

# بررسی عملکرد فروریزش لرزه‌ی ساختمان‌های بتنی کوتاه مرتبه‌ی نامنظم در پلان با رفتار نرم پیچشی در چارچوب FEMA-P695

اسحاق تراب‌پور (دانشجوی کارشناسی ارشد)

رامین کتافروش بدری\* (استادیار)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، واحد آذرشهر، دانشگاه آزاد اسلامی، آذرشهر، ایران

مهندسی عمران شریف، تابستان (۱۴۰۰)  
دوره‌ی ۲ - ۳۷، شماره‌ی ۲/۲، ص. ۱۱۳-۱۰۳، (پژوهشی)

در حوزه‌ی ساختمان‌های نامنظم در پلان، شناخت مناسبی از عملکرد فروریزش ساختمان‌های نرم پیچشی در دست نیست. مطالعه‌ی حاضر، به بررسی دقیق‌تر مسئله‌ی مذکور در ساختمان‌های قاب خمشی بتنی ویژه پرداخته است. نسبت حاشیه‌ی فروریزش، معیار سنجش عملکرد مفروض است. ساختمان‌های نمونه، در ۴ حالت از توزیع سختی طراحی و عملکرد فروریزش آن‌ها در حالت‌های مختلفی از خروج از مرکزیت جرمی بررسی شده است. مدل‌سازی و تحلیل در نرم‌افزار OpenSEES صورت گرفته و رفتار خمیری اعضا با روش مفصل خمیری متمرکز شبیه‌سازی شده است. براساس نتایج به دست آمده، نامنظمی ناشی از توزیع نامتقارن سختی جانبی، تأثیر محسوس در عملکرد فروریزش مدل‌های ساختمانی نرم پیچشی ندارد. از سوی دیگر، با تغییر موقعیت مرکز جرم در مدل‌ها، حاشیه‌ی ایمنی فروریزش بهبود می‌یابد. به طوری که در حالت خروج از مرکزیت ۳٪، حاشیه‌ی ایمنی مدل‌ها به طور متوسط ۱۷٪ بیشتر از مدل‌های ساختمانی بدون خروج از مرکزیت است. براساس نتایج به دست آمده، ضوابط خروج از مرکزیت تصادفی در ساختمان‌های مطالعه شده الزام‌آور نیست.

واژگان کلیدی: نسبت حاشیه‌ی فروریزش، نامنظمی در پلان، ساختمان نرم پیچشی، خروج از مرکزیت تصادفی، عملکرد لرزه‌ی.

## ۱. مقدمه

عملکرد لرزه‌ی مناسب یک ساختمان در پهنه‌هایی با خطر لرزه‌ی بسیار زیاد، با اهمیت و در ساختمان‌های نامنظم مهم‌تر است. برای جلوگیری از بروز عملکرد نامناسب ساختمان‌ها در چنین پهنه‌هایی، شناخت رفتار آن‌ها در زمین لرزه‌های شدید ضروری است. فروریزش یک ساختمان در زلزله، به عنوان یک عملکرد نامطلوب شناخته می‌شود. چنین عملکردی نشان از ناتوانی کل یا قسمتی از سیستم سازه‌ی در حفظ باربری ثقلی تحت بارهای دینامیکی زلزله است. در حوزه‌ی ساختمان‌های نامنظم در پلان، شناخت مناسبی از عملکرد فروریزش جانبی ساختمان‌های نرم پیچشی در دست نیست. این در حالی است که عملکرد لرزه‌ی ساختمان‌های نامنظم در پلان با رفتار نرم پیچشی در مقایسه با نوع سخت پیچشی آن‌ها متفاوت است. از این رو، در مطالعه‌ی حاضر به بررسی دقیق‌تر عملکرد فروریزش لرزه‌ی ساختمان‌های نرم پیچشی پرداخته شده است. مطالعه‌ی حاضر، بر فروریزش جانبی<sup>۱</sup> در ساختمان‌های نامنظم در پلان تمرکز دارد. این فرم از فروریزش با تغییر مکان‌های

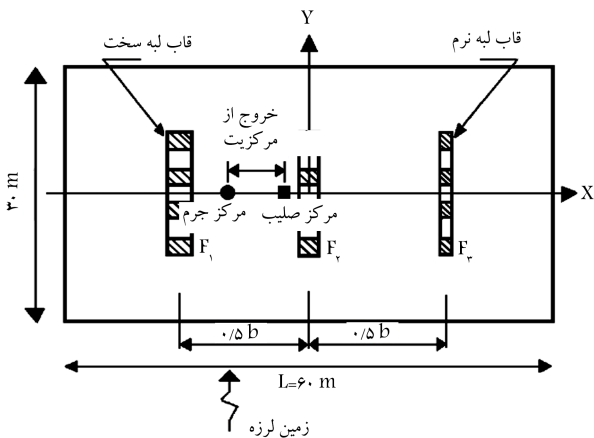
\* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۹/۴/۹، اصلاحیه ۱۳۹۹/۹/۱۵، پذیرش ۱۳۹۹/۹/۳۰

DOI:10.24200/J30/2020.55900.2790

که باید به آن توجه کرد. مطالعات مختلفی در حوزه‌ی فروریزش سازه‌ها صورت گرفته است که اغلب آن‌ها بر روی سیستم‌های مختلف باربر جانبی و به صورت دو بُعدی مطرح شده است. به عنوان نمونه، ارزیابی عملکرد فروریزش قاب‌های خمشی شکل‌پذیر نشان می‌دهد که احتمال فروریزش آن‌ها تحت زمین لرزه‌های شدید دور از گسل، به طور متوسط ۱۱٪ است.<sup>[۱]</sup> در بررسی قاب‌های فولادی با مهاربند همگرا مشخص شد که علی‌رغم وقوع خرابی در مهاربند، سختی و مقاومت ذخیره شده در سیستم هنوز تأثیر قابل ملاحظه‌ی در عملکرد فروریزش آن دارد.<sup>[۲]</sup> پژوهشگران در مطالعه‌ی دیگری نتیجه گرفتند که استفاده از جداگرهای پایه و افزودن بادبندهای کماتش تاب در طبقات ضعیف باعث بهبود بیش از پیش حاشیه‌ی ایمنی قاب‌های خمشی بتنی

Isaac.torabpour@gmail.com  
ramin.badri@iauzar.ac.ir



شکل ۱. آرایش اعضا باربر و مراکز جرم و سختی ساختمان‌های مطالعه شده.

یک جهت از پلان قرار داشتند. اعضا باربر جهت دیگر با هدف کاهش پیچیدگی مسئله نادیده گرفته شدند. باربری ثقلی توسط مجموعه‌ی از قاب‌های ساده‌ی ساختمانی صورت گرفت، که در شکل ۱ نمایش داده نشده است. دهانه‌ی قاب‌های خمشی بتنی در مدل‌های مذکور، ۵ متر و ارتفاع طبقات آن‌ها ۳٫۵ متر بوده است. قاب‌های اشاره شده مطابق با آیین‌نامه‌ی ACI-۳۱۸<sup>[۲۰]</sup> و استاندارد ۲۸۰۰<sup>[۲۱]</sup> برای پهنه‌ی با خطر نسبی خیلی زیاد طراحی شده‌اند. مقدار بار مرده‌ی طبقات بر اساس جزئیات متداول برای دال‌های دوطرفه در سازه‌های بتنی ۵٫۵ کیلونیوتن بر مترمربع و مقدار بار زنده‌ی طبقات، ۲ کیلونیوتن بر مترمربع فرض شده است. مقاومت تسلیم آرماتورهای فولادی ۴۰۰ MPa و مقاومت فشاری بتن ۳۵ MPa در نظر گرفته شده است. ضریب برش پایه در طراحی، ۰٫۱۲۸ و زمان تناوب تجربی برای مود اصلی جانبی، ۰٫۶۵ ثانیه بوده است. دیاگرامم طبقات در ساختمان‌های نمونه، صلب فرض شده‌اند. از این رو، توزیع برش پایه بین قاب‌های باربر جانبی، متناسب با سختی جانبی آن‌ها بوده و هر قاب با توجه به سهم باربری خود از بارهای جانبی و ثقلی، به کمک نرم‌افزار ETABS طراحی شده است. قاب‌های باربر ثقلی مدل‌سازی نشده و بدین ترتیب مشارکتی در سختی جانبی و مقاومت مدل‌های تحلیلی نداشته‌اند. هر چند با توجه به اهمیت مسئله‌ی لنگر ثانویه، آثار آن با روش ستون‌های  $P - \Delta$  مدل شده است. در شکل ۲، موقعیت ستون‌ها در پلان مشاهده می‌شود. ستون‌های مذکور در هر طبقه فقط بارهای قائم طبقه را تحمل کرده و به صورت المان‌های خرابایی در نرم‌افزار شبیه‌سازی شده و موقعیت آن‌ها بر اساس استدلال مطرح در دستورالعمل FEMA-P۶۹۵<sup>[۸]</sup> انتخاب شده است.

در کنار ساختمانی با توزیع متقارن سخت (D۰)، ساختمان‌هایی با توزیع نامتقارن سختی نیز طراحی شدند تا حجم مناسبی از فضای ساختمان‌های نامنظم ایجاد شود. این توزیع نامتقارن با تغییر ابعاد اعضا قاب‌ها و طراحی مجدد آن‌ها ایجاد شد. با تغییر سختی جانبی قاب‌ها، مرکز صلبیت ساختمان‌ها به اندازه‌ی ۰٫۱b و ۰٫۲b و ۰٫۲۵b از مرکز پلان فاصله می‌گیرد، که b فاصله‌ی دو قاب انتهایی است. گروه‌های ساختمانی D۱۰، D۲۰ و D۲۵ در جدول ۱، نماینده‌ی این دسته از طراحی‌ها هستند. اعداد مقطع برای تیر و ستون در جدول ۱، به ترتیب ارتفاع و عرض مقطع را بر حسب سانتی‌متر نشان می‌دهند. مقطع تیر در قاب میانی (قاب F۲ در شکل ۱) در کلیه‌ی نمونه‌های ساختمانی، ۴۵ × ۵۰ و مقطع ستون، ۵۰ × ۵۰ C۵ بوده است. از دو قاب انتهایی در ساختمان‌های نمونه، قابی که به مرکز صلبیت نزدیک‌تر بوده است، قاب لبه‌ی سخت (قاب F۱ در شکل ۱) و قابی که بیشترین فاصله را

در برابر فروریزش می‌شود.<sup>[۲]</sup> در سال‌های اخیر، بهبود ایمنی ساختمان‌های بلندمرتبه در برابر خطر فروریزش ناشی از زمین‌لرزه‌های شدید نیز مورد توجه پژوهشگران قرار گرفته است.<sup>[۵]</sup> در کنار این دسته از مطالعات، پژوهشگران بر روی معیارهای جدید برای تعیین حالت حدی فروریزش نیز تمرکز داشته‌اند.<sup>[۷،۶]</sup> چارچوب احتمالاتی در این گروه از مطالعات که در قالب دستورالعمل FEMA-P۶۹۵<sup>[۸]</sup> نمود یافته است، به صورت مشخص بر آثار نامنظمی اشاره ندارد.

هر چند در دهه‌ی گذشته، مطالعات متعددی،<sup>[۹]</sup> به بررسی رفتار ساختمان‌های نامنظم در پلان پرداخته‌اند، موارد مرتبط با عملکرد فروریزش کم است. دسته‌ی از پژوهش‌های اخیر به روش‌های شناخت یا کنترل آثار نامطلوب پیچشی در این ساختمان‌ها پرداخته‌اند. برای نمونه، پژوهشگران روشی برای طراحی ساختمان‌های نامنظم در پلان ارائه داده‌اند که برای تمام حالت‌های نامنظمی، احتمال فروریزش مشابهی را ایجاد می‌کند.<sup>[۱۰]</sup> همچنین در بررسی نحوه‌ی توزیع خرابی در اعضا ساختمان‌های بتنی مشخص شد که توزیع خرابی مستقل از نوع رکورد است و تمرکز آن در قاب‌های نزدیک‌تر به مرکز جرم بیشتر خواهد بود.<sup>[۱۱]</sup> برخی دیگر از پژوهش‌ها به دنبال اصلاح یا بررسی کفایت ضوابط پیچشی آیین‌نامه‌ها هستند.<sup>[۱۲]</sup> در مطالعات موجود، بر اهمیت ضابطه‌ی خروج از مرکزیت تصادفی در جلوگیری از فروریزش ساختمان‌های نامنظم در پلان اشاره شده است.<sup>[۱۳]</sup> در مقابل، گزارش‌هایی از عدم کفایت ضابطه‌ی اخیر در جلوگیری از فروریزش مدل‌های ساختمانی با نامنظمی زیاد،<sup>[۱۴]</sup> و نیز اهمیت لحاظ کردن آثار حرکات پیچشی زلزله،<sup>[۱۵]</sup> مشاهده می‌شود. البته برخی، آثار ذکر شده را وابسته به نوع مدل مطالعه شده می‌دانند، به طوری که اثربخشی ضوابط پیش تصادفی در کنترل عملکردهای نامطلوب در مدل‌های ساختمانی پیچیده کمتر از مدل‌های ساده‌ی تحلیلی است.<sup>[۱۶]</sup> ارائه‌ی روش‌های تحلیل استاتیکی غیرخطی برای سیستم‌های نامنظم در پلان بخش دیگری از مطالعات در حوزه‌ی مذکور هستند. محدوده‌ی مطالعات اشاره شده به روش پوش‌آور دوطرفه،<sup>[۱۷]</sup> نیز گسترش یافته است. نامنظمی مدل‌ها در اغلب مطالعات اخیر، ناشی از خروج از مرکزیت جرمی بوده و بررسی‌ها بر روی مدل‌هایی با رفتار سخت پیچشی تمرکز داشته‌اند. با توجه به پیچیدگی موجود در رفتار ساختمان‌های نامنظم، نیاز به بررسی‌های مختلف نامنظمی احساس می‌شود. بررسی انجام شده در زمینه‌ی عملکرد فروریزش ساختمان‌های نامنظم در پلان، با توجه به دو عامل خروج از مرکزیت جرمی و نوع رفتار پیچشی، نشان از این واقعیت دارد که حاشیه‌ی ایمنی فروریزش ساختمان‌هایی با رفتار نرم پیچشی متفاوت از نوع سخت پیچشی آن‌هاست و روند تغییرات حاشیه‌ی ایمنی لزوماً نزولی نیست.<sup>[۱۸]</sup> با این حال، تأثیر موقعیت مرکز جرم در نتایج هنوز مبهم است. در مطالعه‌ی دیگر بر روی تغییر مکان‌های مدل‌های ساختمانی نرم پیچشی، مشخص شد که آثار نامنظمی بر روی تغییر مکان‌ها، در مدل‌های مذکور متفاوت از مدل‌های سخت پیچشی است.<sup>[۱۹]</sup> با این حال اشاره‌ی به عملکرد فروریزش آن‌ها نشده است. به این ترتیب در مطالعه‌ی حاضر، تأثیر رفتار نرم پیچشی در عملکرد فروریزش مدل‌هایی با توزیع نامتقارن سختی در پلان و در چارچوب دستورالعمل FEMA-P۶۹۵<sup>[۸]</sup> ارزیابی و با بررسی دقیق‌تر، تأثیر موقعیت مرکز جرم در نتایج سنجیده شده است.

## ۲. ساختمان‌های مطالعه شده

ساختمان‌های نمونه، مجموعه‌ی از ساختمان‌های بتنی ۵ طبقه بودند که مطابق شکل ۱، سه قاب باربر جانبی از نوع خمشی ویژه داشتند. هر قاب با سه دهانه در

جدول ۲. ممان اینرسی جرمی طبقات در مدل‌های ساختمانی ( $\text{Ton.m}^2$ ).

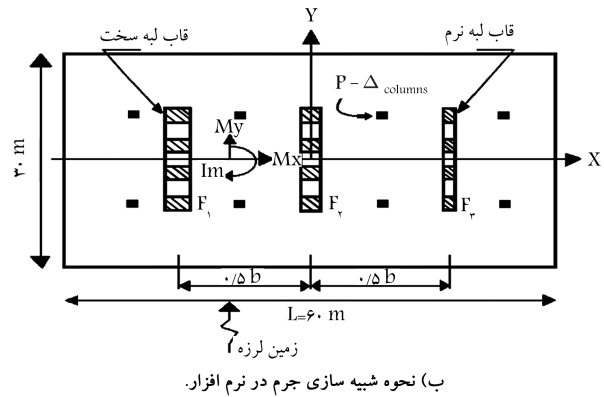
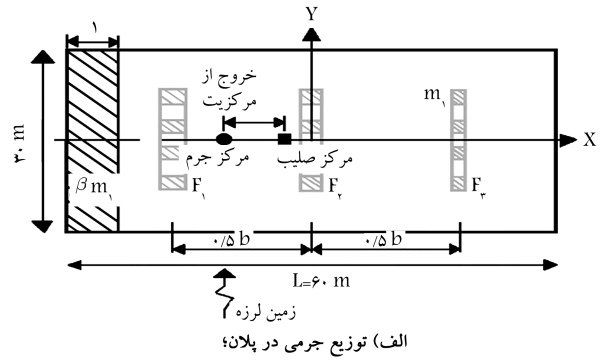
گروه	$e_{\text{Modeling}} = 0$	$b = 0/1$	$b = 0/2$	$b = 0/3$
D $0^\circ$	۳۹۸۲۵۰	۴۵۰۲۸۸	۴۸۳۲۱۰	۴۹۷۰۱۶
D۱ $0^\circ$	۴۵۰۲۸۸	۴۸۳۲۱۰	۴۹۷۰۱۶	۴۹۱۷۰۶
D۲ $0^\circ$	۴۸۳۲۱۰	۴۹۷۰۱۶	۴۹۱۷۰۶	۴۶۷۲۸۰
D۲۵	۴۹۲۵۰۲	۴۹۶۷۵۰	۴۸۱۸۸۲	۴۴۷۸۹۸

از جرم طبقه ( $\beta m_1$ ) در باندی با پهنای واحد در لبه‌ی ساختمان متمرکز شده و  $(1 + \beta)m_1$  کل جرم گسترده در طبقه بوده است. توضیحات تکمیلی درباره‌ی الگوی انتخاب شده در نوشتار مقدم و همکاران (۲۰۰۴)، [۱۲] ارائه شده است. مطابق شکل (الف)، باند جرمی در لبه‌ی بی از ساختمان که قاب F۱ به آن نزدیک است، (لبه‌ی سخت) قرار داده شده است، که این عمل باعث ایجاد خروج از مرکزیت می‌شود. بدین ترتیب، مدل‌هایی با نام عمومی  $Dx - Mz$  تولید می‌شود که  $Mz$  نشان‌دهنده‌ی خروج از مرکزیت  $z$  درصد در نمونه‌ی ساختمانی  $Dx$  است. هر چه جرم در باند جرمی بیشتر باشد ( $\beta$  بزرگ‌تر باشد)، مرکز جرم به قاب لبه‌ی سخت نزدیک‌تر است و مقدار افزایش می‌یابد. در شکل ۲، نحوه‌ی تعریف جرم در طبقات مدل‌های ساختمانی در محیط نرم‌افزار مشاهده می‌شود که مطابق آن  $M_x$  و  $M_y$  با هم مساوی و نشان‌دهنده‌ی کل جرم طبقه و  $I_m$  مقدار ممان اینرسی جرمی طبقات است. مقادیر ممان اینرسی جرمی طبقات در هر یک از مدل‌ها، براساس توزیع جرمی ذکر شده، محاسبه و در جدول ۲ ارائه شده است. برای نمونه، گروه ساختمانی D $0^\circ$  را در جدول ۲ در نظر بگیرید. اگرچه مقدار ممان اینرسی جرمی، با افزایش خروج از مرکزیت در آن گروه ساختمانی تغییر یافته است، مقدار سختی پیشگی برای تمام مدل‌های آن گروه ثابت است. این مسئله برای هر گروه ساختمانی دیگر از جدول ۲ نیز صادق است. در طبقه‌بندی دیگر، مدل‌های  $Dx - Mz$  معرف ساختمان‌هایی هستند که به لحاظ پیشگی، متوازن (TB)<sup>۲</sup> شناخته می‌شوند. در مدل‌های مراکز جرم و صلبیت در هر طبقه بر هم منطبق هستند و تحت مؤلفه‌ی افقی زلزله، از آن‌ها رفتاری پیشگی انتظار نمی‌رود. [۲۳، ۲۴] در بقیه‌ی مدل‌ها، تحریک جانبی موجب بروز رفتار پیشگی می‌شود و با عنوان مدل‌های پیشگی نامتوازن<sup>۳</sup> طبقه‌بندی می‌شود. لازم به ذکر است که خروج از مرکزیت در کلیه‌ی طبقات، در یک راستا و به یک میزان در نظر گرفته می‌شود.

به لحاظ نوع رفتار پیشگی، مدل‌های مورد مطالعه در گروه مدل‌های نرم پیشگی طبقه‌بندی می‌شوند. مدل‌های نرم پیشگی به مدل‌هایی گفته می‌شود که در آن‌ها بسامد مود غالب پیشگی کمتر از بسامد مود غالب انتقالی است. [۱۳] مود غالب انتقالی، مودی است که بیشترین جرم مؤثر را در جهت زلزله دارد. در مطالعه‌ی حاضر، مدل‌های نرم پیشگی با کاهش فاصله‌ی قاب‌های لبه‌ی نرم و لبه‌ی سخت ایجاد شده‌اند، به طوری که در آن‌ها  $b/L = 0/5$  بوده است. زمان تناوب مودهای انتقالی و پیشگی مدل‌های مورد مطالعه مطابق جدول ۳ است که در آن  $T_\theta$  و  $T_\Delta$  به ترتیب زمان تناوب مود غالب انتقالی و مود غالب پیشگی هستند.

#### ۴. شبیه‌سازی و تحلیل مدل‌ها

مدل‌سازی و تحلیل در نرم‌افزار OpenSEES<sup>۴</sup> [۲۵] صورت گرفته است. اعضای قاب مطابق شکل ۳ الف، با یک تیر ارتجاعی که در هر انتها به یک فنر دورانی



شکل ۲. الگوی توزیع جرمی در مدل‌های ساختمانی.

جدول ۱. مشخصات طراحی قاب‌ها (ابعاد بر حسب سانتی‌متر).

گروه ساختمانی	ستون (فولاد مصرفی)	تیر	قاب
D $0^\circ$	$C50 \times 50$ (۱٪)	$B50 \times 45$	قاب لبه نرم
	$C50 \times 50$ (۱٪)	$B50 \times 45$	قاب لبه سخت
D۱ $0^\circ$	$C50 \times 50$ (۱٪)	$B50 \times 45$	قاب لبه نرم
	$C60 \times 60$ (۱/۱٪)	$B50 \times 45$	قاب لبه سخت
D۲ $0^\circ$	$C45 \times 45$ (۱/۲٪)	$B35 \times 45$	قاب لبه نرم
	$C60 \times 60$ (۱/۱٪)	$B55 \times 45$	قاب لبه سخت
D۲۵	$C40 \times 40$ (۲٪)	$B35 \times 40$	قاب لبه نرم
	$C65 \times 65$ (۱/۱٪)	$B55 \times 45$	قاب لبه سخت

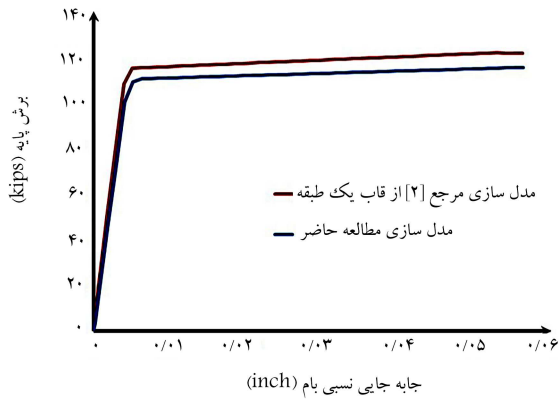
از آن مرکز داشته است (قاب F۳ در شکل ۱)، قاب لبه‌ی نرم ساختمان نامیده شده است.

#### ۳. نامنظمی در مدل‌های ساختمانی

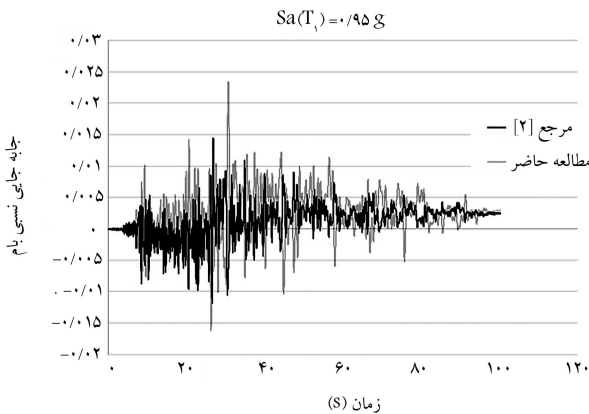
نامنظمی در مدل‌های ساختمانی ناشی از تغییر موقعیت مرکز جرم نسبت به مرکز صلبیت فرض می‌شود. با تغییر توزیع جرمی در یک نمونه‌ی ساختمانی ( $Dx$ )، مرکز جرم نسبت به مرکز صلبیت جابه‌جا و مدل‌هایی با خروج از مرکزیت مدل‌سازی ( $e_{\text{Modeling}}$ ) با مقدار  $0/1b$  تا  $0/3b$  درصد ایجاد می‌شود. مدل‌های ساختمانی پس از ایجاد خروج از مرکزیت، مجدداً طراحی نمی‌شوند. علت انتخاب این فرض جلوگیری از تداخل روال‌های طراحی و ویژه‌ی پیش‌بینی نامیه‌ی در شناسایی و مشاهده‌ی تغییر در رفتار لرزه‌ی با ایجاد خروج از مرکزیت بوده است. الگوی تغییر توزیع جرمی مطابق شکل ۲ الف بوده است که در آن بخشی

جدول ۳. زمان تناوب مودهای غالب انتقالی و پیچشی مدل‌های ساختمانی.

		$b = 0/3$		$b = 0/2$		$b = 0/1$		$b = 0/0$		$e_{Modeling}$
$T_{\theta}$	$T_{\Delta}$	$T_{\theta}$	$T_{\Delta}$	$T_{\theta}$	$T_{\Delta}$	$T_{\theta}$	$T_{\Delta}$	$T_{\theta}$	$T_{\Delta}$	گروه
۴٫۸	۲٫۳	۴٫۶	۲٫۴	۴٫۲	۲٫۵	۳٫۹	۲٫۶	۳٫۹	۲٫۶	D۰
۵٫۲	۲٫۳	۴٫۹	۲٫۵	۴٫۴	۲٫۶	۴٫۳	۲٫۶	۴٫۳	۲٫۶	D۱۰
۵٫۶	۲٫۴	۵٫۴	۲٫۵	۵٫۲	۲٫۷	۵٫۰	۲٫۷	۵٫۰	۲٫۷	D۲۰
۵٫۷	۲٫۳	۵٫۵	۲٫۵	۵٫۴	۲٫۶	۵٫۲	۲٫۷	۵٫۲	۲٫۷	D۲۵



جایه جایی نسبی بام (inch)  
الف) تحلیل پوش آوره

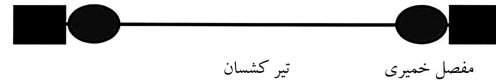


ب) تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی.

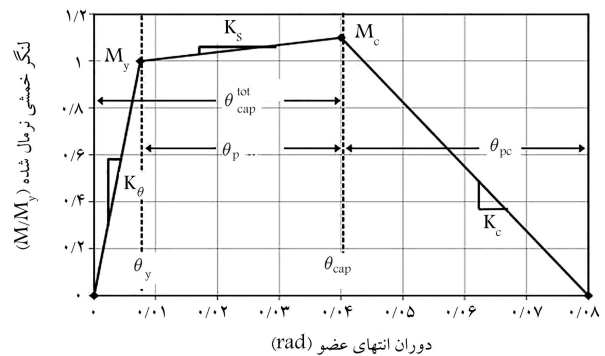
شکل ۴. صحت‌سنجی روش شبیه‌سازی.

برای صحت‌سنجی روش مدل‌سازی، از مدل قاب یک طبقه استفاده شده است، که توسط هاسلتون<sup>۶</sup> (۲۰۰۸)،<sup>[۲]</sup> در ارزیابی عملکرد فروریزش قاب‌های خمشی شکل‌پذیر استفاده شده است. با این تفاوت که در روش مدل‌سازی مطالعه‌ی حاضر، به دلیل رعایت ضوابط طراحی قاب‌های خمشی ویژه فرض شده است که اتصال‌ها تا مرحله‌ی فروریزش ساختمان تسلیم نمی‌شوند و در مکانیزم خرابی تأثیرگذار نیستند. از این رو از شبیه‌سازی اتصال‌ها صرف‌نظر شده است. مطابق شکل ۴، تفاوت اندکی در نتایج تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی مدل‌ها براساس دو روش مدل‌سازی وجود دارد. برای تحلیل تاریخچه‌ی زمانی، از رکورد اول جدول ۴ استفاده شده است. با وجود اختلاف ناشی از عدم شبیه‌سازی اتصال‌ها، اختلاف تغییرمکان نسبی پساتسلیم آن‌ها در انتهای تحلیل قابل چشم‌پوشی است. همچنین زمان تناوب مدل‌ها در مطالعه‌ی حاضر و نوشتار هاسلتون (۲۰۰۸)،<sup>[۲]</sup> به ترتیب ۰٫۴۹ و ۰٫۴۲ ثانیه بوده است.

عملکرد فروریزش مدل‌های ساختمانی، تحت ۱۲ رکورد قوی دورازگسل<sup>۷</sup> ارزیابی شده است، که مشخصات آن‌ها که از بین رکوردهای دستورالعمل FEMA-۶۹۵-P<sup>[۸]</sup> انتخاب شده‌اند، در جدول ۴ ارائه شده است. مقادیر مربوط به  $PGV_{max}$  و  $PGA_{max}$  در جدول ۴، به ترتیب مقدار بیشینه‌ی شتاب و بیشینه‌ی سرعت زمین‌لرزه است.  $V_s=30$  نیز نشان‌دهنده‌ی سرعت موج برشی در خاک است. مشخصات ذکر شده از پایگاه داده‌های زلزله،<sup>[۲۳]</sup> استخراج شده‌اند. در شکل ۵، میانگین طیف شتاب مجموعه رکوردهای مورد مطالعه در کنار طیف طرح و طیف خطر بزرگ‌ترین زمین‌لرزه‌های مورد انتظار (MCE)<sup>۸</sup> مشاهده می‌شود.



الف) اجزای مدل تیر-ستون؛



ب) مدل رفتار غیر ارتجاعی اعضا.

شکل ۳. مدل‌سازی اعضای قاب.

خمیری به‌طور سری متصل است، مدل شده است. سختی اجزاء مدل طوری تنظیم شده است که در مجموع با سختی تیر یا ستون همسان شود. برای این منظور، مقدار سختی اولیه‌ی فنرهای انتهایی، بیشتر از سختی تیر ارتجاعی در نظر گرفته شده است. از این رو، سختی ارتجاعی تیرها و ستون‌ها در قاب، با سختی جزء ارتجاعی مدل همسان است. در مطالعات پیشین بر روی رفتار لرزه‌ی قاب‌ها،<sup>[۲۷،۲۶]</sup> پیشنهاد شده است که سختی اولیه‌ی فنرهای دورانی ۱۰ برابر سختی تیر ارتجاعی انتخاب شود که در مطالعه‌ی حاضر نیز همین نسبت استفاده شده است. به علاوه، چنین روشی برای شبیه‌سازی مناسب میرایی سیستم ضروری است.<sup>[۲۷]</sup> بر همین اساس، میرایی از نوع رایلی با نسبت میرایی ۵٪ و متناسب با ماتریس‌های جرم و سختی اولیه سازه در نظر گرفته شده است. رفتار خمیری فنرها در نرم‌افزار OpenSEES، با مدل رفتاری Clough تعریف می‌شود که برای اولین بار توسط ایبارا<sup>۵</sup> و همکارانش،<sup>[۲۸]</sup> ارائه شده است. مدل سه‌خطی Clough، توانایی لازم برای شبیه‌سازی زوال سختی و مقاومت در رفتار چرخه‌ی یک تیر - ستون بتنی را دارد.<sup>[۲۹،۳۰]</sup> به علاوه، وجود شاخه‌ی نرم‌شوندگی کرنشی (شاخه‌ی نزولی در شکل ۳ ب)، برای شبیه‌سازی پدیده‌هایی نظیر: کماتش آرماتورهای طولی، تسلیم آرماتورهای طولی، و خورد شدن بتن در اعضاء بتنی مسلح مناسب است.<sup>[۳۱،۳۲]</sup> در نهایت، شبیه‌سازی رفتار اعضاء قاب با مدل خمیری مفصل متمرکز آسان‌تر است. مطابق شکل ۳ ب، سختی ارتجاعی عضو  $(K_e)$ ، مقاومت خمشی عضو  $(M_y)$  و مقاومت نهایی عضو  $(M_c)$  ظرفیت دوران خمیری عضو  $(\theta_p)$  و ظرفیت دوران خمیری عضو پس از رسیدن به مقاومت بیشینه  $(\theta_{pc})$ ، از مهم‌ترین پارامترهای مدل رفتاری Clough هستند. برای تعیین پارامترهای رفتاری اخیر، از روابط تجربی موجود در ادبیات فنی،<sup>[۳۲]</sup> استفاده شده است.

جدول ۴. رکوردهای لرزه‌ی استفاده شده.

مشخصات رکوردها		مشخصات ساختگاه		مشخصات زلزله		
PGV <sub>max</sub>	PGA <sub>max</sub>	فاصله تا گسل	V <sub>s-30</sub>	نوع گسل	نام زلزله	بزرگا
(cm/s)	[g]	(km)	(m/s)			
۳۱/۸	۰/۳۵	۲۲/۱	۲۴۲	امتداد لغز	Imperial Valley	۶/۵
۳۰/۹	۰/۱۳	۵۶/۲	۲۷۶	معکوس	SMART\ (۴۵)	۷/۳
۳۶/۲	۰/۱۹	۲۳/۹	۱۷۹	امتداد لغز	Superstition Hills	۶/۵
۴۲/۸	۰/۱۸	۷۰/۹	۱۹۰	معکوس	Loma Prieta	۶/۹
۴۱/۸	۰/۱۷	۲۳/۶	۳۵۴	امتداد لغز	Landers	۷/۳
۶۶/۷	۰/۴۴	۹/۵	۳۵۶	معکوس	Northridge	۶/۷
۲۶/۹	۰/۳۲	۲۲/۵	۳۱۲	امتداد لغز	Kobe, Japan	۶/۹
۳۰/۶	۰/۱۶	۱۳/۵	۵۲۳	امتداد لغز	Kocaeli, Turkey	۷/۵
۲۵/۶	۰/۰۷	۸۴/۲	۲۱۰	معکوس	Chi-Chi, Taiwan	۷/۶
۶۵/۸	۰/۸۱	۱۲	۲۹۴	امتداد لغز	Duzce, Turkey	۷/۱
۴۳/۹	۰/۵۲	۱۲/۶	۷۲۴	امتداد لغز	Manjil, Iran	۷/۴
۲۸/۷	۰/۳۳	۱۲	۷۲۶	امتداد لغز	Hector Mine	۷/۱

طبقه (مکانیزم طبقه)، یکی از معیارهای وقوع ناپایداری در مدل‌های ساختمانی فرض می‌شود که کنترل آن توسط پردازشگری که در مطلب<sup>۱۳</sup> برنامه‌نویسی شده است، انجام می‌شود. پردازشگر ذکر شده براساس خروجی تحلیل‌های دینامیکی، رفتار چرخشی فزاینده دورانی خمیری در انتهای اعضاء مشخص و نحوه‌ی گسترش رفتار خمیری را در مقایسه با الگوی رنگی تعریف شده تعیین می‌کند. همچنین براساس مطالعات موجود،<sup>[۳۴]</sup> تغییر مکان‌های نسبی بین طبقه‌ی معادل با ۱٪ ارتفاع طبقه، به عنوان معیار دوم وقوع فروریزش در مدل‌های ساختمانی در نظر گرفته می‌شود.

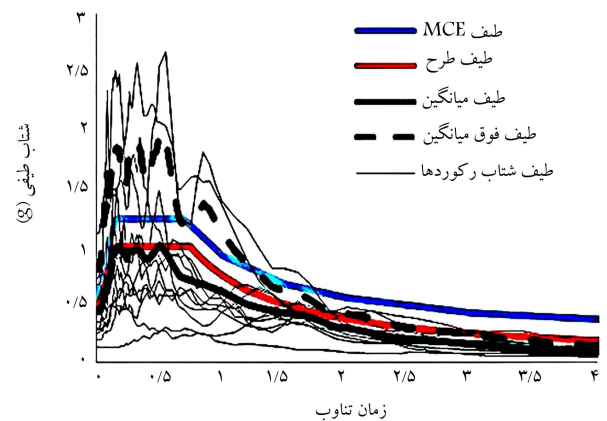
برای جلوگیری از تأثیر داده‌هایی با پراکندگی شدید<sup>۱۴</sup> در روند نتیجه‌گیری، میانگین نهایی بعد از حذف چنین داده‌هایی گزارش می‌شود. برای این منظور طبق روابط ۱ الی ۳، مقادیر ظرفیت فروریزش که خارج از محدوده‌ی  $[S_a^t, S_a^b]$  قرار دارند، حذف می‌شوند.  $\sigma_R$  انحراف معیار استاندارد لگاریتم طبیعی مقادیر ظرفیت فروریزش است. انتخاب  $\sqrt{3}\sigma_R$  بر مبنای مطالعات عدم قطعیت در نوشتارهای هاسلتون و ایبارا<sup>[۳۵]</sup> صورت پذیرفته است.

$$S_a^t = \exp(\ln S_{CT} + \sqrt{3}\sigma_R) \quad (۱)$$

$$S_a^b = \exp(\ln S_{CT} - \sqrt{3}\sigma_R) \quad (۲)$$

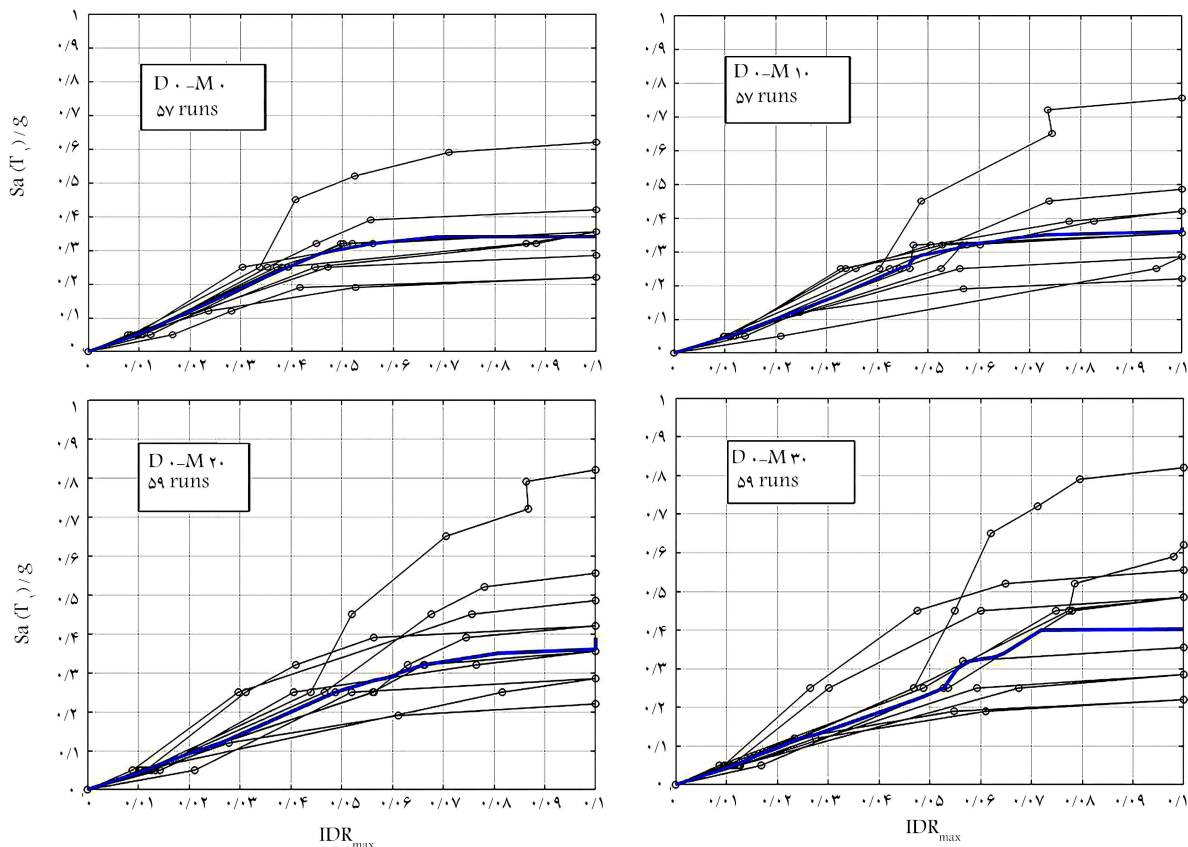
$$\sigma_R = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n \ln(S_{a, collapse i} - \ln S_{CT})^2}{n-1}} \quad (۳)$$

با اتمام تحلیل IDA، مقادیر ظرفیت فروریزش مدل به‌ازاء مجموعه‌ی رکوردهای جدول ۴ به‌دست می‌آیند. ایبارا،<sup>[۳۰]</sup> نشان داد که توزیع لوگ نرمال، یک انتخاب مناسب برای نمایش توزیع ظرفیت فروریزش محسوب می‌شود. با فرض توزیع لوگ نرمال برای داده‌ها، میانگین‌گیری در فاز لگاریتمی بدین معنی است که در فاز خطی میانگین داده‌ها براساس میانگین‌گیری هندسی آن‌ها و مطابق رابطه‌ی ۴ تعریف خواهد شد که در آن  $S_{CT}$  میانگین ظرفیت فروریزش مدل نامیده می‌شود. این نام‌گذاری براساس دستورالعمل FEMA-P-۶۹۵<sup>[۸]</sup> انجام شده است. حاشیه‌ی ایمنی مدل

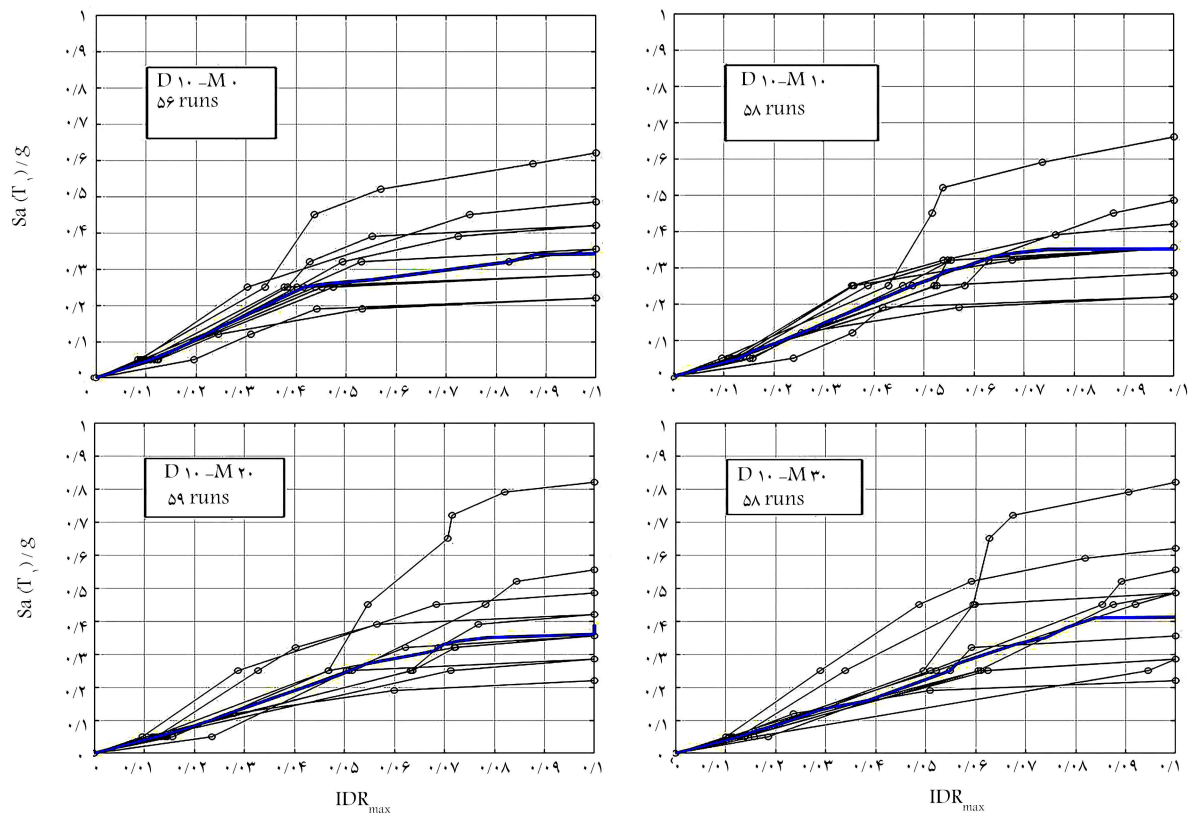


شکل ۵. طیف شتاب رکوردهای مطالعه.

در مطالعه‌ی حاضر، عملکرد فروریزش مدل‌های ساختمانی با معیار نسبت حاشیه‌ی فروریزش (CMR)<sup>۹</sup> سنجیده شده است. برای تعیین مشخصه‌ی اخیر، از روش تحلیل دینامیکی فزاینده (IDA)<sup>۱۰</sup> استفاده شده است.<sup>[۳۴]</sup> در روش IDA، به‌ازاء هر رکورد زلزله، تحلیل مدل‌ها تا آن سطح از شدت لرزه‌ی ادامه می‌یابد، که ناپایداری دینامیکی در سازه مشاهده شود. معیار شدت لرزه‌ی در تحلیل‌های دینامیکی، شتاب طیفی در زمان تناوب مود انتقالی است و شتاب طیفی نظیر وضعیت ناپایداری دینامیکی مدل، ظرفیت فروریزش<sup>۱۱</sup> آن نامیده می‌شود و از تحلیل IDA به‌دست می‌آید. شکل ۶، نتایج تحلیل IDA را برای مدل‌های ساختمانی مورد مطالعه نشان می‌دهد. بر روی محور قائم، معیار شدت لرزه‌ی و  $T_1$  زمان تناوب مود غالب انتقالی است. بر روی محور افقی  $IDR_{max}$ ، بیشینه‌ی جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ی<sup>۱۲</sup> برای مدل ساختمانی مشاهده می‌شود. منحنی آبی بر روی هر شکل، میانگین رفتار لرزه‌ی مدل مرتبط را نشان می‌دهد. تشکیل هم‌زمان مفاصل خمیری در انتهای اعضاء اصلی قاب در یک یا چند

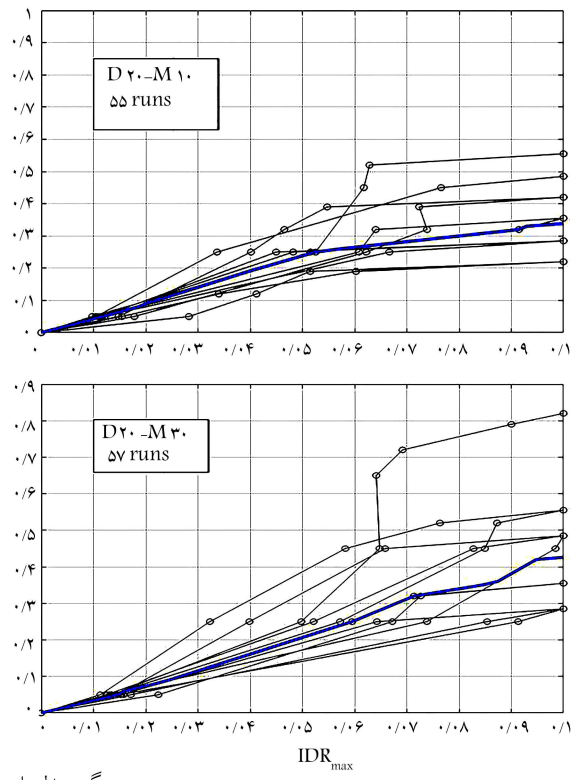
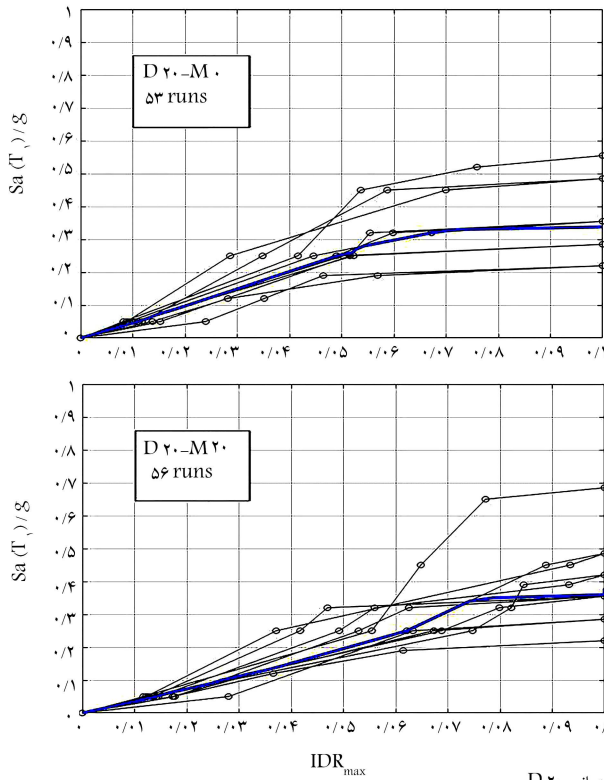


گروه مدل های ساختمانی D0

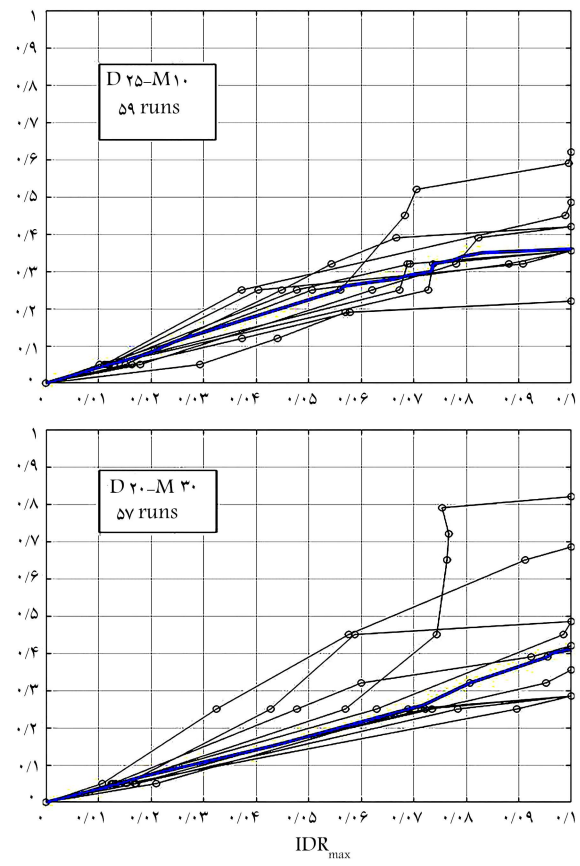
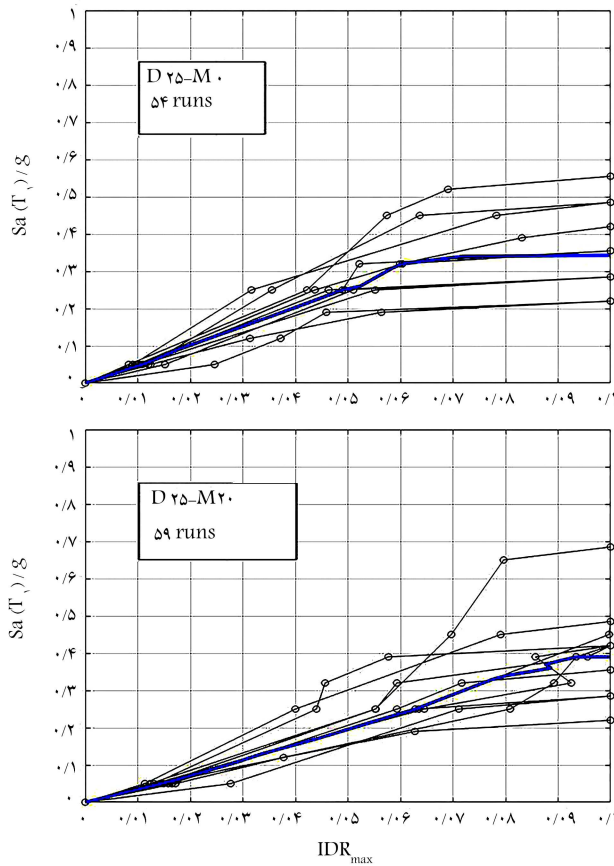


گروه مدل های ساختمانی D10

شکل ۶. نتایج تحلیل دینامیکی فزاینده.

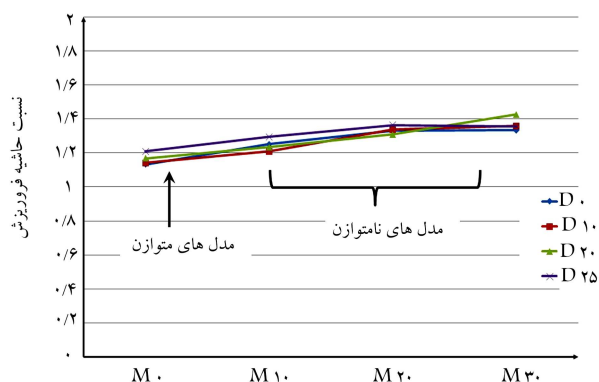


گروه مدل های ساختمانی D20



گروه مدل های ساختمانی D25

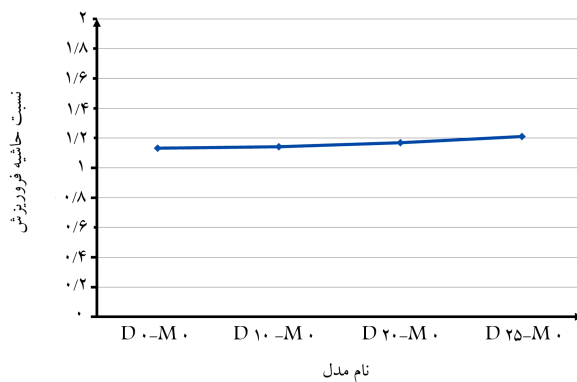
ادامه شکل ۶.



شکل ۸. مقایسه‌ی حاشیه‌ی ایمنی مدل‌های ساختمانی در خروج از مرکزیت‌های مختلف.

نماینده‌ی حالتی است که در آن مدل‌های ساختمانی فاقد خروج از مرکزیت هستند و بقیه‌ی حالت‌ها، مدل‌های نامتوازن پیچشی را نشان می‌دهند. برای نمونه،  $M_{30}$  معرف خروج از مرکزیت  $3^\circ$  در مدل‌هاست. براساس نتایج حاصل، با افزایش خروج از مرکزیت، مدل‌های مورد مطالعه، حاشیه‌ی ایمنی بهتری در مقابل فروریزش دارند. نسبت حاشیه‌ی ایمنی در کلیه‌ی گروه‌های ساختمانی ( $D_{25}$  تا  $D_0$ ) با افزایش خروج از مرکزیت (از صفر به  $3^\circ$  درصد) بیشتر می‌شود. این افزایش به‌طور متوسط  $17\%$  است. به عبارت دیگر در مدل‌های مورد مطالعه، جابه‌جایی مرکز جرم به سوی قاب لیه‌ی سخت، نه فقط موجب افزایش خطر فروریزش در مدل‌های مذکور نشده است، بلکه روند تغییرات در جهت بهبود ایمنی ساختمان در برابر فروریزش است. از دید کلی، در مدل‌های ساختمانی نرم پیچشی، مدل‌های نامتوازن در مقایسه با مدل‌های متوازن وضعیت مناسب‌تری به لحاظ عملکرد فروریزش دارند.

برای درک بهتر مشاهده‌ها، به نحوه‌ی توزیع خرابی در اعضاء سازه‌ی توجه شده است. در شکل ۹، نحوه‌ی گسترش رفتار خمیری در قاب‌های لیه‌ی سخت و لیه‌ی نرم (قاب‌های  $F_1$  و  $F_3$  در شکل ۱) مشاهده می‌شود. وضعیت نشان داده شده، نتیجه‌ی تحلیل دینامیکی غیرخطی مدل‌ها تحت زلزله‌ی Loma Prieta است. با این حال، بررسی نتایج نشان می‌دهند که برای سایر رکوردها، نتایج حاصل مشابه است. نتایج تحلیل در کلیه‌ی مدل‌ها، در بزرگ‌ترین سطح شدت لرزه‌ی که کمی پایین‌تر از سطح فروریزش قرار می‌گیرد، استخراج شده است. در الگوی رنگی که برای تشخیص سطح رفتار خمیری در مفاصل معرفی شده است، رنگ صورتی و قرمز به ترتیب به معنی آغاز تسلیم و وقوع گسیختگی در عضو است.  $\theta_{cap}$  بر روی الگوی مذکور، مقدار دوران مفصل خمیری نظیر مقاومت بیشینه‌ی خمشی عضو است. برای اختصار، تشریح مسئله فقط با دو گروه مدل‌های ساختمانی  $D_{25}$  و  $D_0$  صورت پذیرفته است، که با دو خروج از مرکزیت صفر و  $3^\circ$  درصد در شکل ۹ مشاهده می‌شوند؛ که مطابق آن، در مدل‌های متوازن نحوه‌ی گسترش رفتار خمیری در قاب لیه‌ی نرم مشابه قاب لیه‌ی سخت است. با این حال در برخی از مدل‌ها، نظیر  $D_{25} - M_0$ ، می‌توان مشاهده کرد که شدت آسیب‌ها در قاب لیه‌ی سخت بیشتر از قاب لیه‌ی نرم است. از آنجا که در مدل‌های  $D_{25}$  و  $D_0$ ، حرکت به‌طور عمده انتقالی است، تشابه محسوسی بین نتایج حاصل با نتایج مطالعه‌ی کریمیان و همکارانش (۲۰۱۷)<sup>[۱۱]</sup> مشاهده می‌شود. ایشان با مطالعه‌ی نحوه‌ی گسترش رفتار خمیری در مدل‌های سخت پیچشی نتیجه گرفتند که تجمع آسیب‌ها به‌طور عمده در قاب‌های نزدیک به مرکز جرم شکل می‌گیرد. در مدل‌های متوازن مورد مطالعه نیز مرکز جرم به قاب لیه‌ی سخت نزدیک‌تر است و دلیل آسیب‌های شدیدتر در



شکل ۷. حاشیه‌ی ایمنی در مدل‌های متوازن پیچشی.

ساختمانی در مقابل فروریزش با استفاده از معیار نسبت حاشیه‌ی ایمنی تخمین زده می‌شود که مطابق رابطه‌ی ۵ تعریف می‌شود که در آن،  $S_{MT}$  شتاب طیفی نظیر بزرگ‌ترین زمین‌لرزه‌های موردانتظار برای منطقه است و مقدار آن از طیف MCE به دست می‌آید. از آنجا که محاسبه‌ی طیف MCE جزء اهداف مطالعه‌ی حاضر نیست، به‌طور تقریبی  $1/5$  برابر طیف طرح، به عنوان طیف MCE فرض می‌شود. مطابق دستورالعمل FEMA-P695<sup>[۸]</sup> ارزیابی حاشیه‌ی ایمنی مدل‌های ساختمانی پس از اعمال آثار شکل طیفی صورت می‌گیرد.

$$S_{CT} = \exp\left(\ln \prod_{i=1}^n S_{a, collapse i}^{1/n}\right) \quad (4)$$

$$CMR = \frac{S_{CT}}{S_{MT}} \quad (5)$$

## ۵. حاشیه‌ی ایمنی در مدل‌های ساختمانی و تأثیر

### موقعیت مرکز جرم در پلان در عملکرد فروریزش

حاشیه‌ی ایمنی مدل‌های متوازن پیچشی، که با نام عمومی  $Dx - M^0$  مشخص می‌شوند، در شکل ۷ مشاهده می‌شود. در این دسته از مدل‌های ساختمانی، مراکز جرم و صلبیت بر هم منطبق هستند ( $e_{Modeling} = 0$ ). با این حال، فقط مدل  $D_0 - M^0$  توزیع متقارن سختی جانبی در پلان دارد. به عبارت دیگر، در مدل ساختمانی  $D_0 - M^0$ ، قاب‌های باربر جانبی مشخصات طراحی یکسانی دارند و در بقیه مدل‌های متوازن (به عنوان نمونه مدل  $D_{25} - M^0$ )، مشخصات طراحی قاب‌های خمشی مطابق جدول ۱، متفاوت از یکدیگر هستند. مطابق نتایج حاصل، مدل‌های متوازن (TB)، حاشیه‌ی ایمنی تقریباً یکسانی در مقابل فروریزش دارند و توزیع نامتقارن سختی تأثیر اندکی در روند تغییرات حاشیه‌ی ایمنی دارد. به‌طور نمونه، مقدار نسبت حاشیه‌ی ایمنی فروریزش (CMR) در مدل  $D_{25} - M^0$  فقط  $7\%$  بیشتر از مقدار نسبت  $D_0 - M^0$  در مدل است.

با تغییر توزیع جرمی، موقعیت مرکز جرم نسبت به مرکز صلبیت تغییر می‌یابد ( $e_{Modeling} \neq 0$ ) و دسته‌ی دیگری از مدل‌ها با عنوان مدل‌های نامتوازن پیچشی حاصل می‌شود. تغییر توزیع جرمی به گونه‌ی انجام می‌شود که مدل‌هایی با خروج از مرکزیت  $1^\circ$ ،  $2^\circ$  و  $3^\circ$  درصد حاصل شود. در اثر خروج از مرکزیت، مدل‌ها با تحریک لرزه‌ی دچار رفتارهای پیچشی می‌شوند. شکل ۸، تأثیر موقعیت مرکز جرم را در حاشیه‌ی ایمنی مدل‌های ساختمانی نشان می‌دهد. بر روی شکل ۸، موقعیت مرکز جرم در ۴ حالت ( $M_{30}$  تا  $M_0$ ) نشان داده شده است که  $M_0$

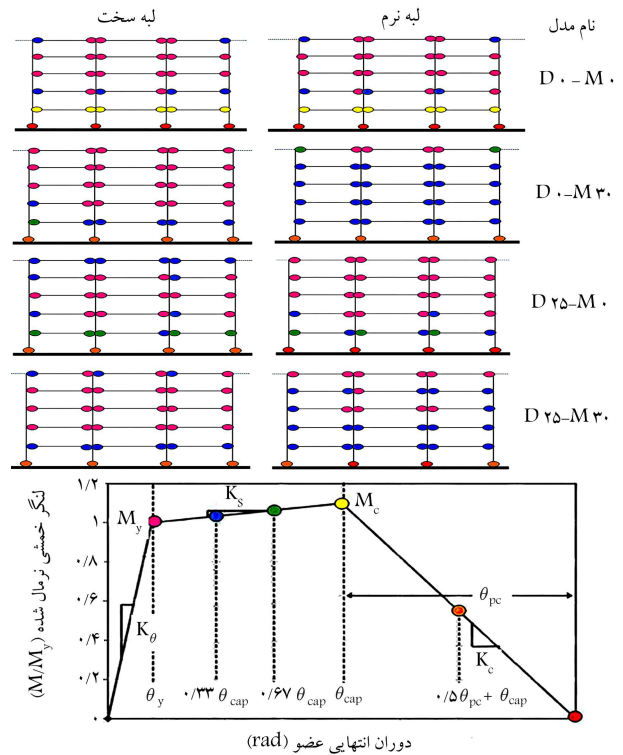


مدل‌هایی با توزیع نامتوازن سختی پرداخته است. با در نظر گرفتن یک توزیع جرمی متقارن، مرکز آن نزدیک به قاب لبه‌ی نرم نگه‌داشته شده است. مطالعه‌ی اخیر نشان داد که با افزایش خروج از مرکزیت، نسبت حاشیه‌ی فروریزش (CMR) در مدل‌های ساختمانی سخت پیچشی در حال کاهش است. در حالی که برای مدل‌های نرم پیچشی، روند کاهش‌ی گزارش نشده است. در مطالعه‌ی حاضر با استفاده از آرایش مشابهی از قاب‌های خمشی شکل‌پذیر، میزان وابستگی نتایج پژوهش کوماری - تبریزی<sup>[۱۸]</sup> به موقعیت مرکز جرم نسبت به مرکز صلبیت کنترل شد. توزیع جرمی در پلان طوری تغییر داده شد که موجب ایجاد دو حالت جدید دیگر از چینش مراکز شود. در حالت اول، مرکز جرم بر روی مرکز صلبیت قرار گرفت و مدل‌های متوازن پیچشی ( $Dx - M^0$ ) بررسی شدند. در حالت دوم، مرکز جرم به سمت دیگر مرکز صلبیت (مطابق شکل ۲) منتقل شد. شکل ۸، نتیجه‌ی ارزیابی عملکرد فروریزش مدل‌های اخیر را نشان می‌دهد. پژوهش حاضر با استفاده از مجموعه‌ی کامل‌تری از مدل‌ها، بررسی دقیق‌تری بر روی نحوه‌ی اثرگذاری موقعیت مرکز جرم، در فروریزش ساختمان‌های نرم پیچشی انجام داده است. مقایسه و جمع‌بندی نتایج مطالعه‌ی حاضر با نتایج کوماری - تبریزی (۲۰۱۷)<sup>[۱۸]</sup> نشان می‌دهد که بروز نامنظمی در ساختمان‌های نرم پیچشی با بهبود عملکرد فروریزش آن‌ها همراه می‌شود و این مسئله مستقل از جهت جابه‌جایی مرکز جرم نسبت به مرکز صلبیت است.

تغییر موقعیت مرکز جرم در طبقات ممکن است به‌طور تصادفی رخ دهد. تغییر در کاربری فضاهای داخلی ساختمان، عدم قطعیت در موقعیت بارهای زنده و عواملی از این دست، موجب تغییر موقعیت مرکز جرم نسبت به مرکز صلبیت خواهد شد. در بررسی حاضر، مدل‌های ساختمانی علاوه بر حالت متوازن، در سه حالت از خروج از مرکزیت ۱۰، ۲۰ و ۳۰ درصد نیز بررسی شده‌اند. می‌توان این خروج از مرکزیت‌ها را ناشی از عوامل تصادفی در نظر گرفت. شکل ۸ نشان می‌دهد که با بروز چنین خروج از مرکزیتی، حاشیه‌ی ایمنی مدل نامتوازن نسبت به حالت متوازن ( $Dx - M^0$ ) بیشتر است. به این ترتیب، چنانچه در مدل‌های متوازن نرم پیچشی، خروج از مرکزیت ناشی از تغییرات تصادفی موقعیت مرکز جرم فرض شود، حاشیه‌ی ایمنی آن‌ها کاهش نخواهد یافت. همان‌گونه که توضیح داده شد، موقعیت مرکز جرم نسبت به مرکز صلبیت روند بهبود عملکرد فروریزش را دستخوش تغییر نمی‌کند. از این رو می‌توان دریافت که تأثیر جابه‌جایی تصادفی مرکز جرم در حاشیه‌ی ایمنی فروریزش در مدل‌های نرم پیچشی مورد مطالعه قابل چشم‌پوشی است. از آنجا که ایجاد خروج از مرکزیت ۰٪ عملاً ممکن نیست، آیین‌نامه‌های لرزه‌یی برای جلوگیری از تبعات منفی آن، در نظر گرفتن خروج از مرکزیت تصادفی را جزء توصیه‌های طراحی قرار داده‌اند. با توجه به نتایج موجود می‌توان از تأثیر جابه‌جایی تصادفی مرکز جرم در حاشیه‌ی ایمنی فروریزش ساختمان‌های نرم پیچشی صرف‌نظر کرد.

## ۶. نتیجه‌گیری

مطالعه‌ی حاضر تلاش کرده است تا با بررسی رفتار لرزه‌یی ساختمان‌های بتنی قاب خمشی ویژه، با استفاده از تحلیل‌های غیرخطی، تأثیر عدم تقارن در توزیع سختی و تأثیر موقعیت مرکز جرم را در حاشیه‌ی ایمنی ساختمان‌های نرم پیچشی در برابر فروریزش ارزیابی کند. اعتبار نتایج به‌دست آمده در محدودی‌های مفروضات و محدودیت‌های مطرح در بررسی حاضر است و لزوم بررسی دقیق‌تر تأثیر رفتار پیچشی



شکل ۹. نحوه‌ی توزیع رفتار خمیری در مدل‌های نرم پیچشی.

قاب لبه‌ی سخت را در مدل  $D25 - D^0$  توجیه می‌کند. با این حال، نتیجه‌ی مطالعه‌ی کریمیان و همکارانش<sup>[۱۱]</sup>، قادر به توجیه رفتار مدل‌های نرم پیچشی نامتوازن نبوده است. کایرکس<sup>[۱۵]</sup> (۲۰۱۳)<sup>[۱۹]</sup> در مطالعه‌ی رفتار مدل‌های ساختمانی نرم پیچشی نشان داد که لزوماً تغییر مکان نسبی طبقات در قاب لبه‌ی سخت (قاب F۱) بیشتر از قاب لبه‌ی نرم (قاب F۳) نیست. برای مدل‌های نامتوازن در مطالعه‌ی حاضر نیز نتایج حاصل، مشابه است که برای اختصار اشاره نمی‌شود. براساس نتایج حاج سید تقیا و کایرکس<sup>[۱۹]</sup> می‌توان استنباط کرد که در مدل‌های نامتوازن نرم پیچشی، آسیب‌های ناشی از حرکت‌های انتقالی در لبه‌ی نرم بیشتر از لبه‌ی سخت است. نتایج حاصل مطابق شکل ۹، مؤید این استنباط است. با این حال، در مطالعات مذکور توجهی به اثر افزایش نامنظمی در عملکرد فروریزش نشده است.

مطابق شکل ۹، مطالعه‌ی حاضر نشان می‌دهد که شدت آسیب‌ها با افزایش خروج از مرکزیت در لبه‌ی نرم و سخت کاهش می‌یابد و این مسئله بدین معنی است که در ساختمان‌های نرم پیچشی، افزایش نامنظمی لزوماً به معنای کاهش حاشیه‌ی ایمنی آن‌ها در برابر فروریزش نیست. مود غالب در مدل‌های نرم پیچشی، مود پیچش است. چنین استنباط می‌شود که مود غالب حرکتی (مود پیچشی) در مدل‌های ساختمانی ذکر شده با افزایش خروج از مرکزیت، برتری حرکتی بیشتری خواهد داشت و در نتیجه، سهم مود رفتاری پیچشی در جذب انرژی زلزله بیشتر از مودهای انتقالی می‌شود. از این رو، آسیب‌هایی که مستقیماً ناشی از تغییر مکان‌های نسبی ساختمان در جهت زلزله است، با افزایش فاصله‌ی مرکز جرم از مرکز صلبیت در مدل‌های مذکور کمتر و این مسئله سبب بالاتر رفتن سطح شاخص ایمنی می‌شود. مطالعات اخیر نشان می‌دهد که تأثیر نامنظمی در عملکرد لرزه‌یی ساختمان‌های سخت پیچشی متفاوت از ساختمان‌های نرم پیچشی است.<sup>[۱۹]</sup> به‌طور مشخص کوماری - تبریزی<sup>[۱۶]</sup> (۲۰۱۷)، به بررسی تأثیر سختی پیچشی در عملکرد فروریزش

## فهرست علائم

- $K_e$ : سختی مؤثر؛
- $\theta_p$ : ظرفیت دوران خمیری عضو؛
- $\theta_{pc}$ : ظرفیت دوران خمیری عضو پس از رسیدن به مقاومت نهایی؛
- $M_y$ : مقاومت خمشی عضو؛
- $M_c$ : مقاومت نهایی عضو؛
- $PGA_{max}$ : بیشینه شتاب زمین لرزه؛
- $PGV_{max}$ : بیشینه سرعت زمین لرزه؛
- $V_{s-30}$ : سرعت موج برشی؛
- $MCE$ : بزرگترین زلزله محتمل؛
- $CMR$ : نسبت حاشیه فروریزش؛
- $IDA$ : تحلیل دینامیکی فراینده؛
- $SC_T$ : میانه ظرفیت فروریزش؛
- $SMT$ : بیشینه‌ی شتاب زمین لرزه.

در عملکرد فروریزش ساختمان‌های نرم پیچشی را خاطر نشان می‌کند. به طوری که براساس نتایج به دست آمده:

-- در ساختمان‌های نرم پیچشی، تغییر در توزیع سختی در پلان، تأثیر محسوسی در حاشیه‌ی ایمنی آن‌ها در برابر فروریزش ندارد. این تغییر در مدل‌های متوازن مدل‌های  $(Dx - M^0)$ ، نشانگر افزایش ۷ درصدی شاخص ایمنی است.

-- تغییر موقعیت مرکز جرم در ساختمان‌های نرم پیچشی، نسبت حاشیه‌ی فروریزش آن‌ها را افزایش می‌دهد. این میزان در مدل‌های مورد مطالعه به طور متوسط ۱۷٪ تخمین زده شده است.

-- بهبود عملکرد فروریزش در ساختمان‌های نرم پیچشی در اثر بروز نامنظمی مستقل از جهتی است که مرکز جرم نسبت به مرکز صلبیت جابه‌جا می‌شود.

-- براساس نتایج حاصل، تأثیر خروج از مرکزیت تصادفی در مدل‌های ساختمان‌های نرم پیچشی قابل چشم‌پوشی است. ارائه‌ی یک توصیه‌ی آیین‌نامه‌ی برای این منظور، هنوز نیازمند بررسی‌های بیشتر است.

## پانوشتها

1. sidesway collapse
2. torsionally balanced
3. torsionally unbalanced
4. open system for earthquake engineering simulation
5. Ibarra
6. Haselton
7. Far-field
8. maximum considered earthquake (MCE)
9. collapse margin ratio (CMR)
10. incremental dynamic analysis (IDA)
11. collapse capacity
12. maximum Inter-story drift ratio
13. MATLAB
14. outlier data
15. Kyrkos
16. Kumari-Tablizi

## منابع (References)

1. Haj Seiyed Taghia, S.A., Moghadam, A.S. and Ghafory Ashtiany, M. "Seismic performance of torsionally stiff and flexible multi-story concentrically steel braced buildings", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, **23**(2), pp. 146-160 (2014).
2. Haselton, C. and Deierlein, G. "Assessing seismic collapse safety of modern reinforced concrete moment-frame buildings, PEER report 2007/08. pacific engineering research center", University of California, Berkeley, California (2008).
3. Li, G., Dong, Z.-Q., Li, H.-N. and et al. "Seismic collapse analysis of concentrically-braced frames by the IDA

method", *Advanced Steel Construction*, **13**(3), pp. 273-292 (2017).

4. He, Z., Wang, Z. and Zhang, Y. "Collapse safety margin and seismic loss assessment of RC frames with equal material cost", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, **27**(1), e1407 (2018).
5. Lu, X., Lu, X., Guan, H. and et al. "Application of earthquake-induced collapse analysis in design optimization of a supertall building", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, **25**(17), pp. 926-946 (2016).
6. De Risi, R., Goda, K. and Tesfamariam, S. "Multi-dimensional damage measure for seismic reliability analysis", *Structural Safety*, **78**, pp. 1-11 (2019).
7. Deniz, D., Song, J. and Hajjar, J.F. "Energy-based sidesway collapse fragilities for ductile structural frames under earthquake loadings", *Engineering Structures*, **174**, pp. 282-294 (2018).
8. Federal Emergency Management Agency, "FEMA-P695 : Quantification of building seismic performance factors", United States, Department of Homeland Security, Applied Technology Council (2009).
9. De Stefano, M. and Pintucchi, B. "A review of research on seismic behaviour of irregular building structures since 2002", *Bulletin of Earthquake Engineering*, **6**(2), pp. 285-308 (2008).
10. Han, S.W., Kim, T.-O., Kim, D.H. and et al. "Seismic collapse performance of special moment steel frames with torsional irregularities", *Engineering Structures*, **141**, pp. 482-494 (2017).
11. Karimiyan, S., Moghadam, A.S., Kashan, A.H. and et al. "Evaluation of collapse distribution in three-story RC moment-resisting asymmetric buildings due to earthquake loads", *International Journal of Civil Engineering*, **15**(5), pp. 809-825 (2017).

12. Bhasker, R. and Menon, A. "Quantifying the degree of torsional irregularity for the fragility assessment of plan asymmetric RC buildings", *17<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, 17WCEE*, Sendai, Japan (2020).
13. DeBock, D.J., Liel, A.B., Haselton, C.B. and et al. "Importance of seismic design accidental torsion requirements for building collapse capacity", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **43**(6), pp. 831-850 (2014).
14. Manie, S., Moghadam, A.S. and Ghafory-Ashtiany, M. "Collapse behavior evaluation of asymmetric buildings subjected to bi-directional ground motion", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, **24**(8), pp. 607-628 (2015).
15. Basu, D. and Giri, S. "Accidental eccentricity in multistory buildings due to torsional ground motion", *Bulletin of Earthquake Engineering*, **13**(12), pp. 3779-3808 (2015).
16. Stathopoulos, K.G. and Anagnostopoulos, S.A. "Accidental design eccentricity: Is it important for the inelastic response of buildings to strong earthquakes", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **30**(9), pp. 782-797 (2010).
17. Cimellaro, G., Giovine, T. and Lopez-Garcia, D. "Bi-directional pushover analysis of irregular structures", *Journal of Structural Engineering*, **140**(9), 04014059 (2014).
18. Kumari-Tabrizi, M. "Evaluation of the safety-margin of the ductile frame buildings against collapse with emphasis on the stiffness asymmetry effects based on FEMA-P695 frame-work", MSc Thesis, Department of Civil Engineering, Tabriz branch, Islamic Azad University (2017).
19. Kyrkos, M.T. and Anagnostopoulos, S.A. "Improved earthquake resistant design of eccentric steel buildings", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **47**, pp. 144-156 (2013).
20. American Concrete Institute, "Building code requirements for structural concrete (ACI 318-14) and commentary (ACI 318R-14)", American Concrete Institute, Farmington Hills, MI (2014).
21. Permanent Committee for Revising the Standard 2800, "Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings", Building and Housing Research Center, Tehran, Iran (2017).
22. Moghadam, A.S. and Aziminejad, A. "Interaction of torsion and P-Delta effects in tall buildings", *13<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, BC, Canada, August (2004).
23. Correnza, J., Hutchinson, G. and Chandler, A. "Effect of transverse load-resisting elements on inelastic earthquake response of eccentric-plan buildings", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **23**(1), pp. 75-89 (1994).
24. Duan, X. and Chandler, A. "Inelastic seismic response of code-designed multistorey frame buildings with regular asymmetry", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **22**(5), pp. 431-445 (1993).
25. OpenSees, "Open system for earthquake engineering simulation", Pacific Earthquake Engineering Research Center, [opensees.berkeley.edu](http://opensees.berkeley.edu), (2009).
26. Medina, R. and Krawinkler, H. "Seismic demands for nondeteriorating frame structures and their dependence on ground motions, report No. TR 144", John A. Blume Earthquake Engineering Center, Department of Civil Engineering and Environmental Engineering (2003).
27. Zareian, F. and Medina, R.A. "A practical method for proper modeling of structural damping in inelastic plane structural system", *Computers & Structures*, **88**(1-2), pp. 45-53 (2010).
28. Ibarra, L.F., Medina, R.A. and Krawinkler, H. "Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **34**(12), pp. 1489-1511 (2005).
29. Haselton, C.B., Goulet, C.A., Mittrani-Reiser, J. and et al. "An assessment to benchmark the seismic performance of a code-conforming reinforced-concrete moment-frame building", Pacific Earthquake Engineering Research Center, (2007/1) (2008).
30. Ibarra, L. and Krawinkler, H. "Global collapse of frame structures under seismic excitations. Report No. TB 152, the John A. Blume earthquake engineering center", Stanford University, Stanford, CA (2005).
31. Goulet, C.A., Haselton, C.B., Mittrani-Reiser, J. and et al. "Evaluation of the seismic performance of a code-conforming reinforced-concrete frame building-from seismic hazard to collapse safety and economic losses", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **36**(13), pp. 1973-1997 (2007).
32. Haselton, C.B., Liel, A.B., Lange, T.S. and et al. "Beam-column element model calibrated for predicting flexural response leading to global collapse of RC frame buildings", Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering University of California, Berkeley (2008).
33. Pacific-Earthquake-Engineering-Research-Center, "PEER ground motion database", 325 Davis Hall, University of California, Berkeley, CA 94720-1792 (<http://peer.berkeley.edu/ngawest2/databases>).
34. Vamvatsikos, D. and Cornell, C.A. "Incremental dynamic analysis", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **31**(3), pp. 491-514 (2002).