

چکیده

عملکرد ضعیف و فروریزش ساختمان‌های نامنظم سختی در ارتفاع، در طول زلزله‌های گذشته منجر به بروز خسارات مالی و جانی جبران‌ناپذیری شده است. از این رو ارزیابی دقیق‌تر این نوع سازه‌ها به‌ویژه در سطح عملکردی فروریزش، حائز اهمیت است. در این مطالعه قاب خمشی بتنی ویژه منظم شش طبقه، به‌عنوان مدل مرجع، مطابق با ضوابط آیین‌نامه‌های داخلی طراحی شده است. سپس ۱۲ قاب نامنظم سختی در ارتفاع با مقادیر و محل‌های وقوع متفاوت در ارتفاع، ساخته شده است. جهت ارزیابی فروریزش، رفتار غیرخطی اعضا به روش پلاستیسیته متمرکز، در نرم‌افزار Opensees مدل‌سازی شده است. عملکرد احتمالاتی لرزه‌ای قاب‌های مورد مطالعه، مبتنی بر روش دستورالعمل FEMAP695 مورد مقایسه قرار گرفته است. در این ارزیابی، پارامترهای متداول طراحی از جمله ضریب رفتار، ضریب اضافه مقاومت و شکل‌پذیری و نیز نسبت حاشیه ایمنی فروریزش^۱ و همچنین منحنی‌های شکنندگی بررسی شده است. نتایج نشان داد که وجود نامنظمی باعث کاهش ضریب رفتار و ضریب شکل‌پذیری می‌شود. بیشترین کاهش در ضریب رفتار نسبت به قاب منظم، مربوط به مقدار فاکتور نامنظمی ۰/۴ واقع در طبقه اول می‌باشد که در حدود ۲۴ درصد تخمین زده شده است. هنگامی که فاکتور نامنظمی برابر با ۰/۴ و در بخش پایینی سازه قرار گیرد، نسبت حاشیه ایمنی فروریزش اصلاح شده، در حدود ۳۰ درصد نسبت به حالت قاب منظم کاهش و احتمال شکست در این قاب برای یک سطح مشخص از نیاز سازه، نسبت به سایر مدل‌ها، افزایش می‌یابد. لازم به ذکر است که تغییرات در نسبت حاشیه ایمنی اصلاح شده و احتمال شکست در مدل‌های با نامنظمی واقع در ارتفاع میانی سازه در مقایسه با سایر حالات کمتر است. وجود نامنظمی سختی^۲ در ارتفاع بنا بر مقدار فاکتور نامنظمی و محل وقوع نامنظمی، بر عملکرد احتمالاتی لرزه‌ای سازه‌ها در سطح فروریزش تأثیرگذار می‌باشد. بنابراین ضروری است در تعریف محدودیت‌های آیین‌نامه‌ای برای این نوع سازه‌ها علاوه بر فاکتور نامنظمی، محل اثر نامنظمی نیز به نحو مقتضی در نظر گرفته شود.

واژگان کلیدی: ارزیابی احتمالاتی^۳، قاب خمشی بتنی ویژه، نامنظمی سختی، تحلیل دینامیکی فراینده^۴، منحنی شکنندگی، دستورالعمل

FEMAP695

ارزیابی احتمالاتی رفتار لرزه‌ای قاب‌های خمشی بتنی ویژه دارای نامنظمی سختی در ارتفاع بر اساس دستورالعمل FEMAP695

الهه‌السادات هاشمی

دانشجوی دکتری مهندسی زلزله، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه
سمنان، سمنان

علی خیرالدین (نویسنده مسئول)

استاد، دانشگاه سمنان، سمنان، kheyroddin@semnan.ac.ir

محسن گرامی

دانشیار، دانشگاه سمنان، سمنان

عبدالرضا سروقدمقدم

دانشیار، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، تهران

۱- مقدمه

تحقیقات وامواتسیکوس و کرنل [۲] در سال ۲۰۰۲، ایبارا و همکاران [۳] در سال ۲۰۰۵، و زارعیان و کراوینکلر [۴] در سال ۲۰۰۷ اشاره کرد. معمولاً خرابی در سازه‌ها از قسمت‌هایی با نقاط ضعف بیشتر

ارزیابی فروریزش سازه‌ها، یکی از مهم‌ترین گام‌ها در ارزیابی سازه‌ها مبتنی بر روش عملکرد لرزه‌ای است. در سطح فروریزش خسارات مالی و جانی ناشی از زلزله، بیشترین مقدار را دارد [۱]. در زمینه ارزیابی ظرفیت فروریزش^۵ سازه‌ها، می‌توان به

بر اساس نتایج این تحقیق، معیارهای جرمی و سختی در آیین‌نامه منجر به افزایش در مقدار پاسخ سازه‌های نامنظم در مقایسه با منظم می‌شود. معیار مقاومت منتج به افزایش قابل توجه در پاسخ شده و با نیازهای لرزه‌ای جرمی و سختی سازگار نیست. این پژوهش همچنین چند اصلاح برای رابطه‌های آیین‌نامه و همچنین فرمولی برای زمان تناوب اصلی ساختمان‌ها با توزیع غیریکنواخت در جرم بیان کرده است. در مورد نامنظمی جرمی به این نتیجه رسیدند که در بررسی پاسخ تحلیل‌های خطی، نامنظمی جرمی در طبقات بالا تأثیرگذار است ولی در پاسخ تحلیل‌های غیرخطی، نامنظمی جرم در طبقات پایین تأثیرگذار می‌باشد.

العلی و کراوینکلر [۱۳] در سال ۱۹۹۸ اثر نامنظمی جرمی، سختی و مقاومت و ترکیبی از این نامنظمی‌ها را بر روی پاسخ لرزه‌ای یک ساختمان ۱۰ طبقه بررسی کردند. در این مطالعات از تحلیل دینامیکی خطی و غیرخطی استفاده شده است. براساس نتایج تحلیلی مشاهده شد زمانی که نامنظمی به صورت جدا در نظر گرفته شود، نامنظمی در مقاومت بیشترین اثر را در جابه‌جایی بام خواهد داشت و نامنظمی جرمی کمترین اثر را دارد. هنگامی که نامنظمی‌ها به صورت ترکیبی از سختی و مقاومت باشد، بیشترین اثر را بر روی جابه‌جایی بام خواهد داشت. نتیجه اصلی آنها در مورد نامنظمی جرمی این بود که این نوع نامنظمی اثر ناچیزی بر روی پاسخ خطی و غیرخطی و نیاز شکل‌پذیری خواهد داشت و همچنین وجود نامنظمی جرمی در طبقه آخر در مقایسه با همان نامنظمی در طبقه اول یا میانی نسبتاً اثر بیشتری در دریافت طبقه و بام خواهد داشت.

در یک دسته‌بندی کلی می‌توان نامنظمی سازه در ارتفاع را به دو دسته نامنظمی غیرهندسی و هندسی در ارتفاع تقسیم‌بندی نمود. در نامنظمی هندسی در ارتفاع ابعاد سیستم باربر جانبی در ارتفاع دچار تغییر شده و باعث تغییر سختی و جرم در ارتفاع می‌شود (ساختمان‌های پله‌ای). در نامنظمی غیرهندسی در ارتفاع، توزیع مشخصات سیستم باربر جانبی سازه مانند سختی، مقاومت و جرم در ارتفاع به صورت ناگهانی و قابل توجه دچار تغییر می‌شود. البته معمولاً نامنظمی هندسی در ارتفاع، منجر به ایجاد انواعی از نامنظمی غیرهندسی نیز می‌گردد. سارکار و

رخ می‌دهد. این نقاط ضعف باعث زوال بیشتر سازه‌ای خواهد شد که نهایتاً منجر به واژگونی می‌شود. این نقاط ضعف اغلب به دلیل حضور نامنظمی در سیستم سازه‌ای پدید می‌آید. عملکرد ضعیف ساختمان‌های نامنظم در طی زلزله‌های گذشته و بروز خسارات مالی و جانی جبران‌ناپذیر، ضرورت بررسی رفتار ساختمان‌های نامنظم را به هنگام رخداد زلزله مشخص می‌کند. به‌طور کلی رفتار ساختمان‌ها و آسیب‌پذیری آنها در طول زلزله به شکل، اندازه، فرم کلی و همچنین نحوه انتقال نیروهای جانبی به زمین بستگی دارد. با توجه به مطالعات انجام گرفته بر روی آسیب‌پذیری ساختمان‌ها با فرم‌های متفاوت در پلان و ارتفاع، مشخص می‌شود که هرچه پیکربندی سازه، ساده‌تر و متقارن‌تر باشد، در اثر زلزله عملکرد مطلوب‌تری داشته و در نتیجه آسیب‌پذیری کمتری خواهد داشت [۵].

ایده طبقه نرم که به‌عنوان یکی از روش‌های اولیه جداساز پایه‌ی ساختمان است، ابتدا توسط مارتل [۶] در سال ۱۹۲۹ مطرح گردید. سپس توسط گرین [۷] در سال ۱۹۳۵ و جاکوبسن [۸] در سال ۱۹۳۸ مورد مطالعه بیشتر قرار گرفت. در مطالعات فوق فرض شده است که ستون‌های طبقه اول رفتار ارتجاعی دارند و هیچ‌گونه میرایی در سیستم در نظر گرفته نشده است.

نامنظمی به فرم پدیده ستون کوتاه یکی دیگر از مواردی است که باعث خسارت در ساختمان‌های بتن‌آرمه و فولادی خواهد شد [۹-۱۰]. همچنین ساختمان‌هایی که بر روی سطوح شیب‌دار قرار می‌گیرند به علت به وجود آمدن پدیده ستون کوتاه و اختلاف ارتفاع ستون‌ها جزو رده ساختمان‌های نامنظم در ارتفاع محسوب می‌شوند [۱۱].

والموندسون و نایو [۱۲] در سال ۱۹۹۷ محدودیت‌های جرمی، سختی و مقاومت برای ساختمان‌های نامنظم که توسط آیین‌نامه UBC تعیین شده است را ارزیابی کردند. ساختمان‌های مطالعه شده قاب‌های دو بعدی ۵، ۱۰ و ۲۰ طبقه بودند. نسبت نامنظمی جرمی بین ۰/۱ تا ۵ و نامنظمی سختی و مقاومت در طبقه اول با نسبت ۰/۵ تا ۱ در نظر گرفته شدند. در تحقیق مذکور اثر نامنظمی بر روی نیروهای برشی و بیشترین تقاضای تغییر شکل بررسی شد.

دادند. تحلیل مقدار ویژه به منظور ارزیابی مشخصات دینامیکی ساختمان‌های نامنظم هندسی انجام شد. اثر نامنظمی هندسی بر روی پاسخ لرزه‌ای با استفاده از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی انجام گرفت. نتایج نشان دادند که مقدار و محل وقوع نامنظمی از مهم‌ترین عوامل تأثیرگذار بر مشخصات دینامیکی و پاسخ لرزه‌ای می‌باشد.

مطالعات گذشته نشان داده است که رفتار سازه‌های نامنظم در ارتفاع در مقایسه با سازه‌های منظم تفاوت بسیاری داشته و در این راستا نیز با عدم قطعیت‌های بسیاری روبرو است. ظرفیت فروریزش یکی از روش‌هایی است که برای تعیین و مقایسه عملکرد سازه‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرد. از آنجایی که در مورد فروریزش این نوع از سازه‌ها، از دیدگاه احتمالاتی، مطالعات چندانی انجام نشده است، بنابراین بررسی این موضوع از دیدگاه احتمالاتی می‌تواند اطلاعات جامع‌تری پیرامون رفتار این نوع از سازه‌ها، در اختیار قرار دهد.

در این تحقیق، به منظور بررسی اثر نامنظمی سختی (طبقه نرم) بر ظرفیت فروریزش قاب‌های خمشی بتنی ویژه، ابتدا قاب شش طبقه منظم به عنوان قاب مرجع براساس ضوابط آیین‌نامه‌های داخلی طراحی شده و سپس ۱۲ قاب نامنظم با در نظر گرفتن مقادیر مختلف نامنظمی سختی و محل وقوع طبقه نرم در ارتفاع‌های مختلف سازه، ایجاد شده است. برای این منظور عملکرد لرزه‌ای^۶ سازه‌های مورد مطالعه، براساس روش آیین‌نامه FEMAP695 [۱۹] مورد مقایسه قرار گرفته است. در این راستا برای مدل‌سازی مصالح از مدل‌های پلاستیسیته متمرکز با خواص زوال سختی و مقاومت در بارگذاری چرخه‌ای و همچنین از تحلیل استاتیکی غیرخطی و تحلیل دینامیکی افزاینده، تحت ۴۴ شتاب‌نگاشت حوزه دور، استفاده شده است. در این ارزیابی پارامترهای متداول طراحی از جمله ضریب رفتار، ضریب اضافه مقاومت و شکل‌پذیری، نسبت محدوده فروریزش و همچنین منحنی‌های شکنندگی سازه‌ها مورد بررسی قرار گرفته است. کلیه تحلیل‌ها با استفاده از نرم‌افزار Opensees انجام شده است. در شکل (۱) خلاصه‌ای از روند انجام تحقیق نشان داده شده است.

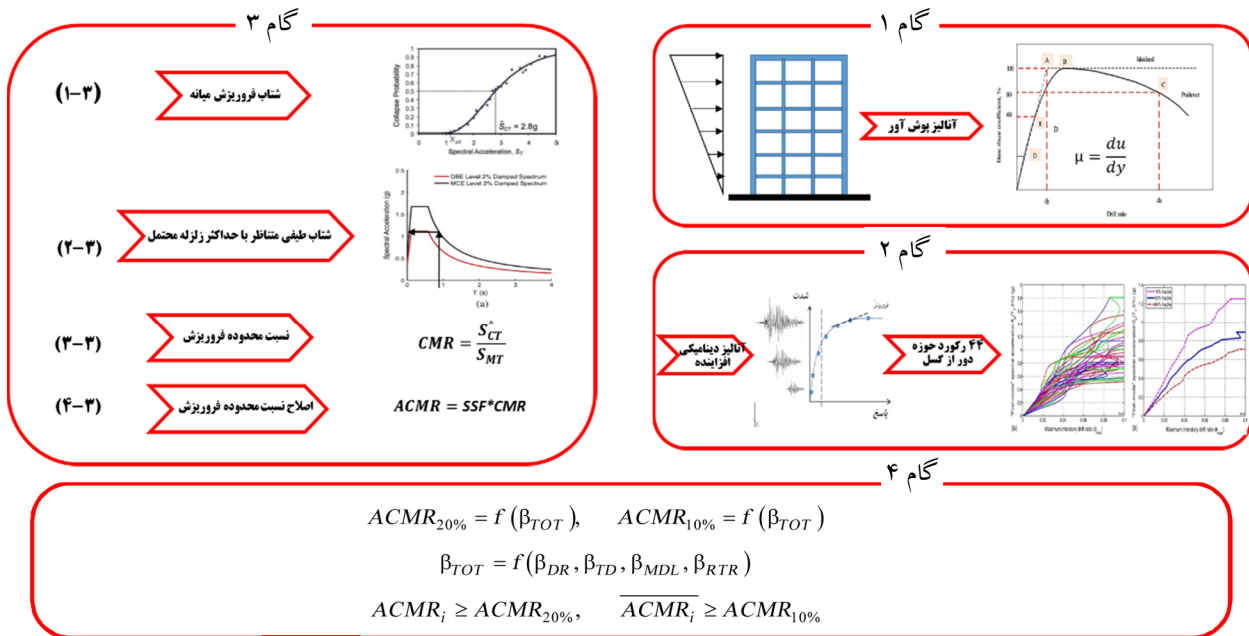
همکاران [۱۴] در سال ۲۰۱۰ یک شاخص نامنظمی برای ساختمان‌های پله‌ای ارائه کردند. همچنین یک ضریب اصلاح برای فرمول تجربی زمان تناوب اصلی سازه‌ها در آیین‌نامه برای این نوع از ساختمان‌های نامنظم نیز ارائه شده است.

منیعی و همکاران [۱۵] در سال ۲۰۱۵، رفتار فروریزش و پارامترهای طراحی ساختمان‌های کوتاه نامنظم در پلان را ارزیابی کردند. در این تحقیق مدل‌های سه بعدی ۳ و ۶ طبقه بتن آرمه با برون‌محورهای جرمی یک‌جهته معادل صفر درصد (متقارن) ۱۰ درصد، ۲۰ درصد و ۳۰ درصد طراحی شده است. نتایج حاکی از آن است که تفاوت اساسی در رفتار سازه‌های متقارن و نامتقارن در پلان از نظر ظرفیت شکل‌پذیری، حاشیه ایمنی در برابر فروریزش و پارامترهای طراحی لرزه‌ای وجود دارد. به علاوه با افزایش برون‌محوری سازه‌ها از این مقدار، سطح عملکرد ایمنی جانی در آنها تأمین نمی‌شود.

حیبی و اسدی [۱۶] در سال ۲۰۱۳ عملکرد لرزه‌ای قاب‌های بتنی خمشی نامنظم در ارتفاع را با استفاده از روش تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی بررسی نمودند. بررسی‌ها نشان داد، هنگامی که نامنظمی در ارتفاع رخ می‌دهد، الزامات سطح عملکردی ایمنی جانی تأمین نمی‌شود و بیشترین خسارت در نزدیکی محل وقوع نامنظمی می‌باشد.

زو و همکاران [۱۷] در سال ۲۰۱۶ با استفاده از روش شبیه‌سازی مونت کارلو و در نظر گرفتن دو قاب خمشی بتن آرمه ۵ و ۱۰ طبقه، رابطه‌ای جهت محاسبه حداقل احتمال مطلوب شکست با توجه به مقادیر مختلف نامنظمی ارائه کردند. برای این منظور هفت مقدار نامنظمی (۰/۴ تا ۱)، دو محل نامنظمی (طبقه اول و طبقه میانی)، دو نوع نامنظمی سختی و نامنظمی مقاومت در نظر گرفته شد. با استفاده از ۴۰۰ رکورد زلزله و تحلیل تاریخچه زمانی و با استفاده از تحلیل رگرسیون رابطه‌ای جهت محاسبه حداقل احتمال مطلوب شکست ارائه شد. با توجه به نتایج این تحقیق مقدار فاکتور نامنظمی مقاومت و نامنظمی سختی برابر ۰/۷ پیشنهاد شد.

بهلولی و پورشا [۱۸] در سال ۲۰۱۶ مطالعاتی بر روی ۱۹ قاب خمشی فولادی ویژه ۹ طبقه و دارای نامنظمی هندسی انجام



شکل (۱): روند انجام تحقیق براساس FEMAP695.

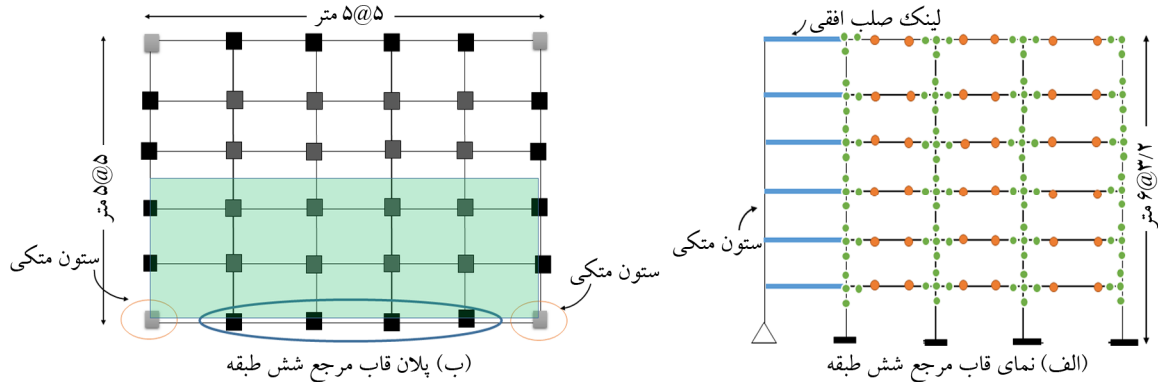
طبقاً ۵ متر مفروض است. مطابق با آیین نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله- ویرایش چهارم (استاندارد ۲۸۰۰ ایران) [۲۰]، از تحلیل دینامیکی طیفی برای طراحی قاب‌های منظم و نامنظم استفاده شده است. در این مطالعه مقاومت مشخصه بتن ۳۰ مگاپاسکال و مقاومت تسلیم فولاد ۴۰۰ مگاپاسکال است. لازم به ذکر است که هر دو معیار در یافت و مقاومت در طراحی قاب‌ها مد نظر قرار گرفته است. در این تحقیق فرض بر این بوده است که ستون‌های میانی نقشی در باربری لرزه‌ای نداشته و برای مقابله با بارهای جانبی، قاب‌های خمشی در پیرامون سازه در نظر گرفته شده است. به منظور جلوگیری از اثرات زلزله متعامد در قاب‌های خمشی ستون‌های دهانه آخر باربر ثقلی فرض شده و اثرات این فرضیات توسط مدل‌سازی ستون‌های متکی که اتصالی مفصلی به کف و قاب اصلی سازه دارند، انجام گرفته است. پلان و نمای قاب مرجع در شکل (۲) آورده شده است.

نامنظمی در ارتفاع در سه طبقه اول، سوم و پنجم به ترتیب تحت عنوان طبقات پایینی B، میانی M و بالایی T سازه ایجاد شده است. در این مطالعه از چهار فاکتور نامنظمی سختی (۰/۴، ۰/۵، ۰/۶ و ۰/۷) استفاده شده است. منظور از فاکتور نامنظمی نسبت سختی طبقه نامنظم به سختی طبقه بالایی خود می‌باشد.

۲- معرفی مشخصات مدل‌های مورد مطالعه و صحت‌سنجی

۱۳ قاب ۶ طبقه، شامل یک قاب منظم مرجع، ۱۲ قاب با نامنظمی سختی، مطابق با ضوابط مبحث نهم مقررات ملی ساختمان و آیین‌نامه طراحی لرزه‌ای ساختمان‌ها در برابر زلزله طراحی شده است. نامنظمی سختی در مدل‌ها با تغییر ارتفاع طبقه نامنظم در مدل‌سازی ایجاد شده است. نام‌گذاری قاب‌های نامنظم بدین ترتیب است که دو حرف اول IF نشان‌دهنده قاب نامنظم و حرف اول R معرف قاب منظم می‌باشد. عدد بعدی مقدار نامنظمی (فاکتور نامنظمی) را نشان می‌دهد. حرف K معرف نامنظمی سختی می‌باشد. 6S تعداد طبقه قاب‌های مورد مطالعه را نشان می‌دهد که در این مطالعه تمامی قاب‌ها شش طبقه هستند. حروف آخر B و M و T نشان‌دهنده محل وقوع نامنظمی است. به‌طور مثال قاب IF.0.7K.M معرف قاب با فاکتور نامنظمی سختی ۰/۷ است که محل وقوع نامنظمی در طبقات میانی (طبقه سوم) می‌باشد.

تمامی قاب‌ها دارای ۵ دهانه پنج متری می‌باشند. ارتفاع طبقات ۳/۲ متر در نظر گرفته شده است. بار مرده و زنده به ترتیب ۷۰۰ و ۳۰۰ کیلوگرم بر مترمربع فرض شده است. عرض بارگیر در همه



شکل (۲): جزئیات نما و پلان قاب مرجع.

استفاده از نقطه قبلی، نقطه‌ای که با دقت^۷ کافی از پیش تعیین شده، مثلاً (۵ درصد) شاخص شدت متناظر با شرایط فروریزش را بیان می‌نماید، تعیین می‌شود (پایان مرحله hunt). نقاط اخیر در واقع صرف بالا بردن دقت نمودار IDA در ناحیه غیرخطی آن شده است. پس از به دست آوردن شاخص شدت مربوط به فروریزش که یک هدف اصلی در روش IDA است، نقاط باقی‌مانده از تعداد نقاط اختصاص یافته به هر رکورد (که از ابتدا و برای همه رکوردها به طور ثابت تعیین شده بود) صرف بالا بردن دقت در قسمت اولیه نمودار می‌شود. در این مرحله (fill)، نقاط اضافی در فواصل نقاط اولیه در نظر گرفته می‌شوند [۲۱].

به منظور پیش‌بینی رفتار فروریزش سازه‌ها، (فروریزش عبارت است از «عدم توانایی سازه برای تحمل بار ثقیل حین قرارگیری در معرض حرکات ناشی از زلزله بسیار شدید») می‌بایست رفتار غیرخطی اعضا از محدوده خطی تا لحظه ناپایداری جانبی، مشخص و تعریف شود. تمامی قاب‌ها با استفاده از المان‌های تیر-ستون الاستیک متصل شده با المان‌های طول صفر که به عنوان فنرهای خمشی عمل می‌کنند، مدل می‌شود. فنرهای چرخشی رفتار غیرخطی قاب را لحاظ می‌کنند. فنرهای مذکور از پاسخ چرخه‌ای بر مبنای مدل افت اصلاح شده ایبارا-کراوینکلر [۲۳] تبعیت می‌کنند. در این مدل اثرات زوال چرخه‌ای سختی و مقاومت در بارگذاری و باربرداری در نظر گرفته شده است. مشخصات منحنی رفتاری استاندارد شده مفاصل پلاستیک (فنرهای غیرخطی) در شکل (۳) نشان داده شده است.

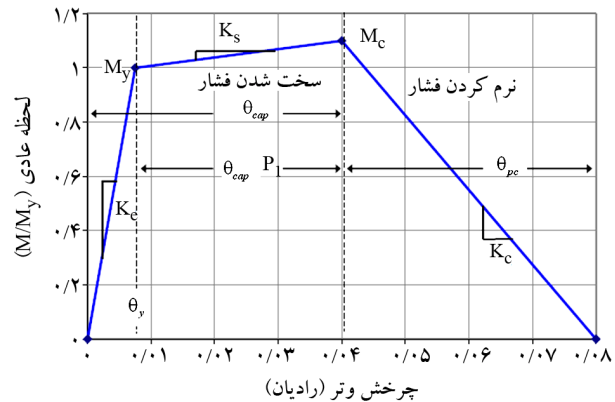
همان‌طور که در آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰ ایران ویرایش چهارم) گفته شده است، در مواردی که سختی جانبی هر طبقه از ۷۰ درصد سختی جانبی طبقه روی خود و یا کمتر از ۸۰ درصد متوسط سختی‌های جانبی سه طبقه روی خود باشد، چنین طبقه‌ای اصطلاحاً «طبقه نرم» نامیده می‌شود. در مواردی که مقادیر فوق به ترتیب به ۶۰ درصد و ۷۰ درصد کاهش یابد، طبقه اصطلاحاً «طبقه خیلی نرم» توصیف می‌شود [۲۰].

به منظور مطالعه اثر مقدار نامنظمی و محل وقوع نامنظمی در ارزیابی فروریزش این نوع از سازه‌ها، در حدود ۵۷۲ تحلیل دینامیکی افزایشی با استفاده از الگوریتم Fill&Hunt انجام شده است. در این الگوریتم در ابتدا یک شاخص شدت که تحت تأثیر آن سازه قطعاً در محدوده خطی باقی خواهد ماند، به عنوان مقدار اولیه شاخص شدت در نظر گرفته می‌شود. پس از آن مرحله Hunt (شکار نمودن) که هدف آن یافتن شاخص شدت فروریزش با به کار بردن حداقل تعداد نقاط ممکن است، شروع می‌شود. در این مرحله، طول گام‌های افزایش شاخص شدت، با عدد کوچکی (مثلاً ۰/۰۵) شروع می‌شود. این طول در هر مرحله با مقداری مثل ۰/۰۵ افزایش می‌یابد. مقادیر شاخص شدت به این روش به صورت جهشی افزایش می‌یابند تا اینکه نقطه فروریزش پشت سر گذاشته شود. از آنجا که مقادیر شاخص شدت به صورت جهشی افزایش یافته‌اند، برای یافتن نقطه‌ای که به طور نسبتاً دقیق شاخص شدت فروریزش را تعیین می‌نماید لازم است تا مقداری به عقب برگردیم. در اینجا طی چند مرحله با

سختی دورانی المان الاستیک تعریف می‌شود تا از خطاهای عددی اجتناب شود. برای اینکه رفتار غیرخطی به گونه‌ای باشد که با رفتار واقعی قاب هم‌خوانی داشته باشد، ضریب سخت‌شوندگی کرنش (نسبت سختی بعد از الاستیک به سختی الاستیک) مفصل پلاستیک باید اصلاح شود [۲۳].

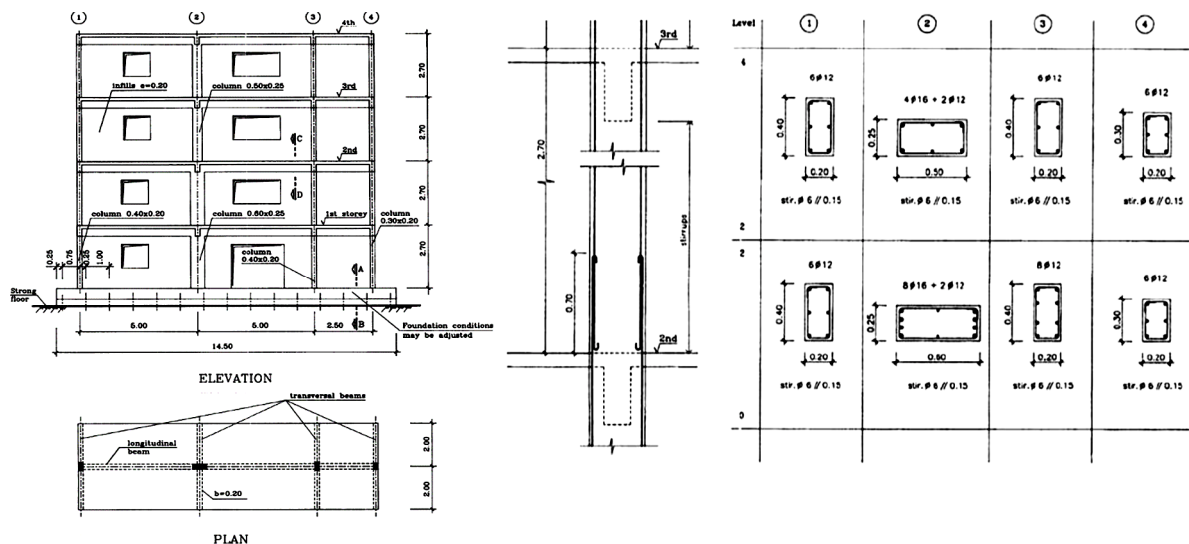
عدم اطمینان از صحت مدل رفتاری اعضا می‌تواند منجر به نتایج غیردقیق شود. از این رو به‌منظور حصول اطمینان از مدل رفتاری انتخاب شده در این تحقیق، نتایج آزمایشگاهی یک قاب خمشی بتنی ۴ طبقه با نتایج مدل‌سازی قاب مذکور در نرم‌افزار Opensees و با استفاده از روش پلاستیسیته متمرکز صحت‌سنجی شده است. این قاب در آزمایشگاه ELSA ساخته شده است. مدل‌سازی قاب مذکور با استفاده از اطلاعات موجود در مرجع [۲۴]، صورت گرفته است. در شکل (۴) مشخصات هندسی این قاب نشان داده شده است.

پارامترهای مدل رفتاری فبرهای غیرخطی بر مبنای مدل افت اصلاح شده ایبارا - کراوینکلر به دست آورده شده است. در شکل (۵) مشخصات سازه‌ای مورد نیاز جهت مدل‌سازی به روش پلاستیسیته متمرکز که از روابط موجود در پیوست E آیین‌نامه FEMAP695 به دست آمده است، نشان داده شده است که در این شکل M_y ، لنگر تسلیم، EI_{stf} / EI_g ، نسبت سختی خمشی مؤثر به سختی خمشی الاستیک، M_c / M_y ، نسبت ظرفیت لنگر در نقطه حداکثر به لنگر تسلیم، θ_{cap}^{pl} ، مؤلفه دوران



شکل (۳): مدل رفتاری فبرهای غیرخطی دو سر المان [۲۱].

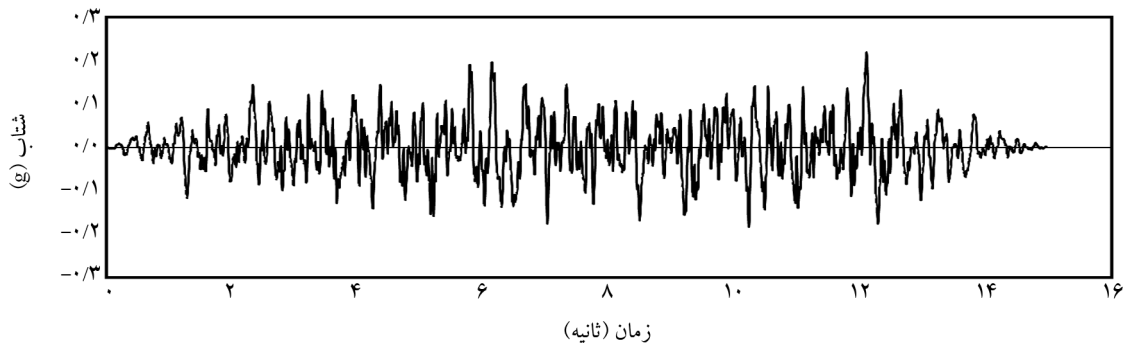
تمامی پارامترهای مربوط به این مدل از روابط ارائه شده موجود در پیوست E آیین‌نامه FEMAP695 به دست آمده است. در نرم‌افزار Opensees مصالحی با نام peak-oriented تعریف شده است که پارامترهای استاندارد منحنی رفتاری عضو را در خود دارد. در طراحی قاب‌های خمشی انتظار می‌رود که تیرها و ستون‌ها در خمش تسلیم شوند؛ بنابراین برای مدل‌سازی غیرخطی فبرهای دو سر اعضا از نمودار لنگر - انحنا استفاده شده است. از آنجایی که المان‌های الاستیک و فبرهای غیرخطی دو سر آنها به صورت سری مدل‌سازی می‌شوند، سختی این مؤلفه‌ها باید اصلاح شود تا اینکه سختی معادل این مجموعه معادل سختی عضو قاب واقعی شود. با استفاده از روش ارائه شده در پیوست B از مرجع [۲۳]، سختی فبرهای دورانی n برابر سخت‌تر از



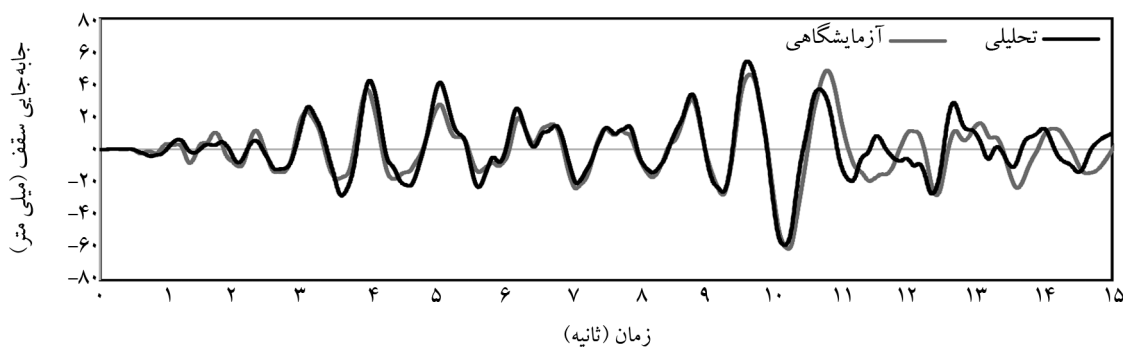
شکل (۴): مشخصات هندسی قاب بتنی ساخته شده در آزمایشگاه ELSA [۲۴].

$M_y(KN.m) = 53$ $E_{br}/E_{bc} = 0.35$ $M_y/M_x = 1.13$ $\theta_{pc}^{pl}(rad) = 0.216$ $\theta_{pc}(rad) = 0.1$ $\lambda = 64$ $P/(A_g f_c') = 0.053$	$M_y(KN.m) = 40.8$ $E_{br}/E_{bc} = 0.43$ $M_y/M_x = 1.13$ $\theta_{pc}^{pl}(rad) = 0.347$ $\theta_{pc}(rad) = 0.1$ $\lambda = 86$ $P/(A_g f_c') = 0$	$M_y(KN.m) = 44.7$ $E_{br}/E_{bc} = 0.55$ $M_y/M_x = 1.13$ $\theta_{pc}^{pl}(rad) = 0.129$ $\theta_{pc}(rad) = 0.1$ $\lambda = 33$ $P/(A_g f_c') = 0.09$	$M_y(KN.m) = 40.8$ $E_{br}/E_{bc} = 0.43$ $M_y/M_x = 1.13$ $\theta_{pc}^{pl}(rad) = 0.293$ $\theta_{pc}(rad) = 0.1$ $\lambda = 108$ $P/(A_g f_c') = 0$	$M_y(KN.m) = 57.7$ $E_{br}/E_{bc} = 0.36$ $M_y/M_x = 1.13$ $\theta_{pc}^{pl}(rad) = 0.133$ $\theta_{pc}(rad) = 0.1$ $\lambda = 62$ $P/(A_g f_c') = 0.077$	$M_y(KN.m) = 51.9$ $E_{br}/E_{bc} = 0.43$ $M_y/M_x = 1.13$ $\theta_{pc}^{pl}(rad) = 0.219$ $\theta_{pc}(rad) = 0.1$ $\lambda = 35$ $P/(A_g f_c') = 0.045$
$M_y(KN.m) = 65.9$ $E_{br}/E_{bc} = 0.4$ $M_y/M_x = 1.13$ $\theta_{pc}^{pl}(rad) = 0.188$ $\theta_{pc}(rad) = 0.1$ $\lambda = 58$ $P/(A_g f_c') = 0.12$	$M_y(KN.m) = 41$ $E_{br}/E_{bc} = 0.43$ $M_y/M_x = 1.13$ $\theta_{pc}^{pl}(rad) = 0.347$ $\theta_{pc}(rad) = 0.1$ $\lambda = 86$ $P/(A_g f_c') = 0$	$M_y(KN.m) = 60.4$ $E_{br}/E_{bc} = 0.66$ $M_y/M_x = 1.13$ $\theta_{pc}^{pl}(rad) = 0.103$ $\theta_{pc}(rad) = 0.1$ $\lambda = 29$ $P/(A_g f_c') = 0.2$	$M_y(KN.m) = 41$ $E_{br}/E_{bc} = 0.43$ $M_y/M_x = 1.13$ $\theta_{pc}^{pl}(rad) = 0.347$ $\theta_{pc}(rad) = 0.1$ $\lambda = 86$ $P/(A_g f_c') = 0$	$M_y(KN.m) = 75.3$ $E_{br}/E_{bc} = 0.45$ $M_y/M_x = 1.13$ $\theta_{pc}^{pl}(rad) = 0.11$ $\theta_{pc}(rad) = 0.1$ $\lambda = 54$ $P/(A_g f_c') = 0.17$	$M_y(KN.m) = 88.6$ $E_{br}/E_{bc} = 0.48$ $M_y/M_x = 1.13$ $\theta_{pc}^{pl}(rad) = 0.196$ $\theta_{pc}(rad) = 0.1$ $\lambda = 33$ $P/(A_g f_c') = 0.1$
$M_y(KN.m) = 8.2$ $E_{br}/E_{bc} = 0.46$ $M_y/M_x = 1.13$ $\theta_{pc}^{pl}(rad) = 0.1670$ $\theta_{pc}(rad) = 0.1$ $\lambda = 54$ $P/(A_g f_c') = 0.18$	$M_y(KN.m) = 40.8$ $E_{br}/E_{bc} = 0.43$ $M_y/M_x = 1.13$ $\theta_{pc}^{pl}(rad) = 0.347$ $\theta_{pc}(rad) = 0.1$ $\lambda = 86$ $P/(A_g f_c') = 0$	$M_y(KN.m) = 100$ $E_{br}/E_{bc} = 0.66$ $M_y/M_x = 1.13$ $\theta_{pc}^{pl}(rad) = 0.1030$ $\theta_{pc}(rad) = 0.1$ $\lambda = 29$ $P/(A_g f_c') = 0.2$	$M_y(KN.m) = 40.8$ $E_{br}/E_{bc} = 0.43$ $M_y/M_x = 1.13$ $\theta_{pc}^{pl}(rad) = 0.293$ $\theta_{pc}(rad) = 0.1$ $\lambda = 108$ $P/(A_g f_c') = 0$	$M_y(KN.m) = 99.8$ $E_{br}/E_{bc} = 0.54$ $M_y/M_x = 1.13$ $\theta_{pc}^{pl}(rad) = 0.0910$ $\theta_{pc}(rad) = 0.1$ $\lambda = 48$ $P/(A_g f_c') = 0.26$	$M_y(KN.m) = 44.8$ $E_{br}/E_{bc} = 0.54$ $M_y/M_x = 1.13$ $\theta_{pc}^{pl}(rad) = 0.1740$ $\theta_{pc}(rad) = 0.1$ $\lambda = 80$ $P/(A_g f_c') = 0.16$
$M_y(KN.m) = 90$ $E_{br}/E_{bc} = 0.5$ $M_y/M_x = 1.13$ $\theta_{pc}^{pl}(rad) = 0.144$ $\theta_{pc}(rad) = 0.1$ $\lambda = 49$ $P/(A_g f_c') = 0.25$	$M_y(KN.m) = 114.5$ $E_{br}/E_{bc} = 0.7400$ $M_y/M_x = 1.13$ $\theta_{pc}^{pl}(rad) = 0.136$ $\theta_{pc}(rad) = 0.1$ $\lambda = 26$ $P/(A_g f_c') = 0.28$	$M_y(KN.m) = 116.5$ $E_{br}/E_{bc} = 0.64$ $M_y/M_x = 1.13$ $\theta_{pc}^{pl}(rad) = 0.115$ $\theta_{pc}(rad) = 0.1$ $\lambda = 42$ $P/(A_g f_c') = 0.36$	$M_y(KN.m) = 116.5$ $E_{br}/E_{bc} = 0.64$ $M_y/M_x = 1.13$ $\theta_{pc}^{pl}(rad) = 0.115$ $\theta_{pc}(rad) = 0.1$ $\lambda = 42$ $P/(A_g f_c') = 0.36$	$M_y(KN.m) = 50.4$ $E_{br}/E_{bc} = 0.6$ $M_y/M_x = 1.13$ $\theta_{pc}^{pl}(rad) = 0.154$ $\theta_{pc}(rad) = 0.1$ $\lambda = 28$ $P/(A_g f_c') = 0.22$	$M_y(KN.m) = 50.4$ $E_{br}/E_{bc} = 0.6$ $M_y/M_x = 1.13$ $\theta_{pc}^{pl}(rad) = 0.154$ $\theta_{pc}(rad) = 0.1$ $\lambda = 28$ $P/(A_g f_c') = 0.22$

شکل (۵): پارامترهای مدل رفتاری فنرهای غیرخطی بر مبنای مدل افت اصلاح شده ایبارا - کراوینکلر.



شکل (۶): شتاب‌نگاشت مصنوعی بر اساس دوره بازگشت ۴۷۵ ساله (ACC475) [۲۴].



شکل (۷): مقایسه نتایج تحلیلی در مقابل نتایج آزمایشگاهی جهت صحت‌سنجی مدل رفتاری پلاستیسیته متمرکز.

پلاستیک عضو، θ_{pc} ، دوران پلاستیک پس از لنگر ماکزیمم، λ ، ظرفیت اتلاف انرژی چرخه‌ای و $\frac{P A_g}{f_c'}$ ، نسبت نیروی محوری می باشند. تحلیل تاریخیچه زمانی تحت شتاب‌نگاشت مصنوعی

شکل (۶) انجام شده است. نمودار تاریخچه زمانی جابجایی بام حاصل از نتایج آزمایشگاهی و تحلیلی که در شکل (۷) نشان داده شده است، بیانگر دقت قابل قبول مدل رفتاری انتخاب شده در این تحقیق است. از جمله دلایل اختلاف

شکل (۵) پارامترهای مدل رفتاری فنرهای غیرخطی بر مبنای مدل افت اصلاح شده ایبارا - کراوینکلر.

حداکثر مقاومت برشی پای سازه و V برش پایه طرحی می‌باشد. در روابط (۴) و (۵)، T_c ، زمان تناوب طبیعی سازه و T_c پریود متناظر بین ناحیه شتاب ثابت و سرعت ثابت در طیف مبنای طراحی است. در شکل (۸) منحنی ظرفیت حاصل از تحلیل پوش آور مربوط به قاب‌های مورد مطالعه در این تحقیق نشان داده شده است. همان‌گونه که ملاحظه می‌شود مدل رفتاری استفاده شده قادر به بررسی رفتار سازه از لحظه بارگذاری تا نقطه حداکثر و سپس ناحیه زوال مقاومت جانبی می‌باشد. وجود نامنظمی سختی، مقدار فاکتور نامنظمی و محل وقوع نامنظمی بر منحنی ظرفیت تأثیر گذار است. با کاهش مقدار فاکتور نامنظمی و قرارگیری نامنظمی در بخش پایینی سازه، حداکثر مقاومت جانبی و شکل پذیری سازه کاهش می‌یابد.

در جدول (۱) پارامترهای لرزه‌ای به دست آمده از روابط (۲) تا (۵)، برای قاب‌های مورد مطالعه در این تحقیق، آورده شده است. در ستون ۷ و ۸ این جداول نسبت مقادیر محاسبه شده به مقادیر ارائه شده در استاندارد ۲۸۰۰ ایران (ویرایش چهارم) و در ستون ۹ و ۱۰ نسبت مقادیر قاب‌های نامنظم به مقادیر قاب مرجع درج شده است.

۴- تحلیل دینامیکی افزاینده

به منظور ایجاد ارتباط بین حدود نیاز لرزه‌ای^۸، (پاسخ) با میزان شدت لرزه‌ای سازه و همچنین تخمین عملکرد سازه در محدوده الاستیک تا فروریزش، می‌توان از روش تحلیلی دینامیکی افزاینده استفاده نمود. در این مطالعه معیار شدت، شتاب طیفی متناظر با مود اول و میرایی ۵ درصد $SA = 5\%$ ، T_1 و معیار پاسخ ماکزیمم، نسبت تغییر مکان نسبی طبقات، θ_{max} ، در نظر گرفته شده است. روش تحلیل بدین گونه است که ابتدا سازه می‌بایست با یک رفتار غیرخطی مناسب، مدل سازی شود. سپس باید شتاب‌نگاشت‌های زلزله، به تعداد کافی انتخاب شوند. در مرحله بعد هر یک از این شتاب‌نگاشت‌ها به چندین سطح شدت لرزه‌ای مقیاس شده و مرحله به مرحله به سازه اعمال می‌شوند. در هر مرحله تحلیل دینامیکی تاریخیچه زمانی غیرخطی جداگانه‌ای انجام شده و پاسخ حداکثر سازه برای هر شدت خوانده می‌شود.

در این دو نمودار می‌توان به این موضوع اشاره کرد که روش مدل سازی به روش پلاستیسیته متمرکز می‌باشد و رفتار غیرخطی تنها در دو سر المان در نظر گرفته شده است. چنانچه از روش مدل‌های پیوسته و یا روش پلاستیسیته گسترده برای مدل سازی استفاده می‌شد، نتایج از دقت بالاتری برخوردار می‌بود.

۳- تحلیل استاتیکی غیرخطی

در روند ارزیابی احتمالاتی فروریزش سازه‌ها بر اساس FEMAP695 می‌بایست میزان شکل پذیری سازه را با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی (تحلیل پوش آور) به دست آورد. این منحنی بر اساس توزیع نیروی پوش در طبقات بر اساس شکل مودی اول و با انتخاب نقطه جرم بام به عنوان نقطه کنترل، محاسبه شده است. به علاوه مطابق ضوابط FEMAP695 لازم است به هنگام انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی سازه در معرض ترکیب بار رابطه (۱) قرار گیرد. در این ترکیب بار DL ، بار مرده و LL ، بار زنده می‌باشد.

$$1.05DL + 0.25L \quad (1)$$

در پایان تحلیل و پس از ترسیم منحنی پوش سازه، می‌توان پارامترهای لرزه‌ای از جمله میزان شکل پذیری، ضریب اضافه مقاومت و ضریب رفتار را با توجه به روابط زیر به دست آورد.

$$\mu = \delta_u \delta_y \cdot e_{ff} \quad (2)$$

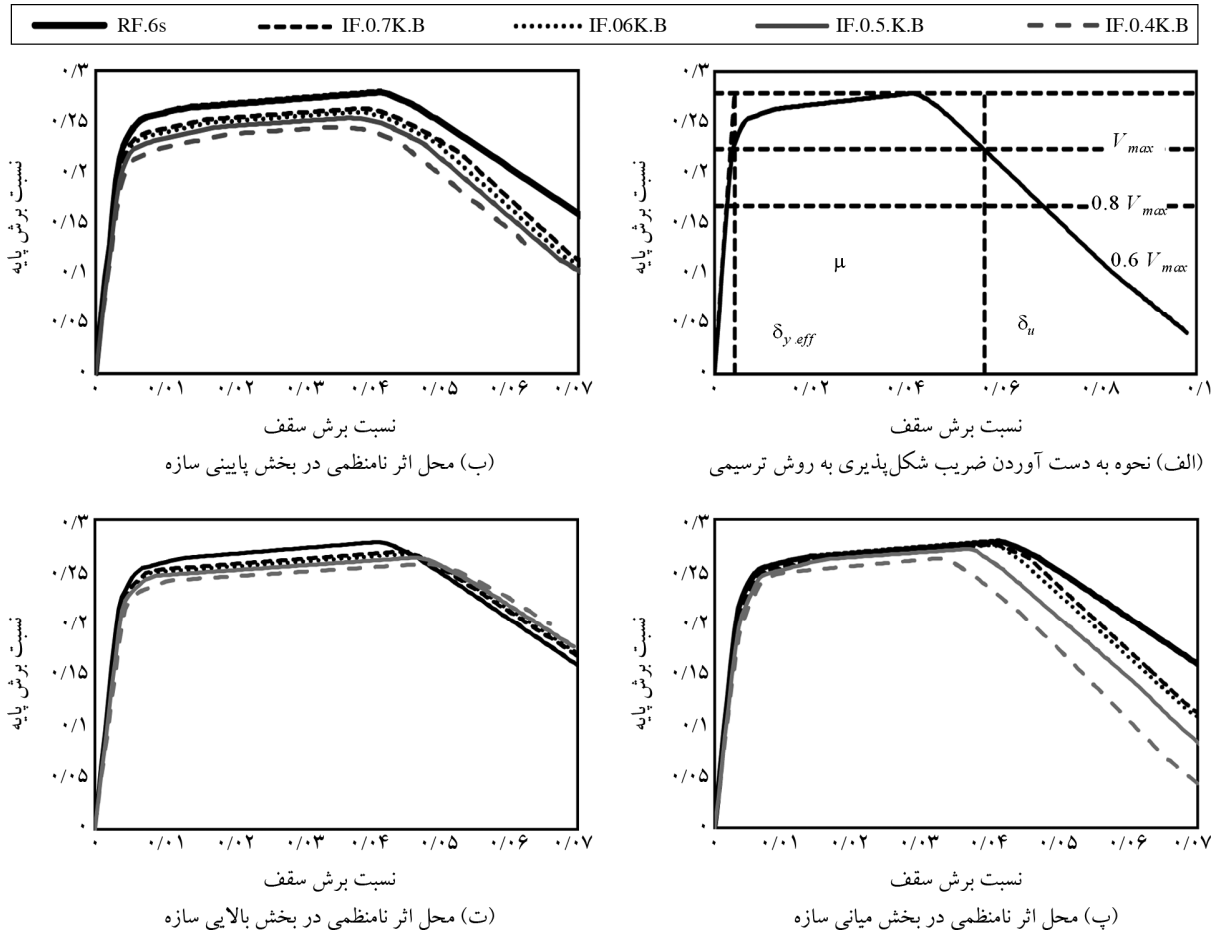
$$\Omega = V_{max} V \quad (3)$$

$$R = \mu_T \quad \text{if} \quad T \geq T_c \quad (4)$$

$$R = 1 - (\mu_T - 1) T_{TC} \quad \text{if} \quad T < T_c \quad (5)$$

در رابطه (۱) ضریب شکل پذیری μ با توجه به جابه‌جایی نسبی حداکثر بام، δ_u و جابه‌جایی نسبی تسلیم بام، $\delta_{y,eff}$ به دست می‌آید. مطابق با ضوابط FEMAP695، جابه‌جایی نسبی حداکثر بام، متناظر با جابه‌جایی نقطه زوال ۲۰ درصد مقاومت از کل مقاومت حداکثر جانبی سازه ($0.8 V_{max}$) و جابه‌جایی نسبی تسلیم بام، از روش ترسیمی موجود در نشریه مذکور به دست آمده است (به شکل ۸- الف توجه شود). در رابطه (۲)، V_{max} ،

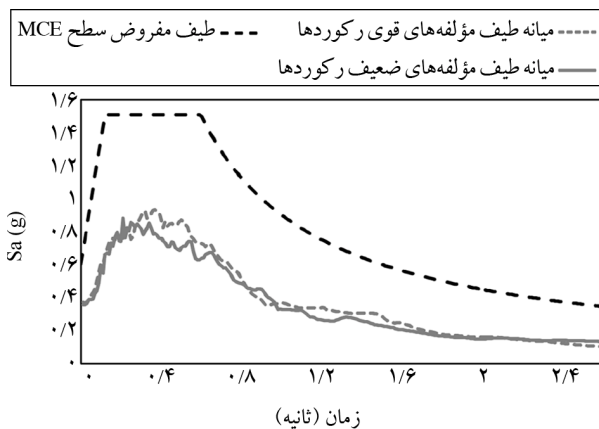
در نتیجه می‌توان منحنی‌های شدت - خسارت را که موسوم به منحنی‌های IDA هستند به دست آورد. در انتها نیز با پس پردازش نتایج، ظرفیت فروریزش سازه و نسبت محدوده فروریزش و منحنی‌های شکنندگی، به دست می‌آید.



شکل (۸): منحنی ظرفیت قاب‌های منظم و نامنظم.

جدول (۱): پارامترهای لرزهای به دست آمده از تحلیل استاتیکی غیرخطی.

Ω / Ω_{RF}	R / R_{RF}	Ω / Ω_{code}	R / R_{code}	R	Ω	μ	δ_u	$\delta_{y,eff}$	سازه
۱	۱	۰/۹۱	۱/۸	۱۳/۵۴	۲/۷۵	۱۳/۵۴	۰/۰۵۶	۰/۰۰۴۱۳۳	RF.6S
۰/۹۴	۰/۹۱	۰/۸۶	۱/۶۵	۱۲/۴	۲/۶	۱۲/۴	۰/۰۵۳۷	۰/۰۰۴۳۳۳	IF.0.7K.B
۰/۹۳	۰/۸۸	۰/۸۵	۱/۵۹	۱۱/۹۷	۲/۵۶	۱۱/۹۷	۰/۰۵۲۷	۰/۰۰۴۴۳	IF.0.6K.B
۰/۹	۰/۷۹	۰/۸۳	۱/۴۳	۱۰/۷۷	۲/۵	۱۰/۷۷	۰/۰۵۱۷	۰/۰۰۴۸	IF.0.5K.B
۰/۸۷	۰/۷۵	۰/۸	۱/۳۶	۱۰/۲۶	۲/۴۱	۱۰/۲۶	۰/۰۵۰۳	۰/۰۰۴۹	IF.0.4K.B
۰/۹۸	۰/۸۹	۰/۹	۱/۶	۱۲/۰۵۶	۲/۷۲	۱۲/۰۵۶	۰/۰۵۲۲	۰/۰۰۴۳۳	IF.0.7K.M
۰/۹۸	۰/۸۷	۰/۹	۱/۵۷	۱۱/۷۹	۲/۷۲	۱۱/۷۹	۰/۰۵۱۲	۰/۰۰۴۳۴	IF.0.6K.M
۰/۹۷	۰/۸۱	۰/۸۹	۱/۴۶	۱۰/۹۷	۲/۶۸	۱۰/۹۷	۰/۰۵۰۵	۰/۰۰۴۶	IF.0.5K.M
۰/۹۴	۰/۷۷	۰/۸۶	۱/۳۹	۱۰/۴۳	۲/۵۹	۱۰/۴۳	۰/۰۵۰۱	۰/۰۰۴۸	IF.0.4K.M
۰/۹۶	۰/۸۶	۰/۸۸	۱/۵۷	۱۱/۷۷	۲/۶۶	۱۱/۷۷	۰/۰۵۵	۰/۰۰۴۶۷	IF.0.7K.T
۰/۹۵	۰/۸۵	۰/۸۷	۱/۵۳	۱۱/۵۳	۲/۶۳	۱۱/۵۳	۰/۰۵۴	۰/۰۰۴۶۸	IF.0.6K.T
۰/۹۴	۰/۷۹	۰/۸۶	۱/۴۲	۱۰/۷۲	۲/۶	۱۰/۷۲	۰/۰۵۳	۰/۰۰۴۹	IF.0.5K.T
۰/۹	۰/۷۶	۰/۸۴	۱/۳۷	۱۰/۳۲	۲/۵	۱۰/۳۲	۰/۰۵۱	۰/۰۰۴۹	IF.0.4K.T



شکل (۹): میان‌ه طیف شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده و طیف مفروض سطح MCE.

با توجه به افزایشی بودن تحلیل‌های دینامیکی، این تحلیل‌ها سرانجام به فروریزش سازه منجر می‌شوند. برای به دست آوردن ضریب مقیاس یا به تعبیری شتاب فروریزش در یک سازه ابتدا باید معیار یا معیارهایی در پروسه تحلیل تعریف نمود تا به هنگام رسیدن به آن معیار تحلیل IDA قطع شده و شتاب نهایی به‌عنوان شتاب سطح فروریزش معرفی شود. معیارهای فروریزش استفاده شده در این تحقیق شامل موارد زیر است:

- رسیدن به دریفت بین طبقاتی ۰/۱؛
- کاهش شیب نمودار IDA به ۲۰ درصد شیب اولیه نمودار یا شیب الاستیک نمودار IDA؛
- عدم همگرایی در تحلیل یا به تعبیری ناپایداری دینامیکی.

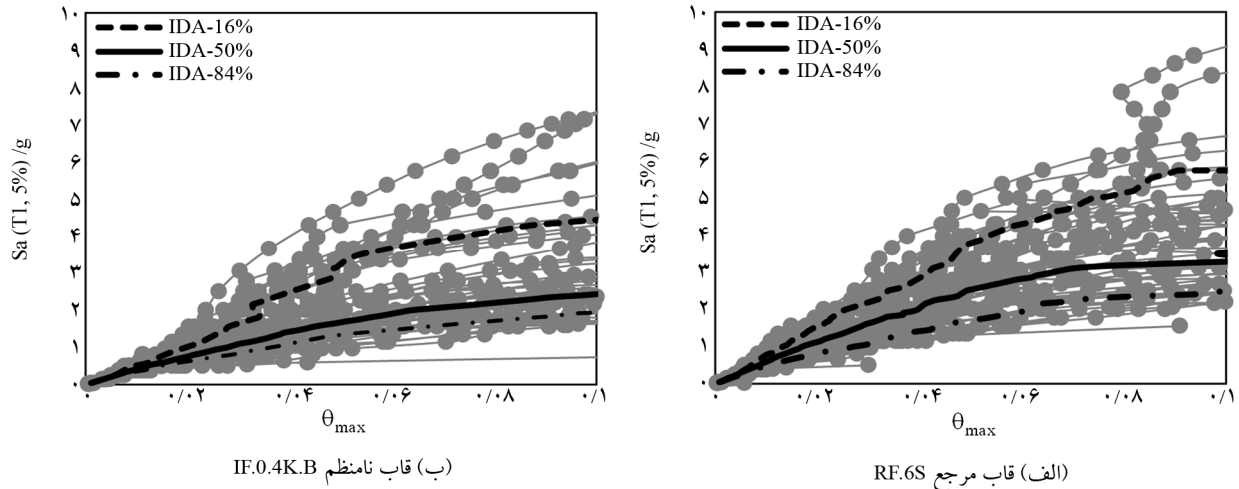
پس از تحلیل دینامیکی افزایشی برای هر رکورد حجم زیادی داده به دست می‌آید که نمودارهای IDA زیادی با دامنه‌ای از رفتارهای مختلف را نشان می‌دهد. برای ساده‌سازی نمودارهای IDA صدک ۱۶، ۵۰ و ۸۴ درصد آنها را رسم می‌نمایند. در شکل (۱۰) به‌عنوان نمونه منحنی‌های IDA قاب‌های RF.6S و IF.0.4K.B و نمودارهای صدک ۱۶، ۵۰ و ۸۴ درصد آنها نشان داده شده است.

خلاصه نمودارهای میان‌ه IDA برای مدل‌های مورد مطالعه در شکل (۱۱) نشان داده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، تشابهی میان نمودارهای مربوط به نامنظمی در قسمت پایینی، در بخش مسطح انتهایی منحنی‌ها وجود دارد.

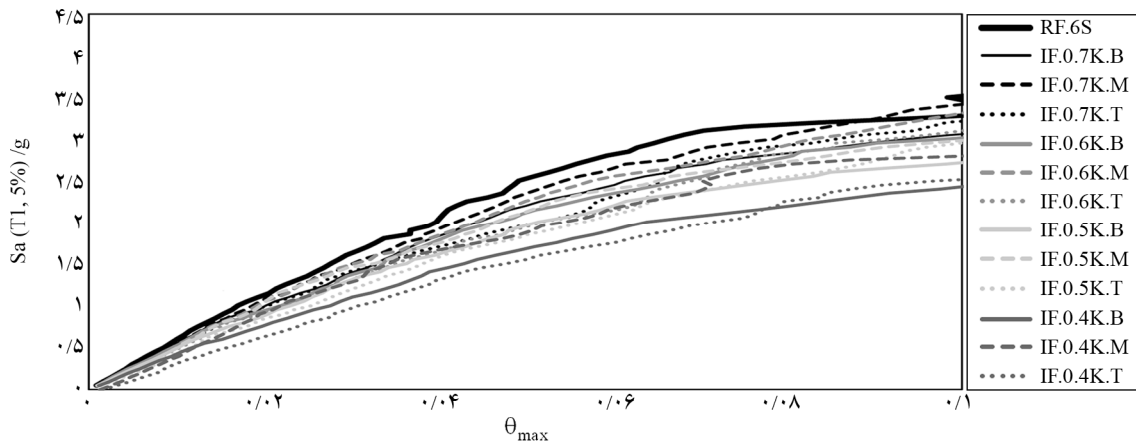
به‌طور کلی پاسخ دینامیکی سازه وابستگی زیادی به رکورد زلزله دارد، بنابراین بایستی تعداد رکورد زلزله مناسبی انتخاب شود تا محدوده پاسخ سازه را پوشش دهد. دستورالعمل FEMAP695 تعداد ۲۲ جفت رکورد حوزه دور را در پیوست A خود ارائه کرده است (جدول ۲). لازم به ذکر است در این تحقیق نیز از رکوردهای مذکور استفاده شده است. در شکل (۹)، میان‌ه طیف شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده و طیف مفروض سطح MCE (از این طیف برای به دست آوردن شتاب طیفی متناظر با حداکثر زلزله محتمل استفاده می‌شود) نشان داده شده است.

جدول (۲): مشخصات رکوردهای زلزله مورد استفاده در این مطالعه.

ردیف	شناسه	نام مؤلفه‌ها براساس بانک اطلاعاتی PEER NGA Database (PEER, 2012)	
		جزء ۱	جزء ۲
۱	۹۵۳	NORTHR/MUL009	NORTHR/MUL279
۲	۹۶۰	NORTHR/LOS000	NORTHR/LOS270
۳	۱۶۰۲	DUZCE/BOL000	DUZCE/BOL090
۴	۱۷۸۷	HECTOR/HEC000	HECTOR/HEC090
۵	۱۶۹	IMPVALL/H-DLT262	IMPVALL/H-DLT352
۶	۱۷۴	IMPVALL/H-E11140	IMPVALL/H-E11230
۷	۱۱۱۱	KOBE/NIS000	KOBE/NIS090
۸	۱۱۱۶	KOBE/SHI000	KOBE/SHI090
۹	۱۱۵۸	KOCAELI/DZC180	KOCAELI/DZC270
۱۰	۱۱۴۸	KOCAELI/ARC000	KOCAELI/ARC090
۱۱	۹۰۰	LANDERS/YER270	LANDERS/YER360
۱۲	۷۵۲	LOMAP/CAP000	LOMAP/CAP090
۱۳	۷۶۷	LOMAP/G03000	LOMAP/G03090
۱۴	۱۶۳۳	MANJIL/ABBAR-L	MANJIL/ABBAR-T
۱۵	۷۲۱	SUPERST/B-ICC000	SUPERST/B-ICC090
۱۶	۷۲۵	SUPERST/B-POE270	SUPERST/B-POE270
۱۷	۸۲۹	CAPEMEND/RIO270	CAPEMEND/RIO360
۱۸	۱۲۴۴	CHICHI/CHY101-E	CHICHI/CHY101-N
۱۹	۱۴۸۵	CHICHI/TCU045-E	CHICHI/TCU045-N
۲۰	۶۸	SFERN/PEL090	SFERN/PEL180
۲۱	۱۲۵	FRIULI/A-TMZ000	FRIULI/A-TMZ270
۲۲	۸۴۸	LANDERS/CLW-LN	LANDERS/CLW-TR



شکل (۱۰): نمودارهای IDA و صدک ۱۶، ۵۰ و ۸۴



شکل (۱۱): نمودارهای میانه IDA

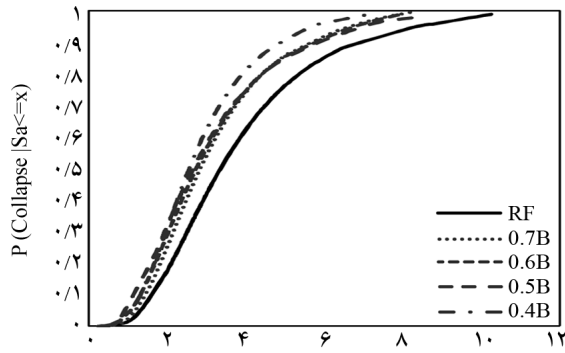
حالت‌هاست. در قاب‌های با فاکتور نامنظمی ۰/۵ و ۰/۴ در شتاب طیفی‌های بزرگ‌تر از ۳/۴ g احتمال شکست در حالتی که نامنظمی در بخش بالایی سازه قرار گیرد، بیشتر از سایر حالت‌ها خواهد شد.

به منظور بررسی اثر فاکتور نامنظمی، در شکل (۱۳-الف) تا (۱۳-پ)، منحنی‌های شکنندگی مربوط به محل‌های وقوع مختلف نامنظمی نشان داده شده است. احتمال شکست برای یک سطح مشخص از نیاز سازه، در سازه‌های نامنظم بیشتر از سازه منظم می‌باشد. با افزایش مقدار نامنظمی، احتمال شکست برای یک سطح مشخص از نیاز سازه، افزایش می‌یابد. این روند در حالت وقوع نامنظمی در بخش پایینی و بالایی سازه مشهود است. چنانچه طبقه نامنظم در ارتفاع میانی سازه باشد، تغییر در مقدار فاکتور نامنظمی نسبت به دیگر حالات کمتر است.

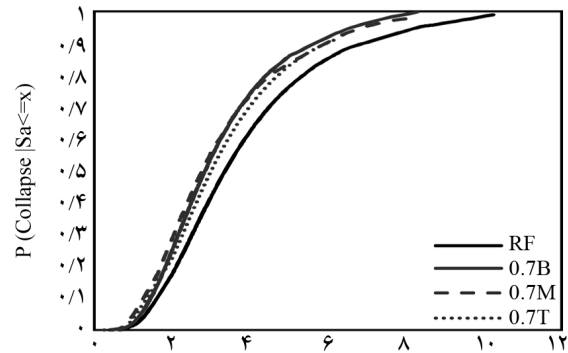
همان‌طور که در شکل (۱۱) دیده می‌شود فروریزش این قاب‌ها نسبت به مابقی قاب‌های مورد مطالعه با نرم‌شدگی شدیدی رخ می‌دهد.

به منظور به دست آوردن احتمال فروریزش با توجه به داده‌های حاصل از تحلیل دینامیکی افزایشی، از منحنی‌هایی، موسوم به منحنی شکنندگی استفاده می‌شود. این منحنی‌ها براساس شدت‌های طیفی متناظر با فروریزش برای هر رکورد و با فرض تبعیت از توزیع لوگ-نرمال ترسیم شده‌اند. به منظور بررسی اثر محل نامنظمی، در شکل (۱۲-الف) تا (۱۲-پ)، منحنی‌های شکنندگی مربوط به مقادیر مختلف فاکتور نامنظمی نشان داده شده است.

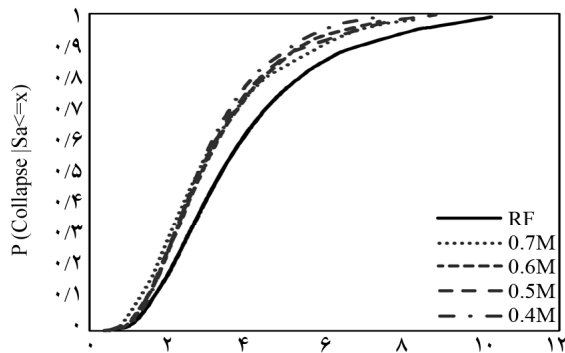
همان‌طور که در شکل‌های (۱۲-الف) تا (۱۲-ت) مشاهده می‌شود، هنگامی که محل وقوع نامنظمی در طبقه اول قرار بگیرد، در اکثر موارد احتمال شکست سازه بیشتر از سایر



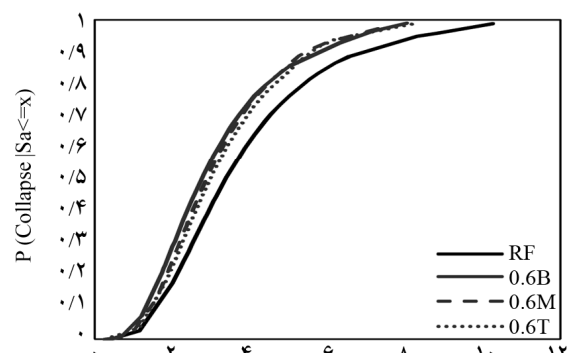
الف) محل اثر نامنظمی در بخش پایینی سازه



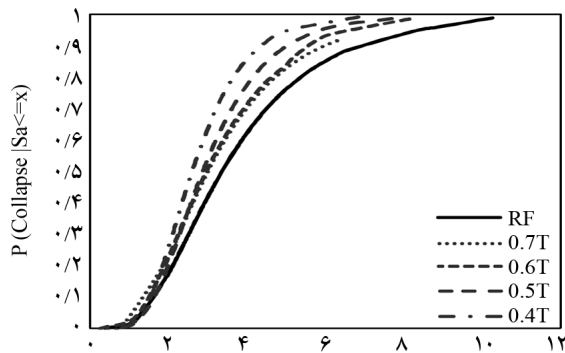
الف) قاب منظم و قاب‌های با فاکتور نامنظمی ۰/۷



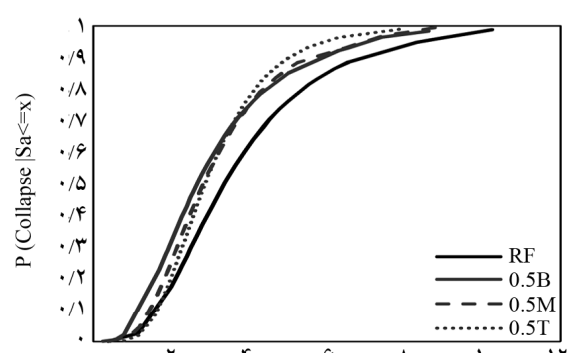
ب) محل اثر نامنظمی در بخش میانی سازه



ب) قاب منظم و قاب‌های با فاکتور نامنظمی ۰/۶



پ) محل اثر نامنظمی در بخش بالایی سازه

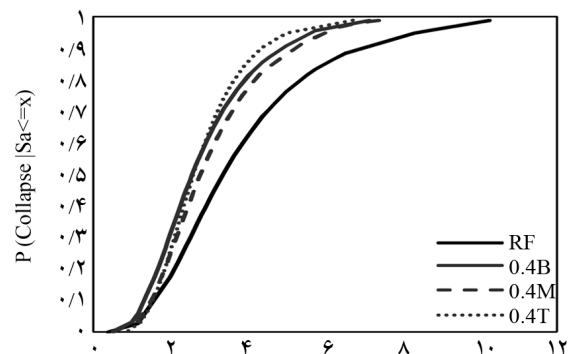


پ) قاب منظم و قاب‌های با فاکتور نامنظمی ۰/۵

شکل (۱۳): منحنی شکنندگی قاب‌های منظم و نامنظم - بررسی اثر فاکتور نامنظمی.

۵- محاسبه حاشیه ایمنی فروریزش اصلاح شده

با توجه به شکل‌های (۱۲) و (۱۳) می‌توان میانه شتاب متناظر با سطح فروریزش مجموع رکوردها (S_{CT}^{\wedge}) یا به تعبیری شتاب فروریزش را برای هر قاب به دست آورد. طبق تعریف، نسبت محدوده فروریزش (CMR) برابر است با نسبت شتاب فروریزش میانه که از تحلیل دینامیکی افزایشی تحت رکوردهای زلزله معرفی شده به دست می‌آید به شدت زمین‌لرزه حداکثر محتمل



ت) قاب منظم و قاب‌های با فاکتور نامنظمی ۰/۴

شکل (۱۲): منحنی شکنندگی قاب‌های منظم و نامنظم - بررسی اثر محل وقوع نامنظمی.

سطح MCE، (SMT).

10% ACMR مشخص می‌شود. این مقادیر در جداول دستورالعمل FEMAP695 آورده شده است. این مقادیر تابعی از عدم قطعیت کلی سیستم می‌باشد که تابعی از کیفیت طراحی (DR)، داده‌های آزمایشگاهی (TD)، صحت مدل‌های غیرخطی (MDL) و عدم قطعیت رکورد به رکورد (RTR) می‌باشد. عدم قطعیت کلی سیستم مطابق رابطه زیر به دست می‌آید:

$$\beta_{TOT} = \sqrt{(\beta_{RTR}^2 + \beta_{DR}^2 + \beta_{TD}^2 + \beta_{MDL}^2)} \quad (8)$$

در جدول (۳) مقادیر مختلف عدم قطعیت‌های مذکور بر اساس جدول مربوطه در دستورالعمل FEMAP695 و قضاوت مهندسی نویسندگان آورده شده است.

در جدول (۴) خلاصه‌ای از محاسبات حاشیه ایمنی فروریزش اصلاح شده و بررسی عملکرد سازه‌های مورد مطالعه سازه آورده شده است. لازم به ذکر است مقادیر قابل پذیرش ACMR بر اساس جدول ۷-۳ دستورالعمل FEMAP695 استخراج شده است. از بین قاب‌های مورد بررسی قاب‌های با وقوع نامنظمی در بخش پایینی سازه، عملکرد غیر قابل قبول دارند.

جدول (۳): مقادیر در نظر گرفته شده برای چهار منبع عدم قطعیت.

مقدار	نوع عدم قطعیت
۰/۳۵	کیفیت طراحی (DR)
۰/۳۵	داده‌های آزمایشگاهی (TD)
۰/۵	صحت مدل‌های غیرخطی (MDL)
۰/۴	عدم قطعیت رکورد به رکورد (RTR)
۰/۸	عدم قطعیت کل (TOT)

جدول (۴): پارامترهای مؤثر در ارزیابی حاشیه ایمنی فروریزش اصلاح شده و بررسی عملکرد سازه‌های مورد مطالعه.

سازه	S_{CT}	SMT	CMR	SSF	ACMR	Accept. ACMR	عملکرد
RF.6S	۳/۳۸	۱/۲۶	۲/۶۸	۱/۳۸	۳/۷	۱/۹۶	قابل قبول
IF.0.7K.B	۲/۵	۱/۲۱	۲/۰۶	۱/۳۸	۲/۸۵	۱/۹۶	قابل قبول
IF.0.6K.B	۲/۳	۱/۲	۱/۹۱	۱/۳۹	۲/۶۵	۱/۹۶	قابل قبول
IF.0.5K.B	۲/۲۱	۱/۱۸	۱/۸۷	۱/۴	۲/۶۲	۱/۹۶	قابل قبول
IF.0.4K.B	۲/۱	۱/۱۶	۱/۸۱	۱/۴	۲/۵۳	۱/۹۶	قابل قبول
Mean					۲/۶۶	۲/۷۹	غیر قابل قبول
IF.0.7K.M	۲/۷۴	۱/۲۱	۲/۲۶	۱/۳۸	۳/۱۲	۱/۹۶	قابل قبول

$$CMR = \frac{S_{CT}}{S_{MT}} \quad (6)$$

(SMT) شدت زمین لرزه محتمل در زمان تناوب اصلی سازه است که از طیف مفروض سطح MCE (شکل ۹) به دست می‌آید. ظرفیت فروریزش و محاسبه نسبت محدوده فروریزش به شدت تحت تأثیر محتوای فرکانسی رکوردها می‌باشد. به منظور در نظر گرفتن این اثر مقدار CMR به دست آمده به وسیله ضریبی اصلاح و تبدیل به ACMR می‌شود.

$$ACMR = SSF \times CMR \quad (7)$$

خاصیتی که این رکوردها دارند این است که شکل طیفی آنها در محدوده پریودی ماکزیمم است و در سایر نواحی پریودیک به شدت افت می‌کند که این امر باعث می‌شود سازه تحت اثر این رکوردها برخلاف آن چیزی که انتظار می‌رود آسیب کمتری ببیند؛ بنابراین به ضرایب SSF یا به اصطلاح ضرایب شکل طیفی بزرگ‌تر از یک نیاز خواهند داشت.

این ضرایب با توجه به پریود و شکل پذیری مبتنی بر پریود سیستم حاصل از تحلیل پوش آور سازه و از جداول دستورالعمل FEMAP695 به دست می‌آیند. پس از به دست آوردن مقادیر ACMR باید آن را با مقادیر مجاز و قابل پذیرش مقایسه نمود که باید بزرگ‌تر از مقادیر مجاز باشد. مقادیر قابل پذیرش ACMR برای هر مدل سازه‌ای جدا به وسیله 20% ACMR و برای قاب‌های با محل‌های وقوع نامنظمی مختلف با

ادامه جدول (۴)

عملکرد	Accept. ACMR	ACMR	SSF	CMR	S _{MT}	S _{CT} [^]	سازه
قابل قبول	۱/۹۶	۳/۰۱	۱/۳۹	۲/۱۶	۱/۲	۲/۶	IF.0.6K.M
قابل قبول	۱/۹۶	۲/۹۵	۱/۴	۲/۱۱	۱/۱۸	۲/۵۵	IF.0.5K.M
قابل قبول	۱/۹۶	۲/۸۳	۱/۴	۲/۰۲	۱/۱۶	۲/۳۵	IF.0.4K.M
قابل قبول	۲/۷۹	۲/۹۷					Mean
قابل قبول	۱/۹۶	۳/۱۳	۱/۳۸	۲/۲۷	۱/۲۱	۲/۷۵	IF.0.7K.T
قابل قبول	۱/۹۶	۳/۱	۱/۳۹	۲/۲۳	۱/۲	۲/۶۸	IF.0.6K.T
قابل قبول	۱/۹۶	۳/۰۶	۱/۴	۲/۱۸	۱/۱۸	۲/۵۸	IF.0.5K.T
قابل قبول	۱/۹۶	۲/۸۴	۱/۴	۲/۰۳	۱/۱۶	۲/۳۶	IF.0.4K.T
قابل قبول	۲/۷۹	۳/۰۳					Mean

۶- نتیجه گیری

محافظه کارانه است. وجود نامنظمی سختی باعث کاهش در مقادیر ضرایب اضافه مقاومت نسبت به قاب نامنظم می‌شود. با کاهش مقدار فاکتور نامنظمی تا حد ۰/۴ و با قرارگیری نامنظمی سختی در طبقه اول، ضریب اضافه مقاومت به میزان ۱۲ درصد نسبت به قاب منظم کاهش می‌یابد.

- با توجه به قسمت مسطح انتهایی منحنی‌های IDA، فروریزش در قاب‌های با محل وقوع نامنظمی در بخش پایینی سازه نسبت به مابقی قاب‌های مورد مطالعه با نرم‌شدگی شدیدی رخ می‌دهد.

- بر اساس نتایج تحلیل دینامیکی افزاینده کاهش مقدار نامنظمی و همچنین قرارگیری محل وقوع نامنظمی در ارتفاع پایینی و بالایی سازه قرار، حاشیه ایمنی در برابر فروریزش کاهش می‌یابد. در حالتی که فاکتور نامنظمی برابر با ۰/۴ باشد و محل رخداد نامنظمی در بخش پایینی سازه قرار گیرد، نسبت حاشیه ایمنی فروریزش اصلاح شده، در حدود ۳۰ درصد نسبت به حالت قاب منظم کاهش می‌یابد. لازم به ذکر است که قرارگیری نامنظمی سختی در ارتفاع میانی سازه‌ها اثرات ناچیزی بر تغییر نسبت حاشیه ایمنی فروریزش دارد.

- محاسبات حاشیه ایمنی فروریزش اصلاح شده و بررسی عملکرد سازه‌های مورد مطالعه در این تحقیق، بر اساس دستورالعمل FEMA-P695 نشان داد، قاب‌های با وقوع نامنظمی در بخش پایینی سازه، عملکرد غیر قابل قبول دارند.

در این مطالعه عملکرد احتمالاتی قاب‌های خمشی بتنی ویژه، دارای نامنظمی سختی در ارتفاع، مطابق با دستورالعمل FEMAP695 مورد ارزیابی قرار گرفت. در این راستا یک قاب خمشی بتنی ویژه ۶ طبقه (به‌عنوان قاب مرجع) و ۱۲ قاب با نامنظمی سختی در ارتفاع با جایگشت‌های مختلفی از مقادیر فاکتور نامنظمی و محل‌های وقوع نامنظمی متفاوت و با در نظر گرفتن مفاصل پلاستیک متمرکز در دو انتهای تیرها و ستون‌ها در نرم‌افزار Opensees مدل‌سازی شد. به‌منظور ارزیابی احتمالاتی عملکرد سازه‌ها در سطح فروریزش، تحلیل استاتیکی غیرخطی و دینامیکی افزاینده بر روی قاب‌های مورد مطالعه، انجام شده است. نتایج زیر بر اساس قاب‌های بررسی شده در این پژوهش به دست آمده است:

- مطابق با نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی، وجود نامنظمی سختی در محل‌های مختلف از ارتفاع سازه، سبب کاهش شکل‌پذیری و کاهش حداکثر مقاومت جانبی خواهد شد. با کاهش مقدار فاکتور نامنظمی تا حد ۰/۴ و با قرارگیری نامنظمی سختی در طبقه اول، میزان شکل‌پذیری سیستم در حدود ۲۴ درصد نسبت به قاب منظم کاهش می‌یابد.

- مقایسه ضرایب اضافه مقاومت به‌دست‌آمده از نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی، با مقادیر مفروض آیین‌نامه طراحی بیان‌کننده آن است که ضرایب آیین‌نامه در این قاب‌ها

4. Zareian, F. and Krawinkler, H. (2007) Assessment of probability of collapse and design for collapse safety. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **36**(13), 1901-1914.
5. Kheyroddin, A. and Aramesh, S. (2015) *Lateral Resisting Systems in Tall Buildings*. Second Edition. Semnan: Semnan University (in Persian).
6. Martel, R.R. (1929) The Effect of earthquake on buildings with a flexible first storey. *Bulletin of the Seismological Society of America*, **19**(3), 167-178.
7. Green, N.B. (1935) *Flexible First Storey Construction for Earthquake Resistance*.
8. Jacobsan, L.S. (1938) *Effect of Flexible First Story in a Building Located on Vibrating Ground*.
9. Kheyroddin, A., Hosseini, S.M., and Naderpoor, H. (2005) The destructive effects of the short column phenomenon and the ways to cope with it. *Journal of Civil Engineering and Architecture*, **2**(12) (in Persian).
10. Kheyroddin, A., Ghodrati Amiri, GH., and Kargaran, A. (2007) Investigation of the Effect of Resistant System on Short-Column Seismic Behavior in Reinforced Double-Bonded Structures. *National Conference on Seismic Repair and Improvement*, Kerman (in Persian).
11. Kheyroddin, A. and Mirnezami, A. (2002) Investigation of the seismic behavior of metal structures with different levels. *Third National Conference on the Review of the Regulations for the Design of Buildings against Earthquake - Standard 2800* (in Persian).
12. Valmundsson, E.V. and Nau, J.M. (1997) Seismic Response of building Frames with Vertical structural Irregularities. *Journal of Structural Engineering (ASCE)*, **123**(1), 30-41.
13. Al-Ali, A.A.K. and Krawinkler, H. (1998) Effect of Vertical Irregularities on Seismic Behavior of Buildings. *Blume Earthquake Engineering Center, Department of Civil and Structures*.
14. Sarkar, P., Prasad, A., and Manon, D. (2010) Vertical geometric irregularity in stepped building frames. *Engineering Structures*, **32**, 2175-2182.

- ارزیابی منحنی‌های شکنندگی نشان داد که قرارگیری طبقه نرم در ارتفاع پایینی سازه (طبقه اول)، باعث احتمال بیشتر شکست سازه نسبت به سایر حالات می‌گردد. زمانی که محل وقوع نامنظمی در طبقه اول قرار گیرد، با کاهش فاکتور نامنظمی احتمال شکست برای یک سطح مشخص از نیاز سازه افزایش می‌یابد. چنانچه طبقه نامنظم در ارتفاع میانی سازه باشد، تغییر در مقدار فاکتور نامنظمی تأثیر قابل ملاحظه‌ای در احتمال شکست نسبت به سایر حالات ندارد. به‌طور کلی نتایج به‌دست آمده از این تحقیق نشان داد که وجود نامنظمی سختی در ارتفاع بر عملکرد احتمالاتی لرزه‌ای سازه در سطح فروریزش تأثیرگذار است و بنابر مقدار فاکتور نامنظمی و محل نامنظمی منجر به کاهش حاشیه ایمنی در برابر فروریزش و افزایش احتمال شکست سازه می‌شود. بر همین اساس ضروری به نظر می‌رسد در تعریف محدودیت‌های آیین‌نامه‌ای برای سازه نامنظم سختی در ارتفاع، علاوه بر مقدار فاکتور نامنظمی، محل اثر نامنظمی نیز به نحو مقتضی در نظر گرفته شود. برای این منظور پیشنهاد می‌شود پژوهش‌های بیشتری در این زمینه به‌ویژه بر اساس تعداد طبقات مختلف، نسبت‌های ارتفاع به عرض و طول به عرض، انجام شده و پس از آن در آیین‌نامه اصلاحات لازم صورت پذیرد.

مراجع

1. Mehdizadeh, K. and Karamodin, A. (2017) Probabilistic assessment of steel moment frames incremental collapse (ordinary, intermediate and special) under earthquake. *Journal of Structural and Construction Engineering (JSCE)*, **4**(3), Issue Serial Number 13, 129-147 (in Persian).
2. Vamvatsikos, D. and Cornell, C.A. (2002) Incremental dynamic analysis. *Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **31**(3), 491-514.
3. Ibarra, L.F., Medina, R.A., and Krawinkler, H. (2005) Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **34**(12), 1489-1511.

University of California at Berkeley, Berkeley, California.

24. Pinto, A., Varum, H., and Molina, J. (2002) Assessment and retrofit of full-scale models of existing RC frames. *Proceedings of the 12th European Conference on Earthquake Engineering*, Elsevier Science Ltd.

واژه‌نامه

Collapse Margin Ratio (CMR)	۱- حاشیه ایمنی فروریزش
Stiffness Irregularity	۲- نامنظمی سختی
Probabilistic Evaluation	۳- ارزیابی احتمالاتی
Incremental Dynamic Analysis	۴- تحلیل دینامیکی فزاینده
Collapse Capacity	۵- ظرفیت فروریزش
Seismic Performance	۶- عملکرد لرزه‌ای
Resolution	۷- دقت
Seismic Demand	۸- نیاز لرزه‌ای

15. Manie, S., Sarvghad Moghdam, A., and Ghafory-Ashtiani, M. (2015) Collapse behavior evaluation of asymmetric buildings subjected to bi-directional ground motion. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, **24**(10), 607-628.

16. Habibi, A. and Asadi, K. (2013) Seismic Performance of RC Frames Irregular in Elevation Designed Based on Iranian Seismic Code. *Journal of Rehabilitation in Civil Engineering*, **12**, 40-55.

17. Zhou, J., Zhao, W., and MO, W. (2016) Least Favorable Probability of Failure For 5- and 10-Story RC Frame Structures with Vertical Irregularities. *Journal of Earthquake Engineering*, Taylor and Francis, 1158-1180.

18. Bohlouli, Z. and Poursha, M. (2016) Seismic Evaluation of geometrically irregular steel moment resisting frames with setbacks considering their dynamic characteristics. *Bulletin of Earthquake Engineering*.

19. FEMA P 695 (2009) *Quantification of Building Seismic Performance Factors*. Washington, D.C. Federal Emergency Management Agency, USA.

20. BHRC (2014) *Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings*. Tehran: Building and Housing Research Centre, Standard No. 2800 (in Persian).

21. Banazade, M. and Jalai, S.A. (2012) Probabilistic Seismic Demand Assessment of Steel Moment Frames with Sideplate Connections, *Journal of Civil Engineering*, Amir Kabir University, **44**(2), 47-64 (in Persian).

22. Jamshidiha, H., Yakhchalian, M., and Mohebi, B. (2017) Selection of appropriate intensity measure for collapse capacity prediction of low to mid-rise steel special moment resisting frames. *Journal of Structural and Construction Engineering (JSCE)*, **4**(1), Issue Serial Number 11, 98-109 (in Persian).

23. Ibarra, L.F. and Krawinkler, H. (2005) *Global Collapse of Frame Structures Under Seismic Excitations*. Report No. PEER 2005/06, Pacific Earthquake Engineering Research Centre,