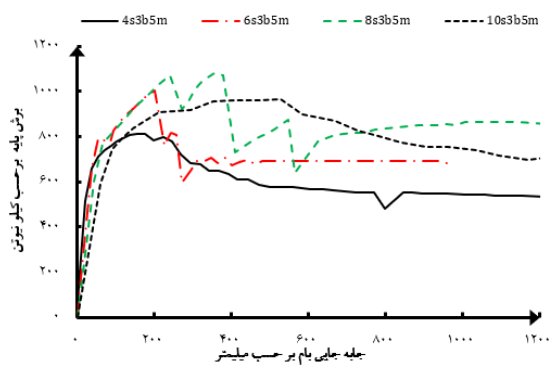
شکل ۳- صحت‌سنجی مدل‌های غیرخطی تحقیق

۳-۳- شتاب نگاشت‌ها و مقادیر شتاب طیفی متناظر

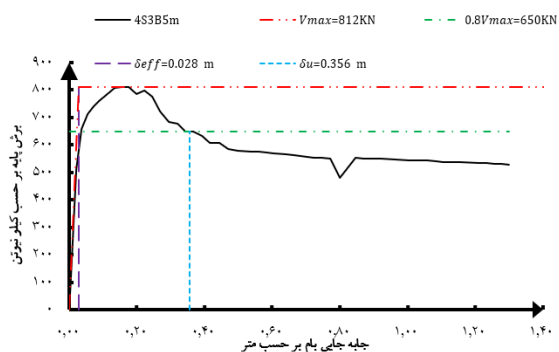
برای تحلیل دینامیکی غیرخطی، از زلزله حوزه نزدیک، شامل ۱۴ رکورد با پالس و ۱۴ رکورد بدون پالس، یعنی مجموعه‌ای از ۲۸ رکورد زلزله (۵۶ مؤلفه) مطابق با دستورالعمل FEMA P-695 (Table A-6A) انتخاب شد. این رکوردها به‌گونه‌ای انتخاب شدند که عدم قطعیت رکورد به رکورد^۱ را پوشش دهند. مطابق این دستورالعمل بر اساس مطالعات آماری،

¹ Record-to-Record Uncertainty

نظیر برش پایه حداکثر، و تغییر مکان متناظر با نقطه حاصل شده از محل برخورد انتهای خط اول و شروع خط دوم (Δy)، مقدار ضریب شکل پذیری را محاسبه کرد. این موارد در نرم افزار PERFORM بایک روند سعی و خطا، به صورتی تقریباً مشابه و اتوماتیک انجام می شود. این در حالی است که در FEMA P-695 شیب خط اول، متناظر با برش پایه طراحی تعیین می شود و تغییر مکان حداکثر متناظر با ۸۰ درصد برش پایه حداکثر در منحنی ظرفیت در نظر گرفته می شود. تغییر مکان مؤثر نیز متناظر با نقطه ای ناشی از تلاقی امتداد خط اول و خطی مماس بر برش پایه حداکثر در نظر گرفته می شود (δ_{eff}). بنابراین برای به دست آوردن ضریب شکل پذیری (μ) نتایج تحلیل از PERFORM 3D استخراج و در Excel رسم شده اند که در شکل (۵) برای گروه ۱ به صورت نمونه ارائه شده است. ضریب شکل پذیری (μ) که حاصل تقسیم تغییر مکان بام در نقطه برش پایه بیشینه بر حسب متر (δ_U) بر تغییر مکان مؤثر بر حسب متر (δ_{eff}) است و مقدار برش پایه حداکثر بر حسب کیلونیوتن (V_{max})، از منحنی ظرفیت هر مدل مطابق جدول (۲) حاصل شده است.



شکل ۴- منحنی ظرفیت مربوط به گروه ۱



شکل ۵- دوخطی کردن منحنی مدل 4s3b5m مطابق FEMA P-695

جدول ۲- پارامترهای حاصل از تحلیل غیرخطی استاتیکی

| گروه ۲ | | | | |
|-----------------------------|--------|--------|--------|---------|
| نام مدل | 4s4b5s | 6s4b5s | 8s4b5s | 10s4b5s |
| T ₂ (Sec) | ۰/۴۰۳ | ۰/۵۴۶ | ۰/۶۷۸ | ۰/۸۰۱ |
| T ₁ (Sec) | ۰/۴۱ | ۰/۵۵۱ | ۰/۷۶۶ | ۰/۹۶۳ |
| شتاب طیفی در T ₁ | ۱/۱۲۵ | ۱/۰۳ | ۰/۸۵۶ | ۰/۷۴۵ |
| گروه ۳ | | | | |
| نام مدل | 4s3b7m | 6s3b7m | 8s3b7m | 10s3b7m |
| T ₂ (Sec) | ۰/۴۰۳ | ۰/۵۴۶ | ۰/۶۷۸ | ۰/۸۰۱ |
| T ₁ (Sec) | ۰/۴۴۴ | ۰/۶۵۷ | ۰/۸۴۳ | ۱/۰۴۲ |
| شتاب طیفی در T ₁ | ۱/۱۲۵ | ۱/۰۳ | ۰/۸۵۶ | ۰/۷۴۵ |
| گروه ۴ | | | | |
| نام مدل | 4s4b7s | 6s4b7s | 8s4b7s | 10s4b7s |
| T ₂ (Sec) | ۰/۴۰۳ | ۰/۵۴۶ | ۰/۶۷۸ | ۰/۸۰۱ |
| T ₁ (Sec) | ۰/۴۰۸ | ۰/۵۵۸ | ۰/۷۷۱ | ۰/۹۱۷ |
| شتاب طیفی در T ₁ | ۱/۱۲۵ | ۱/۰۳ | ۰/۸۵۶ | ۰/۷۴۵ |

T₁: زمان تناوب تحلیلی سازه (بر حسب ثانیه)

T₂: زمان تناوب تجربی سازه (بر حسب ثانیه)

شتاب طیفی (بر حسب متر بر مجذور ثانیه)

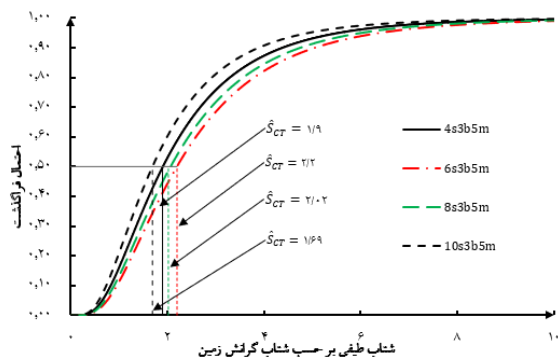
۴- یافته ها و نتایج

۴-۱- تحلیل غیرخطی استاتیکی و شکل پذیری

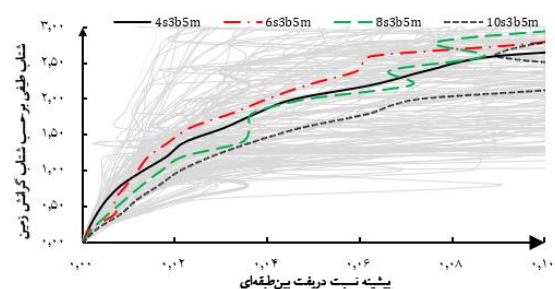
در دستورالعمل FEMA P-695 پس از محاسبه نسبت حاشیه فروریزش و مقایسه مقادیر به دست آمده با مقادیر مجاز دستورالعمل، در خصوص کفایت عملکردی سیستم پیشنهادی تصمیم گیری می شود. از این رو برای به دست آوردن پارامترهای کلیدی در ارزیابی FEMA P-695 از جمله ضریب شکل پذیری (μ) تمامی مدل ها تحلیل غیرخطی استاتیکی قرار گرفتند که در شکل (۴) برای گروه ۱ به صورت نمونه ارائه شده است. اگرچه PERFORM 3D قابلیت دوخطی سازی و چندخطی سازی را دارد، اما برای ارزیابی به روش FEMA P-695 به تنهایی کافی نیست.

در استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم)، خط اول از نقطه شروع با شیبی برابر با سختی جانبی مؤثر رسم می شود. این سختی مؤثر برابر سختی سکانت محاسبه شده در برش پایه نظیر ۶۰ درصد برش پایه جاری شدن مؤثر سازه در منحنی ظرفیت است و خط دوم می تواند از حداکثر تغییر مکان نظیر برش پایه حداکثر به انتهای خط اول، چنان رسم شود که سطح زیر مدل رفتار دوخطی حاصل شده با سطح زیر منحنی با رفتار غیرخطی برابر شود. بدین ترتیب می توان با توجه به تغییر مکان حداکثر

ارتفاع کم‌تر (نظیر 4s3b5m) از رفتار غیرخطی پایداری برخوردار بودند و فروریزش آن‌ها در سطوح بالاتری از شتاب طیفی رخ داد. در مقابل، مدل‌های بلندمرتبه‌تر (مانند 10s3b5m) با وجود ظرفیت باربری بالاتر، به دلیل افزایش اثرات مرتبه دوم و تمرکز تغییرشکل‌ها در طبقات خاص، در سطوح پایین‌تری از شتاب دچار فروریزش شدند.



شکل ۶- منحنی شکنندگی مدل‌های گروه اول (با پالس)



شکل ۷- منحنی‌های تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی افزایشی گروه اول (رکوردهای با پالس)

مقایسهٔ پاسخ، حاکی از آن است که رکوردهای پالسدار به‌طور میانگین منجر به کاهش ۱۸ درصدی در ظرفیت فروریزش طیفی شدند. این کاهش در مدل‌های با دوره تناوب طولانی‌تر، محسوس‌تر بود که نشان‌دهندهٔ حساسیت بیش‌تر این سازه‌ها به محتوای فرکانسی رکوردهای حوزهٔ نزدیک گسل است. مقادیر میانهٔ ظرفیت فروریزش طیفی (\hat{S}_{CT}) که برای کلیهٔ مدل‌ها در جدول (۳) ارائه شده است، یک ورودی مهم برای محاسبهٔ نسبت حاشیهٔ فروریزش در فرآیند ارزیابی FEMA P-695 است. تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی افزایشی نه‌تنها سطح فروریزش هر مدل را به‌طور کمی مشخص کرد، بلکه امکان مقایسهٔ سیستماتیک بین مدل‌های مختلف را تحت شرایط بارگذاری یکسان فراهم نمود.

گروه ۱

| نام مدل | V_{max} (kN) | δ_{eff} (m) | δ_u (m) | μ |
|---------|----------------|--------------------|----------------|-------|
| 4S3b5m | ۸۱۲ | ۰/۰۲۸ | ۰/۳۵۴ | ۱۲/۶۴ |
| 6S3b5m | ۱۰۰۳ | ۰/۰۵۳ | ۰/۲۲ | ۴/۲۲ |
| 8S3b5m | ۱۰۷۸ | ۰/۰۷۶ | ۰/۳۹۹ | ۵/۲۱ |
| 10S3b5m | ۹۶۲ | ۰/۰۹۹ | ۰/۸۴۹ | ۸/۵۸ |

گروه ۲

| | | | | |
|---------|------|-------|-------|-------|
| 4S4b5s | ۱۲۶۰ | ۰/۰۲۷ | ۰/۲۱۴ | ۷/۸۸ |
| 6S4b5s | ۹۸۹ | ۰/۰۳۳ | ۰/۳۵۴ | ۱۰/۸۸ |
| 8S4b5s | ۱۳۹۶ | ۰/۰۶۸ | ۰/۴۹ | ۷/۲۲ |
| 10S4b5s | ۱۴۵۶ | ۰/۰۹۵ | ۰/۸۳۹ | ۸/۸۲ |

گروه ۳

| | | | | |
|---------|------|-------|-------|-------|
| 4S3b7m | ۱۰۸۸ | ۰/۰۲۸ | ۰/۰۸۴ | ۳/۰۳ |
| 6S3b7m | ۹۳۰ | ۰/۰۳۹ | ۰/۰۴۸ | ۱/۲۲ |
| 8S3b7m | ۱۶۵۲ | ۰/۰۸۹ | ۰/۹۲۳ | ۱۰/۳۸ |
| 10S3b7m | ۱۷۳۶ | ۰/۱۱۸ | ۰/۵۷۳ | ۴/۸۴ |

گروه ۴

| | | | | |
|---------|------|-------|-------|-------|
| 4S4b7S | ۱۷۲۴ | ۰/۰۲۹ | ۰/۲۱۵ | ۷/۴۴ |
| 6S4b7S | ۱۸۵۲ | ۰/۰۳۶ | ۰/۵۶۲ | ۱۵/۷۹ |
| 8S4b7S | ۲۱۹۴ | ۰/۰۷۵ | ۰/۴۲۴ | ۵/۶۷ |
| 10S4b7S | ۲۲۴۴ | ۰/۰۸۹ | ۰/۵۸۷ | ۶/۶۰ |

۲-۴- تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی افزایشی

به‌منظور ارزیابی دقیق ظرفیت فروریزش سازه‌ها تحت اثر زلزله‌های شدید، از تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی افزایشی استفاده شد. در این روش، هر یک از مدل‌های سازه‌ای تحت ۵۶ مؤلفهٔ شتاب‌نگاشت حوزهٔ نزدیک (شامل ۱۴ رکورد پالسدار و ۱۴ رکورد غیرپالسدار) قرار گرفتند و میزان مقیاس‌بندی شتاب تا رسیدن به سطح فروریزش به‌صورت سیستماتیک افزایش یافت. برای در نظر گرفتن میرایی نیز از قابلیت تنظیم میرایی مدل نرم‌افزار با مقدار ۵ درصد استفاده شد. منحنی‌های تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی افزایشی، برای هر مدل بر اساس شتاب طیفی متناظر با زمان تناوب هر مدل^۱ و بیشینه نسبت جابه‌جایی جانبی یک طبقه نسبت به طبقهٔ زیرین آن به ارتفاع طبقه (MIDR)^۲ ترسیم شدند. شکل‌های (۶) و (۷) به‌ترتیب منحنی‌های شکنندگی و تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی افزایشی را برای گروه اول تحت رکوردهای با پالس نمایش می‌دهند. مقایسهٔ این منحنی‌ها نشان می‌دهد که مدل‌های با

^۱ Sa (T_i)

^۲ Maximum Interstory Drift Ratio

اگرچه افزایش ارتفاع سازه منجر به کاهش نسبی ظرفیت فروریزش می‌شود، ولی سیستم پیشنهادی این پژوهش حتی در ساختمان‌های بلندمرتبه نیز از عملکرد لرزه‌ای قابل‌قبولی برخوردار است.

جدول ۳- میانه شتاب فروریزش برای رکوردهای با و بدون پالس

| گروه ۱ | | | | |
|-----------------------|--------|--------|--------|---------|
| نام مدل | 4s3b5m | 6s3b5m | 8s3b5m | 10s3b5m |
| $\hat{S}_{CT} - p^*$ | ۱/۹ | ۲/۲ | ۲/۰۲ | ۱/۶۹ |
| $\hat{S}_{CT} - np^*$ | ۲/۵۵ | ۲/۲۰۵ | ۲/۵۳ | ۲/۰۷ |
| گروه ۲ | | | | |
| نام مدل | 4s4b5s | 6s4b5s | 8s4b5s | 10s4b5s |
| $\hat{S}_{CT} - p$ | ۱/۸۸ | ۱/۷۷ | ۲/۱۱ | ۲/۱۹ |
| $\hat{S}_{CT} - np$ | ۲/۵۹ | ۲/۴۶ | ۲/۶۸ | ۲/۰۴ |
| گروه ۳ | | | | |
| نام مدل | 4s3b7m | 6s3b7m | 8s3b7m | 10s3b7m |
| $\hat{S}_{CT} - p$ | ۲/۶۲ | ۱/۷۷ | ۱/۹۴ | ۱/۹۶۵ |
| $\hat{S}_{CT} - np$ | ۲/۱۶ | ۲/۴۶ | ۲/۵۲ | ۲/۳۷ |
| گروه ۴ | | | | |
| نام مدل | 4s4b7s | 6s4b7s | 8s4b7s | 10s4b7s |
| $\hat{S}_{CT} - p$ | ۲/۶۴ | ۱/۷۳ | ۲/۰۵ | ۲/۳۲ |
| $\hat{S}_{CT} - np$ | ۲/۸۵ | ۲/۰۴ | ۲/۵۲ | ۲/۳۷ |

* $\hat{S}_{CT} - p$ با پالس و $\hat{S}_{CT} - np$ بدون پالس.

۳-۴- عدم قطعیت کلی سیستم

در این پژوهش، مقدار عدم قطعیت کلی سیستم^۱ مطابق با دستورالعمل FEMA P-695 و بر اساس سطح دانش موجود از رفتار سیستم قاب بتن مسلح مجهز به مهاربند زانویی تعیین شد. با استفاده از مجموعه‌ای متنوع از ۲۸ رکورد دو مؤلفه‌ای (۵۶ شتاب‌نگاشت) پیشنهادی FEMA P-695، عدم قطعیت ناشی از رکورد به رکورد^۲ به صورت ضمنی در تحلیل لحاظ شد. مطابق دستورالعمل، مقدار این پارامتر برای تحلیل‌های تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی افزایشی برابر با ۰/۴ در نظر گرفته شد. این

مقدار برای سیستم‌های متعارف مانند قاب‌های خمشی ویژه^۳ نیز ثابت است. به علاوه، طراحی مدل‌ها بر اساس مباحث نهم و دهم مقررات ملی ساختمان ایران و استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم) انجام شد که هم‌ارز استانداردهای بین‌المللی مانند ACI 318-19 و AISC 360-22 است [۲۶ و ۲۷]. با توجه به دقت و جزئیات بالای ارائه‌شده در طراحی و مدل‌سازی (شامل کنترل مفاصل پلاستیک، اصل ستون قوی-تیر ضعیف و جزئیات اتصال)، عدم قطعیت ناشی از طراحی و الزامات اجرایی^۴ نسبت به سیستم‌های معمول، کاهش یافته و مطابق FEMA P-695، مقدار ۰/۲ برای آن در نظر گرفته شد. از طرفی رفتار غیرخطی المان‌های بتن و فولاد با استفاده از مدل‌های رفتاری تأییدشده و صحت‌سنجی‌شده با نتایج آزمایشگاهی شکوهیان و همکاران [۹] و اسلامی و رونق شبیه‌سازی شد [۲۰].

این فرآیند، عدم قطعیت مرتبط با دقت مدل‌های مصالح را تا حد زیادی مرتفع ساخت. بنابراین مقدار ۰/۲ برای عدم قطعیت ناشی از آزمایش داده‌ها^۵ و مدل‌سازی انتخاب شد. در انتها فرض بر این است که ساخت و نظارت بر اجرا مطابق با ضوابط و مشخصات فنی ارائه‌شده انجام می‌پذیرد. بنابراین مقدار پیش‌فرض عدم قطعیت ناشی از کیفیت ساخت و بهره‌برداری^۶ دستورالعمل برای سیستم‌های با کیفیت ساخت معمول، یعنی ۰/۱ برای این پارامتر استفاده شد. با جای‌گذاری مقادیر فوق در رابطه (5-7) از FEMA P-695 مقدار نهایی محاسبه‌شده برای عدم قطعیت کلی سیستم برابر ۰/۵ به دست آمده است.

با این حال، با توجه به نوپا بودن نسبی قاب بتن‌آرمه مجهز به مهاربند زانویی در مقایسه با سیستم‌های متعارف و برای اتخاذ رویکردی محافظه‌کارانه، مقدار ۰/۵۲۵ که مطابق با دستورالعمل برای سیستم‌های با «عدم قطعیت متوسط» است، برای کلیه محاسبات بعدی در نظر گرفته شد. این مقدار در مقایسه با سیستم‌های متعارف با سابقه طولانی‌تر (مانند قاب‌های خمشی متوسط که ممکن است عدم قطعیت کلی برابر ۰/۴۵ داشته باشند) محافظه‌کارانه‌تر است، اما برای سیستم‌های کاملاً جدید و با عدم قطعیت بالا (۰/۶-۰/۷۵) کم‌تر است. این مقدار عدم قطعیت کلی (۰/۵۲۵) مستقیماً در تعیین حداقل نسبت حاشیه

³ Special Moment Resisting Frames

⁴ Design Requirements Uncertainty

⁵ Test Data Uncertainty

⁶ Modeling Uncertainty

¹ Total Uncertainty

² Record-to-Record Uncertainty



فروریزش تنظیم‌شده مورد نیاز ۱۰ درصد^۱ و ۲۰ درصد^۲ از جدول‌های دستورالعمل FEMA P-695 استفاده شد.

۴-۴- تعیین ضریب نسبت حاشیه فروریزش

ضریب نسبت حاشیه فروریزش به‌عنوان معیار کمی کلیدی در دستورالعمل FEMA P-695، نشان‌دهنده توانایی سازه در مقاومت در برابر بارهای لرزه‌ای فراتر از سطح طراحی است. این ضریب از رابطه (۱) محاسبه می‌شود:

$$cmr = \frac{\hat{S}_{CT}}{S_{MT}} \quad (1)$$

ظرفیت فروریزش طیفی که از تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی افزایشی استخراج شد، (جدول (۳))، نشان‌دهنده میانه شتاب طیفی در سطح فروریزش است. مقادیر بالاتر آن نشان‌دهنده عملکرد برتر مدل تحت زلزله‌های شدید است. به‌طورکلی، مدل‌های گروه ۲ و ۴ (با مهاربند در دهانه‌های کناری) میانگین ظرفیت فروریزش طیفی بالاتری نسبت به مدل‌های گروه ۱ و ۳ (با مهاربند در دهانه میانی) نشان دادند. این امر حاکی از کارایی بیشتر چیدمان دهانه‌های کناری در توزیع نیرو و تأخیر در فروریزش است. همچنین مدل‌های کوتاه‌مرتبه (مانند 4s3b5m) عموماً ظرفیت فروریزش طیفی بالاتری را در مقایسه با مدل‌های بلندمرتبه (مانند 10s3b5m) ثبت کردند که نشان‌دهنده تأثیر منفی افزایش ارتفاع بر ظرفیت نهایی سازه است. یادآوری می‌شود که برای محاسبه ضریب نسبت حاشیه فروریزش به پارامتری به نام شتاب طیفی مرتبط با حداکثر زلزله محتمل در دوره تناوب اصلی سازه (SMT) نیاز است. که از جدول (۱) استخراج شد.

این پارامتر نشان‌دهنده سطح تقاضای لرزه‌ای است که سازه برای آن طراحی شده است. در ادامه مقادیر محاسبه‌شده برای ضریب نسبت حاشیه فروریزش برای تمامی مدل‌ها تحت رکوردهای با پالس و بدون پالس در جدول (۴) ارائه شده است. به‌طور میانگین، مقادیر ضریب نسبت حاشیه فروریزش محاسبه‌شده برای رکوردهای بدون پالس حدود ۱۷٪ بزرگ‌تر از مقادیر مربوط به رکوردهای پالس‌دار بود. این اختلاف قابل توجه، اثر مخرب محتوای پالس و انرژی ورودی متمرکز در

رکوردهای نزدیک گسل را بر عملکرد سازه به‌وضوح تأیید می‌نماید.

از حیث تأثیر آرایش دهانه، میانگین ضریب نسبت حاشیه فروریزش برای مدل‌های با دهانه کناری (گروه‌های ۲ و ۴) عموماً بالاتر از مدل‌های با دهانه میانی (گروه‌های ۱ و ۳) بود. این نتیجه‌گیری، برتری عملکردی سیستم هنگامی که مهاربندها در دهانه‌های خارجی قرار می‌گیرند را از منظر دیگری تأیید می‌کند؛ به‌علاوه در بین مدل‌های با ارتفاع مختلف، مدل‌های ۶ و ۸ طبقه در بسیاری از گروه‌ها بهینه‌ترین مقادیر ضریب نسبت حاشیه فروریزش را نشان دادند، درحالی‌که مدل ۱۰ طبقه در برخی موارد کاهش را تجربه کرد. مشاهدات نشان داد مدل 6s3b7m (از گروه ۳) با ضریب شکل‌پذیری پایین ($\mu=1.22$)، دارای کم‌ترین مقدار ضریب نسبت حاشیه فروریزش بود. این نتیجه هم‌سو با انتظار است؛ چراکه شکل‌پذیری پایین، توانایی سیستم در جذب و اتلاف انرژی را محدود کرده و منجر به کاهش ظرفیت فروریزش می‌شود. این مدل به‌عنوان نقطه‌ضعف سیستم شناسایی شد و نیاز به بازنگری در طراحی آن احساس می‌شود.

جدول ۴- نسبت حاشیه فروریزش برای رکوردهای با و بدون پالس

| گروه ۱ | | | | |
|------------|--------|--------|--------|---------|
| نام مدل | 4s3b5m | 6s3b5m | 8s3b5m | 10s3b5m |
| cmr - p * | ۱/۶۸۹ | ۲/۱۳۶ | ۲/۳۶۰ | ۲/۲۶۸ |
| cmr - np * | ۲/۲۷ | ۲/۱۴ | ۲/۹۶ | ۲/۷۸ |
| گروه ۲ | | | | |
| نام مدل | 4s4b5s | 6s4b5s | 8s4b5s | 10s4b5s |
| cmr - p | ۱/۶۷۱ | ۱/۷۱۸ | ۲/۴۶۵ | ۲/۹۴۰ |
| cmr - np | ۲/۳۰ | ۲/۳۹ | ۳/۱۳ | ۲/۷۴ |
| گروه ۳ | | | | |
| نام مدل | 4s3b7m | 6s3b7m | 8s3b7m | 10s3b7m |
| cmr - p | ۲/۳۲۹ | ۱/۶۷۰ | ۲/۲۲۶ | ۲/۶۳۸ |
| cmr - np | ۱/۹۲ | ۲/۳۸ | ۲/۹۴ | ۳/۱۸ |
| گروه ۴ | | | | |
| نام مدل | 4s4b7s | 6s4b7s | 8s4b7s | 10s4b7s |
| cmr - p | ۲/۳۴۷ | ۱/۶۸۰ | ۲/۴۰۱ | ۳/۱۲۱ |
| cmr - np | ۲/۵۳ | ۱/۹۸ | ۲/۹۴ | ۳/۱۸ |

* cmr - p با پالس و cmr - np بدون پالس.

¹ Adjusted Collapse Margin Ratio at 10% Probability of Exceedance

² Adjusted Collapse Margin Ratio at 20% Probability of Exceedance

۴-۵- تعیین ضریب شکل طیفی

ضریب شکل طیفی^۱ یک عامل تعدیل کلیدی در دستورالعمل FEMA P-695 است که اثر شکل طیف پاسخ طرح (شتاب‌نگاشت) بر ظرفیت فروریزش سازه را کمیت‌دهی می‌کند. این ضریب با در نظرگیری دوره تناوب اصلی سازه و ضریب شکل‌پذیری سیستم (μ)، تصویر دقیق‌تری از عملکرد واقعی سازه تحت زلزله ارائه می‌دهد. برخلاف ضریب نسبت حاشیه فروریزش خام که تنها نسبت ظرفیت به تقاضا را نشان می‌دهد، ضریب شکل طیفی اثرات دینامیکی و رفتار غیرخطی سازه را در ارزیابی نهایی دخیل می‌کند. بدین منظور ابتدا دو پارامتر اصلی تعیین‌کننده، که دوره تناوب اصلی سازه و ضریب شکل‌پذیری هستند به ترتیب از تحلیل مودال و منحنی‌های ظرفیت ناشی از تحلیل‌های غیرخطی استاتیکی استخراج شدند (مقادیر در جدول‌های (۱) و (۲) ارائه شده‌اند)؛ سپس برای هر مدل، مقدار ضریب شکل طیفی از میان‌یابی مقادیر جدول b1-7 در FEMA P-695 به دست آمد. در مواردی که مقدار زمان تناوب تحلیلی و ضریب شکل‌پذیری دقیقاً بین دو مقدار جدول قرار نداشت، از میانگین‌گیری خطی برای تعیین مقدار ضریب شکل طیفی استفاده شد که مقادیر در جدول (۵) ارائه شده است.

جدول ۵- ضرایب اصلاح شکل طیف-SSF

| گروه ۱ | | | | |
|---------|--------|--------|--------|---------|
| نام مدل | 4s3b5m | 6s3b5m | 8s3b5m | 10s3b5m |
| SSF | ۱/۳۳ | ۱/۲۴ | ۱/۳۱ | ۱/۴۶ |
| گروه ۲ | | | | |
| نام مدل | 4s4b5s | 6s4b5s | 8s4b5s | 10s4b5s |
| SSF | ۱/۳۰ | ۱/۳۶ | ۱/۳۶ | ۱/۴۵ |
| گروه ۳ | | | | |
| نام مدل | 4s3b7m | 6s3b7m | 8s3b7m | 10s3b7m |
| SSF | ۱/۱۸ | ۱/۰۸ | ۱/۴۲ | ۱/۳۴ |
| گروه ۴ | | | | |
| نام مدل | 4s4b7s | 6s4b7s | 8s4b7s | 10s4b7s |
| SSF | ۱/۳۰ | ۱/۳۴ | ۱/۳۰ | ۱/۴۰ |

تحلیل این مقادیر نشان می‌دهد به‌طور کلی، برای مدل‌های با دوره تناوب کوتاه‌تر از ۰/۵ ثانیه، مقادیر این ضریب پایین‌تر بود

(اغلب در محدوده ۱/۱۸-۱/۳۳). این امر منطبق بر انتظار است، زیرا طیف طرح برای دوره‌های تناوب کوتاه، معمولاً مقادیر شتاب بالاتری دارد و در نتیجه اثر شکل طیف (SSF) کاهش می‌یابد. در مقابل، برای مدل‌های با دوره تناوب بلندتر ۰/۸ ثانیه، مقادیر بالاتر بود (اغلب در محدوده ۱/۳۴-۱/۴۶). این افزایش نشان‌دهنده اثر مفید شکل طیف و رفتار غیرخطی طولانی‌تر در سازه‌های با تناوب بالاتر است. همچنین در مدل‌هایی با شکل‌پذیری بالاتر (مانند 6s4b7s با $\mu=15.79$) عموماً مقادیر بالاتری از ضریب شکل طیفی را به خود اختصاص دادند. این نتیجه کاملاً منطقی است؛ زیرا سیستم‌های با قابلیت تغییر شکل غیرخطی بیش‌تر، توانایی بهتری در بهره‌گیری از اثرات مطلوب شکل طیف دارند و مقدار بالاتر ضریب شکل طیفی، پاداش این رفتار است. در مقابل، مدل‌های با شکل‌پذیری محدود (مانند 6s3b7m با $\mu=1.22$) پایین‌ترین مقادیر را دریافت کردند.

میانگین مقادیر ضریب شکل طیفی در گروه‌های مختلف تقریباً هم‌سان بود، اما توزیع مقادیر در داخل هر گروه تفاوت‌های عملکردی مدل‌ها را نشان می‌داد. برای مثال، در گروه اول، مدل 10s3b5m (بلندترین مدل) با $SSF=1.46$ بیش‌ترین مقدار را داشت، در حالی که مدل 6s3b5m با $SSF=1.24$ کم‌ترین مقدار را به خود اختصاص داد. این اختلاف ناشی از تفاوت در دوره تناوب و ضریب شکل‌پذیری این دو مدل است. می‌توان گفت که ضریب شکل طیفی به‌عنوان یک پل بین تحلیل ساده‌گرایانه و ارزیابی واقع‌بینانه عملکرد لرزه‌ای عمل می‌کند. مقادیر محاسبه‌شده به‌وضوح نشان می‌دهند که سیستم‌های با دوره تناوب بلندتر و شکل‌پذیری بیش‌تر، پاداش قابل‌توجهی در ارزیابی نهایی دریافت می‌کنند. این امر بر اهمیت طراحی برای افزایش شکل‌پذیری، به‌ویژه در سازه‌های بلندمرتبه، تأکید می‌کند. مقادیر ضریب شکل طیفی به‌دست‌آمده، همراه با ضریب نسبت حاشیه فروریزش، در گام بعدی برای محاسبه نهایی معیار پذیرش، یعنی نسبت حاشیه فروریزش تنظیم‌شده (ACMR)، مورد استفاده قرار گرفتند.

۴-۶- نسبت حاشیه فروریزش تنظیم‌شده

نسبت حاشیه فروریزش تنظیم‌شده معیار نهایی و تعیین‌کننده در ارزیابی عملکرد لرزه‌ای مطابق FEMA P-695 است. این پارامتر با تعدیل نسبت حاشیه فروریزش خام (CMR) توسط ضریب شکل طیفی (SSF) محاسبه می‌شود تا اثرات شکل طیف پاسخ و رفتار غیرخطی سازه به‌طور کامل در ارزیابی منظور شود. رابطه محاسباتی به‌صورت زیر است.

^۱ Systematic Strength Factor



(۲)

$$ACMR = CMR \times SSF$$

باتوجه به اینکه عدم قطعیت کلی سیستم در مدل‌های مورد بررسی این پژوهش، قبلاً برابر ۰/۵۲۵ حاصل شده بود، بنابراین مقدار نسبت حاشیه فروریزش تنظیم‌شده ۱۰ و ۲۰ درصد بر اساس جدول مرجع (Fema P-695-Table7-3) مطابق

جدول (۶) تعیین شد. همچنین مقادیر محاسبه‌شده ACMR برای کلیه مدل‌ها تحت هر دو مجموعه رکورد (پالس‌دار و غیرپالس‌دار) در جدول‌های (۷) و (۸) و خلاصه‌ای از کل روش انجام شده در ادامه ارائه شده است.

جدول ۶- حاشیه فروریزش تنظیم‌شده ۱۰ و ۲۰ درصد (Fema P-695-Table7-3)

| Total System Collapse Uncertainty | Collapse Probability | | | | |
|-----------------------------------|----------------------|---------------------|-------------|---------------------|-------------|
| | 5% | ACMR _{10%} | 15% | ACMR _{20%} | 25% |
| 0.275 | 1.57 | 1.42 | 1.33 | 1.26 | 1.20 |
| 0.300 | 1.64 | 1.47 | 1.36 | 1.29 | 1.22 |
| 0.325 | 1.71 | 1.52 | 1.40 | 1.31 | 1.25 |
| 0.350 | 1.78 | 1.57 | 1.44 | 1.34 | 1.27 |
| 0.375 | 1.85 | 1.62 | 1.48 | 1.37 | 1.29 |
| 0.400 | 1.93 | 1.67 | 1.51 | 1.40 | 1.31 |
| 0.425 | 2.01 | 1.72 | 1.55 | 1.43 | 1.33 |
| 0.450 | 2.10 | 1.78 | 1.59 | 1.46 | 1.35 |
| 0.475 | 2.18 | 1.84 | 1.64 | 1.49 | 1.38 |
| 0.500 | 2.28 | 1.90 | 1.68 | 1.52 | 1.40 |
| 0.525 | 2.38 | 1.96 | 1.72 | 1.56 | 1.42 |

جدول ۷- نسبت حاشیه فروریزش تنظیم‌شده برای رکوردهای با پالس

| نام گروه | نام مدل | T ₁ (Sec) | \hat{S}_{CT} (g) | S _{M(T)} (g) | μ | CMR | SSF | AMCR |
|----------|---------|----------------------------|----------------------------|-----------------------|-------|------|------|------|
| گروه ۱ | 4s3b5m | ۰/۴۲۶ | ۱/۹۰ | ۱/۱۳ | ۱۲/۶ | ۱/۶۹ | ۱/۳۳ | ۲/۲۵ |
| | 6s3b5m | ۰/۶۲۲ | ۲/۲۰ | ۱/۰۳ | ۴/۲۲ | ۲/۱۴ | ۱/۲۴ | ۲/۶۵ |
| | 8s3b5m | ۰/۸۱۳ | ۲/۰۲ | ۰/۸۶ | ۵/۲۱ | ۲/۳۶ | ۱/۳۱ | ۳/۰۹ |
| | 10s3b5m | ۱/۰۷۱ | ۱/۶۹ | ۰/۷۵ | ۸/۵۸ | ۲/۲۷ | ۱/۴۶ | ۳/۳۱ |
| | | ACMR _{10%} = 1.96 | ACMR _{20%} = 1.56 | ACMR = 2.82 | | | | |
| گروه ۲ | 4s4b5s | ۰/۴۱ | ۱/۸۸ | ۱/۱۳ | ۷/۸۸ | ۱/۶۷ | ۱/۳۰ | ۲/۱۷ |
| | 6s4b5s | ۰/۵۵۱ | ۱/۷۷ | ۱/۰۳ | ۱۰/۸ | ۱/۷۲ | ۱/۳۶ | ۲/۳۴ |
| | 8s4b5s | ۰/۷۶۶ | ۲/۱۱ | ۰/۸۶ | ۷/۲۲ | ۲/۴۶ | ۱/۳۶ | ۳/۳۵ |
| | 10s4b5s | ۰/۹۶۳ | ۲/۱۹ | ۰/۷۵ | ۸/۸۲ | ۲/۹۴ | ۱/۴۵ | ۴/۲۷ |
| | | ACMR _{10%} = 1.96 | ACMR _{20%} = 1.56 | ACMR = 3.03 | | | | |
| گروه ۳ | 4s3b7m | ۰/۴۴۴ | ۲/۶۲ | ۱/۱۳ | ۳/۰۳ | ۲/۳۳ | ۱/۱۸ | ۲/۷۵ |
| | 6s3b7m | ۰/۶۵۷ | ۱/۷۲ | ۱/۰۳ | ۱/۲۲* | ۱/۶۷ | ۱/۰۸ | --- |
| | 8s3b7m | ۰/۸۴۳ | ۱/۹۴ | ۰/۸۶ | ۱۰/۳ | ۲/۲۷ | ۱/۴۲ | ۳/۲۲ |
| | 10s3b7m | ۱/۰۴۲ | ۱/۹۷ | ۱/۷۵ | ۴/۸۴ | ۲/۶۴ | ۱/۳۴ | ۳/۵۳ |
| | | ACMR _{10%} = 1.96 | ACMR _{20%} = 1.56 | ACMR = 2.83 | | | | |
| گروه ۴ | 4s4b7s | ۰/۴۰۸ | ۲/۶۴ | ۱/۱۳ | ۷/۴۴ | ۲/۳۵ | ۱/۳۰ | ۳/۰۵ |
| | 6s4b7s | ۰/۵۵۸ | ۱/۷۳ | ۱/۰۳ | ۱۵/۷۹ | ۱/۶۸ | ۱/۳۴ | ۲/۲۵ |
| | 8s4b7s | ۰/۷۷۱ | ۲/۰۶ | ۰/۸۶ | ۵/۶۷ | ۲/۴۰ | ۱/۳۰ | ۳/۱۲ |

| | | | | | | | |
|---------|----------------------------|------|----------------------------|------|-------------|------|-------|
| 10s4v7s | ۰/۹۱۷ | ۲/۳۳ | ۰/۷۵ | ۶/۶۰ | ۳/۱۲ | ۱/۴۰ | ۴۰/۳۷ |
| | ACMR _{10%} = 1.96 | | ACMR _{20%} = 1.56 | | ACMR = 3.20 | | |

جدول ۸- نسبت حاشیه فروریزش تنظیم شده برای رکوردهای بدون پالس

| نام گروه | نام مدل | T ₁ (Sec) | \hat{S}_{CT} (g) | S _{M_T} (T ₁) (g) | μ | CMR | SSF | AMCR |
|----------|---------|----------------------------|----------------------------|--|-------|------|------|------|
| گروه ۱ | 4s3b5m | ۰/۴۲۶ | ۲/۵۵ | ۱/۱۳ | ۱۲/۶۴ | ۲/۲۷ | ۱/۳۳ | ۳/۰۱ |
| | 6s3b5m | ۰/۶۲۲ | ۲/۲۰ | ۱/۰۳ | ۴/۲۲ | ۲/۱۴ | ۱/۲۴ | ۲/۶۵ |
| | 8s3b5m | ۰/۸۱۳ | ۲/۵۳ | ۰/۸۶ | ۵/۲۱ | ۲/۹۶ | ۱/۳۱ | ۳/۸۷ |
| | 10s3b5m | ۱/۰۷۱ | ۲/۰۷ | ۰/۷۵ | ۸/۵۸ | ۲/۷۸ | ۱/۴۶ | ۴/۰۶ |
| | | ACMR _{10%} = 1.96 | ACMR _{20%} = 1.56 | ACMR = 3.40 | | | | |
| گروه ۲ | 4s4b5s | ۰/۴۱ | ۲/۵۹ | ۱/۱۳ | ۷/۸۸ | ۲/۳۰ | ۱/۳۰ | ۲/۹۹ |
| | 6s4b5s | ۰/۵۵۱ | ۲/۴۶ | ۱/۰۳ | ۱۰/۸۸ | ۲/۳۹ | ۱/۳۶ | ۳/۲۵ |
| | 8s4b5s | ۰/۷۶۶ | ۲/۶۸ | ۰/۸۶ | ۷/۲۲ | ۳/۱۳ | ۱/۳۶ | ۴/۲۶ |
| | 10s4b5s | ۰/۹۶۳ | ۲/۰۴ | ۰/۷۵ | ۸/۸۲ | ۲/۷۴ | ۱/۴۵ | ۳/۹۷ |
| | | ACMR _{10%} = 1.96 | ACMR _{20%} = 1.56 | ACMR = 3.62 | | | | |
| گروه ۳ | 4s3b7m | ۰/۴۴۴ | ۲/۱۶ | ۱/۱۳ | ۳/۰۳ | ۱/۹۲ | ۱/۱۸ | ۲/۲۷ |
| | 6s3b7m | ۰/۶۵۷ | ۲/۴۶ | ۱/۰۳ | *۱/۲۲ | ۲/۳۸ | ۱/۰۸ | -- |
| | 8s3b7m | ۰/۸۴۳ | ۲/۵۲ | ۰/۸۶ | ۱۰/۳۸ | ۲/۹۴ | ۱/۴۲ | ۴/۱۸ |
| | 10s3b7m | ۱/۰۴۲ | ۲/۳۷ | ۰/۷۵ | ۴/۸۴ | ۳/۱۸ | ۱/۳۴ | ۴/۲۶ |
| | | ACMR _{10%} = 1.96 | ACMR _{20%} = 1.56 | ACMR = 3.32 | | | | |
| گروه ۴ | 4s4b7s | ۰/۴۰۸ | ۲/۸۵ | ۱/۱۳ | ۷/۴۴ | ۲/۵۳ | ۱/۳۰ | ۳/۲۹ |
| | 6s4b7s | ۰/۵۵۸ | ۲/۰۴ | ۱/۰۳ | ۱۵/۷۹ | ۱/۹۸ | ۱/۳۴ | ۲/۶۵ |
| | 8s4b7s | ۰/۷۷۱ | ۲/۵۲ | ۰/۸۶ | ۵/۶۷ | ۲/۹۴ | ۱/۳۰ | ۳/۸۵ |
| | 10s4v7s | ۰/۹۱۷ | ۲/۳۷ | ۰/۷۵ | ۶/۶۰ | ۳/۱۸ | ۱/۴۰ | ۴/۴۵ |
| | | ACMR _{10%} = 1.96 | ACMR _{20%} = 1.56 | ACMR = 3.56 | | | | |

*1.22: مقادیر β_{TOT} برای سازه‌های با ضریب شکل پذیری کم تر از ۳ در Fema P-695 ارائه نشده است.

T₁: زمان تناوب اصلی سازه

\hat{S}_{CT} : میانه ظرفیت فروریزش طیفی

(T₁) S_{M_T}: پارامتر شتاب طیفی مرتبط با حداکثر زلزله محتمل در دوره تناوب اصلی سازه، است.

μ : ضریب شکل پذیری

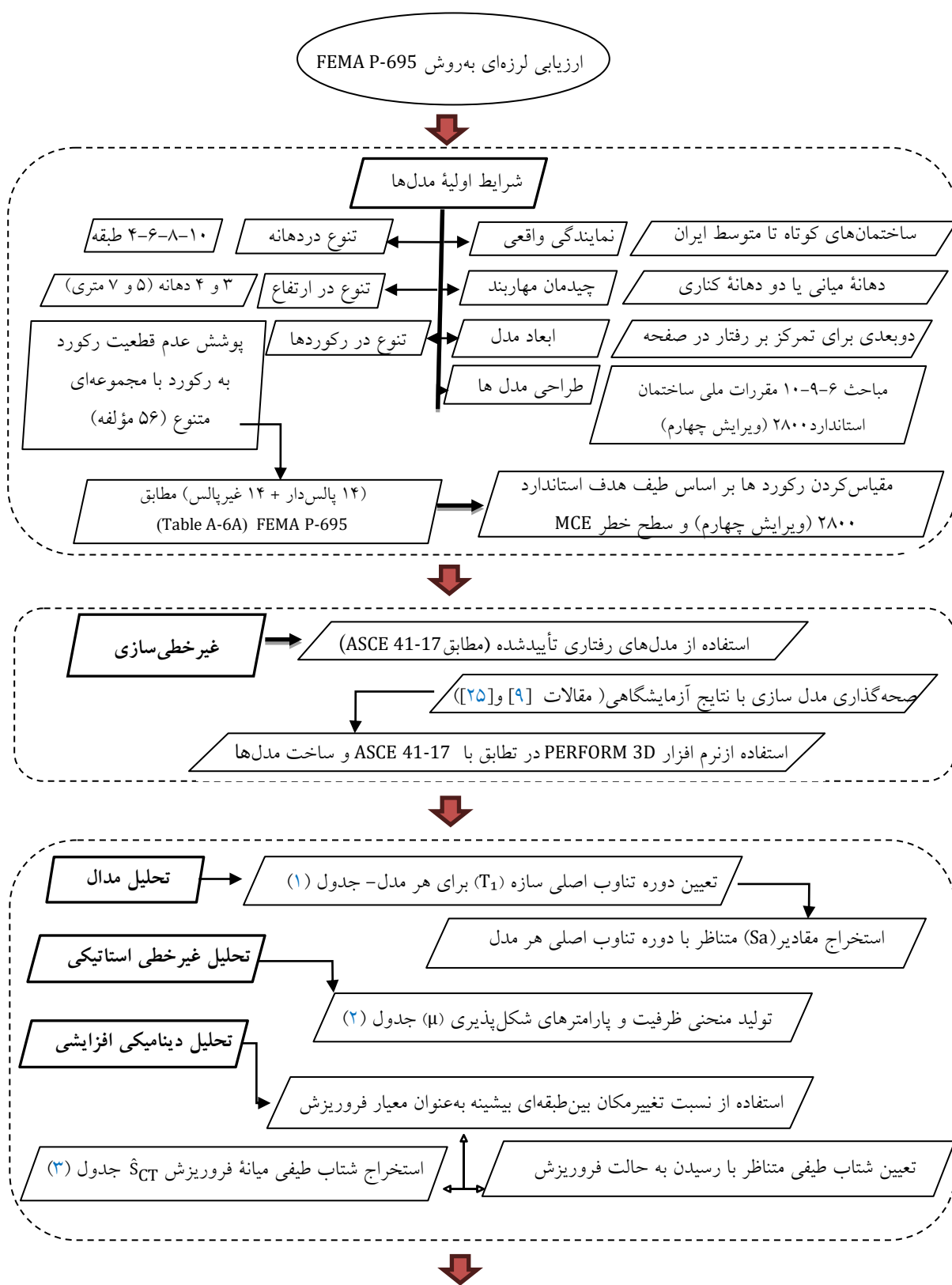
CMR: ضریب نسبت حاشیه فروریزش

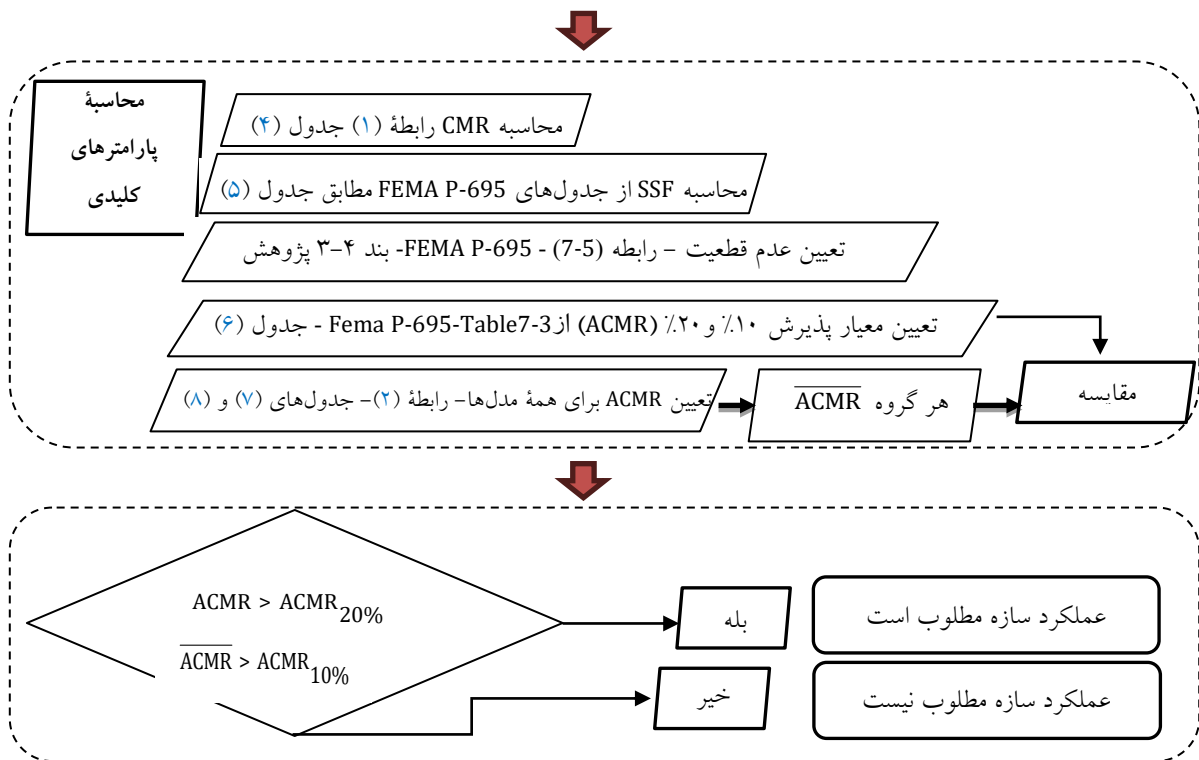
SSF: ضریب شکل طیفی

ACMR: نسبت حاشیه فروریزش تنظیم شده

ACMR: میانگین ACMR هر گروه

ارزیابی لرزه‌ای به روش FEMA P-695





رضایت‌بخشی ارائه دهد، مشروط بر اینکه طراحی بهینه صورت پذیرد. مدل 6s3b7m (از گروه ۳) یک داده به‌نظر پرت است که می‌تواند ناشی از خطای مدل‌سازی و یا تجزیه و تحلیل نتایج باشد. با وجود اینکه مقدار CMR و در نتیجه $ACMR$ برای این مدل محاسبه شد، ضریب شکل‌پذیری بسیار پایین آن ($\mu=1.22$)، اساساً استفاده از چارچوب ارزیابی FEMA P-695 را برای آن غیرمجاز می‌سازد. عملکرد ضعیف این مدل، هشدار واضحی است مبنی بر اینکه طراح باید همواره اطمینان حاصل کند که سیستم به اندازه کافی شکل‌پذیر است تا بتواند در چارچوب ارزیابی غیرخطی قرار گیرد.

در نهایت نتایج این پژوهش نشان داد که $ACMR$ تمامی گروه‌ها تحت هر دو مجموعه رکورد (که همگی بالاتر از $2/80$ بودند) به‌وضوح از حداقل مورد نیاز $1/96$ بسیار بالاتر است. این نتیجه نشان‌دهنده پذیرش کلی عملکرد قاب بتن‌آرمه مجهز به مهاربند زانویی، در سطح گروه است. همچنین تمامی مدل‌ها به‌جز 6s3b7m، حتی تحت شرایط بحرانی رکوردهای پالس‌دار، مقدار $ACMR$ بالاتر از $1/56$ داشتند. بنابراین از منظر عملکرد یکایک مدل‌ها نیز سیستم مورد تأیید قرار می‌گیرد. پس می‌توان این‌گونه نتیجه گرفت که محاسبه $ACMR$ و مقایسه آن با معیارهای سختگیرانه FEMA P-695 نشان می‌دهد که سیستم قاب بتن مسلح مجهز به مهاربند زانویی (RC-KBF) به‌طورکلی از عملکرد لرزه‌ای بسیار مطلوب و قابل‌قبولی برخوردار است. این

تحلیل این نتایج مواردی کلیدی را نشان می‌دهد میانگین مقادیر $ACMR$ برای رکوردهای غیرپالس‌دار به‌طور معناداری بالاتر از مقادیر مربوط به رکوردهای پالس‌دار بود. این اختلاف که در برخی گروه‌ها به بیش از 20% می‌رسد (به عنوان مثال در گروه ۳ میانگین $ACMR$ از $2/83$ به $3/32$ افزایش یافت)، که مجدداً بر اثر مخرب شدید محتوای پالس‌دار رکوردهای نزدیک گسل و کاهش قابلیت اطمینان سیستم تحت این شرایط تأکید می‌کند. میانگین $ACMR$ برای گروه‌های ۲ و ۴ (مهاربند در دهانه‌های کناری) به‌طور سیستماتیک بالاتر از گروه‌های ۱ و ۳ (مهاربند در دهانه میانی) بود. برای مثال تحت رکوردهای پالس‌دار، میانگین $ACMR$ گروه ۲ ($3/03$) و ۴ برابر ($3/20$) به‌وضوح از گروه ۱ با ($2/82$) و ۳ با ($2/83$) پیشی گرفت.

این برتری نشان‌دهنده کارایی بیشتر این پیکربندی در توزیع نیرو، افزایش شکل‌پذیری کلی و در نهایت دستیابی به حاشیه ایمنی بالاتر در برابر فروریزش است. اگرچه مدل‌های بلندمرتبه (۱۰ طبقه) به دلیل اثرات P- Δ عموماً با کاهش نسبی ظرفیت فروریزش مواجه بودند، اما کاهش هم‌زمان تقاضای طرح (SMT) و اعمال SSF بالاتر برای این مدل‌ها، تا حدی این کاهش را جبران کرد. در نتیجه، مدل‌های ۸ و ۱۰ طبقه در برخی گروه‌ها (مانند ۲ و ۴) مقادیر $ACMR$ بسیار مناسبی را ثبت کردند. این یافته نشان می‌دهد که قاب بتن‌آرمه مجهز به مهاربند زانویی حتی برای ساختمان‌های بلندمرتبه نیز می‌تواند عملکرد

سیستم توانسته است هر دو معیار اصلی پذیرش را با حاشیه اطمینان مناسبی پشت سر بگذارد. پیکربندی با مهاربند در دهانه‌های کناری به‌عنوان گزینه برتر شناسایی شد. تنها استثنا، مدلی بود که به دلیل شکل‌پذیری ناکافی، اساساً خارج از چارچوب این ارزیابی قرار می‌گیرد و اهمیت طراحی برای تضمین شکل‌پذیری کافی را پررنگ می‌کند.

۵- نتیجه گیری

ارزیابی سیستم نوین قاب بتن مسلح مجهز به مهاربند زانویی (RC-KBF) با روش FEMA P-695 و تحت اثر زلزله‌های نزدیک گسل، منجر به نتایج تحلیلی قابل‌توجهی شد که می‌توان آن‌ها را در محورهای زیر خلاصه نمود:

- میانگین نسبت حاشیه فروریزش تنظیم‌شده برای تمامی گروه‌های مدل‌سازی‌شده، تحت هر دو مجموعه رکورد پالس‌دار و غیرپالس‌دار، به‌طور چشمگیری از حداقل الزامات FEMA P-695 (۱/۹۶) برای ۱۰% ACMR و ۱/۵۶ برای ۲۰% ACMR) فراتر رفت. این نتیجه، پذیرش قطعی عملکرد لرزه‌ای ایمن این سیستم سازه‌ای را از منظر دستورالعمل مذکور اثبات می‌کند.

- تحلیل‌های غیرخطی تاریخچه زمانی نشان داد که این سیستم از ظرفیت تغییرشکل غیرخطی بالا و مکانیزم فروریزش پیش‌رونده‌ای برخوردار است که از نشانه‌های یک سیستم مناسب در مناطق لرزه‌خیز محسوب می‌شود.

- مقایسه کمی نتایج حاصل از دو مجموعه رکورد، تأثیر شدیداً مخرب محتوای پالس‌دار را به‌وضوح نشان داد. به‌طور میانگین، ظرفیت فروریزش طیفی (\hat{S}_{CT}) تحت رکوردهای پالس‌دار حدود ۱۸٪ و در نتیجه نسبت حاشیه فروریزش تنظیم‌شده حدود ۱۷٪ کاهش یافت. این یافته به‌صراحت لزوم توجه ویژه به این اثر در آیین‌نامه‌های طراحی و ارزیابی سازه‌های واقع در مجاورت گسل را گوشزد می‌کند و بر ضرورت استفاده از رکوردهای دارای اثر جهت‌دار در مطالعات مشابه تأکید دارد.

- تحلیل مقایسه‌ای بین گروه‌های مختلف نشان داد که پیکربندی با مهاربند در دهانه‌های کناری (گروه‌های ۲ و ۴) به‌طور سیستماتیک عملکرد برتری نسبت به پیکربندی با مهاربند در دهانه میانی (گروه‌های ۱ و ۳) دارد. این برتری در مقادیر بالاتر CMR و نسبت حاشیه فروریزش تنظیم‌شده

متجلی شد که ناشی از توزیع بهتر نیرو و رفتار غیرخطی یکنواخت‌تر در این پیکربندی است.

- بررسی اثر ارتفاع سازه نشان داد اگرچه افزایش ارتفاع تا ۸ طبقه با طراحی مناسب قابل‌مدیریت است، اما مدل‌های ۱۰ طبقه در برخی موارد با کاهش نسبی در حاشیه ایمنی مواجه شدند که لزوم ملاحظات طراحی ویژه برای ساختمان‌های بلندمرتبه با این سیستم را نشان می‌دهد.

- عملکرد بسیار ضعیف مدل 6s3b7m به دلیل ضریب شکل‌پذیری ناکافی یک نقطه آموزنده کلیدی بود. این مدل نه تنها کم‌ترین حاشیه ایمنی را داشت، بلکه اساساً خارج از چارچوب ارزیابی FEMA P-695 قرار گرفت. این نتیجه، اهمیت حیاتی تضمین شکل‌پذیری کافی در طراحی اعضای مهاربند و اتصالات را به‌عنوان شرط لازم برای تحقق عملکرد مناسب این سیستم برجسته می‌سازد.

در مجموع، می‌توان نتیجه گرفت که سیستم قاب بتن مسلح با مهاربند زانویی (RC-KBF) جایگزین مناسبی برای سیستم‌های سنگین و محدودکننده مانند دیوارهای برشی است که می‌تواند عملکرد لرزه‌ای مطلوبی را به‌ویژه در ساختمان‌های با ارتفاع کم تا متوسط ارائه دهد. برای دستیابی به بهترین نتیجه، پیکربندی با مهاربند در دهانه‌های کناری پیشنهاد می‌شود. با این حال، موفقیت این سیستم مشروط بر رعایت دقیق جزئیات اجرایی برای تضمین شکل‌پذیری و نیز در نظرگیری اثر مخرب پالس در مناطق نزدیک گسل در فرایند طراحی و تحلیل است.

- Frames With Knee-Element Connections", *Journal of Constructional Steel Research*, 154, pp.161-176.
- [15] Zhou, Z., Ye, B., and Chen, Y. (2020), "Experimental Investigation Of Curved Steel Knee Braces With Adjustable Yield Displacements", *Journal of Constructional Steel Research*, 161, pp.17-30.
- [16] Gangadharan, A., Prakash, M., and Satyanarayanan, K.S. (2020), "Analytical study on reinforced concrete two dimensional frame with knee bracing under cyclic loading," *Journal of Materials Today: Proceedings*.
- [17] Fahiminia, M., and Zahrai, S.M. (2020), "Seismic Performance of Simple Steel Frames with Buckling-Restrained Knee Braces and SMA to Reduce Residual Displacement", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 137, pp.106268.
- [18] Li, J., Wang, W., and Li, P. (2021), "Development and Experimental Study of Steel Beam-Through Framed Connections with T-Type Curved Knee Braces for Improving Seismic Performance", *Engineering Structures*, 231, pp.111722.
- [19] Ghafouri-Nejad, A., Alirezaei, M., Mirhosseini, M. and Zeighami, E. (2021), "Parametric Study on Seismic Response of the Knee Braced Frame with Friction Damper", *Structures*, 32, pp.2073-2087.
- [20] Ghabussi, A., Asgari Marnani, J., and Rohanimanesh, M.S. (2021), "Seismic Performance Assessment of a Novel Ductile Steel Braced Frame Equipped with Steel Curved Damper", *Structures*, 31, pp.87-97.
- [۲۱] دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ایران، بارهای وارد بر ساختمان، (۱۳۹۸)، وزارت مسکن و شهرسازی: تهران، ایران.
- [۲۲] وزارت راه و شهرسازی، دفتر تدوین مقررات ملی ساختمان، (۱۳۹۹)، مقررات ملی ساختمان ایران، مبحث ۹، طراحی و اجرای ساختمان‌های بتنی مسلح، تهران، ایران.
- [۲۳] وزارت راه و شهرسازی، دفتر تدوین مقررات ملی ساختمان، (۱۴۰۱)، مقررات ملی ساختمان ایران، مبحث ۱۰، طراحی و اجرای ساختمان‌های فولادی، تهران، ایران.
- [24] ASCE, (2017), *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (ASCE 41-17)*, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA.
- [25] Eslami, A., and Ronagh, H.R. (2013), "Effect of FRP Wrapping in Seismic Performance of RC Buildings with and Without Special Detailing – A Case Study", *Composites Part B: Engineering*, 45, pp.1265-1274.
- [26] ACI, (2019), *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)*, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, USA.
- [27] ANSI/AISC 360-22, (2022), *Specification for Structural Steel Buildings*, American Institute of Steel Construction.
- [۱] مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن دفتر تدوین آیین‌نامه‌ها و استانداردها، (۱۳۹۳)، آیین‌نامه طراحی ساختمان‌های مقاوم در برابر زلزله ایران (استاندارد شماره ۲۸۰۰، چاپ چهارم)، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، تهران.
- [2] ASCE, (2022), *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures (ASCE/SEI 7-22)*, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA.
- [3] FEMA, (2009), *Quantification of Building Seismic Performance Factors (FEMA P-695)*, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., USA.
- [4] Aristizabal-Ochoa, J.D. (1986), "Disposable Knee Bracing: Improvement In Seismic Design Of Steel Frames", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 112, pp.154-176.
- [5] Balendra, T., Sam M.T., and Liaw, C.Y. (1990), "Diagonal Brace With Ductile Anchor For A Seismic Steel Frame", *Earthquake Engineering And Structural Dynamics*, 19, pp.835-847.
- [6] Williams, M.S., Blakeborough, A., Clément, D., and Bourahla, N. (2002), "Seismic behavior of knee braced frames", *Structures and Buildings*, 152(2), pp.147-155.
- [۷] زهرائی، س.م.، و مسجدپوری، س.ب. (۱۳۹۰)، "نقش المان‌های زانو در بهبود عملکرد قاب‌های فولادی مهاربندی قطری و شورُن تحت بارهای جانبی"، نشریه امیرکبیر، ۴۳(۱)، ص ۵۱-۵۹.
- [8] Kim, J., and Seo, Y. (2003), "Seismic Design Of Steel Structures With Buckling-Restrained Knee Braces", *Journal of Constructional Steel Research*, 59, pp.1477-1497.
- [9] Shokouhian, M., Sadeghi R., and Ozbakkaloglu, T. (2012), "The Buckling Behaviour Of Knee Braced Frames (KBF)", In: *Australasian Structural Engineering Conference: The Past, Present And Future Of Structural Engineering*.
- [10] Shin, J., Lee, K., Jeong S.H., and Lee, J. (2015), "Probabilistic Performance Assessment Of Gravity-Designed Steel Frame Buildings Using Buckling-Restrained Knee Braces", *Journal of Constructional Steel Research*, 104, pp.250-260.
- [11] Hsu, H.L., and Li, Z.C. (2015), "Seismic performance of steel frames with controlled buckling mechanisms in knee braces". *Journal of Constructional Steel Research*, 107, pp.50-60.
- [12] Nobahar, E., Farahi, M., and Mofid, M. (2016), "Quantification Of Seismic Performance Factors Of The Buildings Consisting Of Disposable Knee Bracing Frames", *Journal of Constructional Steel Research*, 124, pp.132-141.
- [13] Mahmoudi, M., Montazeri, S., and Jalili Sadr Abad, M. (2018), "Seismic Performance Of Steel X-Knee-Braced Frames Equipped With Shape Memory Alloy Bars", *Journal of Constructional Steel Research*, 147, pp.171-186.
- [14] Asghari, A., and Saharkhizan, S. (2019), "Seismic Design And Performance Evaluation Of Steel

