

# تأثیر خروج از مرکزیت جرمی در پلان در حاشیه‌ی ایمنی فروریزش ساختمان قاب خمشی بتنی ویژه تحت زلزله‌های شدید

رامین کتافروش بدری\* (دانشجوی دکتری)

دانشکده‌ی فنی و مهندسی، دانشگاه آزاد اسلامی واحد علوم و تحقیقات تهران

عبدالرضا سروقد مقدم (دانشیار)

پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله

مسعود نکویی (استادیار)

دانشکده‌ی فنی و مهندسی، دانشگاه آزاد اسلامی واحد علوم و تحقیقات تهران

مهندسی عمران شریف، تابستان ۱۳۹۵ (ص. ۲-۳۳)  
دوری ۲-۳۲، شماره ۲/۲، ص. ۲۳-۱۱

بررسی حاشیه‌ی ایمنی ساختمان‌ها در برابر فروریزش، بخشی از فرایند ارزیابی عملکرد فروریزش آنها در زلزله‌های شدید است. اغلب مطالعات در این زمینه بر روی ساختمان‌های متقارن صورت پذیرفته است. این مطالعه، حاشیه‌ی ایمنی فروریزش ساختمان‌های بتنی مسلح ۵ و ۱۰ طبقه را با سیستم قاب خمشی ویژه و تحت خروج از مرکزیت‌های جرمی ۵، ۱۰ و ۲۰ درصد، با بررسی دو شاخص احتمال فروریزش و حاشیه‌ی نسبی فروریزش مورد توجه قرار داده است. نتایج نشان می‌دهد که افزایش خروج از مرکزیت جرمی در مدل‌های ساختمانی مورد مطالعه، که مقدار نسبت نامنظمی پیچشی کوچکی دارند، احتمال فروریزش آنها را کاهش می‌دهد. بهبود حاشیه‌ی ایمنی فروریزش این ساختمان‌ها با افزایش خروج از مرکزیت جرمی، ناشی از بروز رفتار پیچشی سخت‌تر در آنهاست. با افزایش ارتفاع ساختمان، اگرچه ظرفیت فروریزش کاهش یافته است، روند تغییرات شاخص‌های ایمنی تغییر عمده‌ی نکرده است.

واژگان کلیدی: نسبت حاشیه‌ی فروریزش، خروج از مرکزیت جرمی، قاب خمشی ویژه.

## ۱. مقدمه

بررسی عملکرد لرزه‌ی شامل فرایند ارزیابی مدل‌هایی با قابلیت شبیه‌سازی رفتارهای اصلی ساختمان، بررسی فروریزش‌های محتمل در آن تحت زمین‌لرزه‌های شدید و تعیین خسارت‌های ناشی از آن است. این بررسی بر روی بخشی از این فرایند تأکید دارد، که در آن فروریزش سازه و رفتار آن تحت زمین‌لرزه‌های شدید مورد مطالعه قرار می‌گیرد. فروریزش موردنظر در این بررسی، فروریزش کلی است که اغلب با جابه‌جایی‌های نسبی بین طبقه‌ی بسیار بزرگ همراه است. حاشیه‌ی ایمنی یک سازه اغلب با استفاده از سه مفهوم احتمال فروریزش، بسامد متوسط سالیانه‌ی فروریزش، و نسبت حاشیه‌ی فروریزش قابل بیان است.

بررسی‌های انجام‌شده در زمینه‌ی حاشیه‌ی ایمنی ساختمان‌های بتنی<sup>[۱]</sup> اغلب بر روی ساختمان‌های متقارن انجام شده است. از سویی، مطالعات انجام‌شده بر روی سازه‌های نامتقارن اغلب به منظور بررسی تأثیر ضوابط آیین‌نامه‌های بارگذاری لرزه‌ی

\* نویسنده مسئول

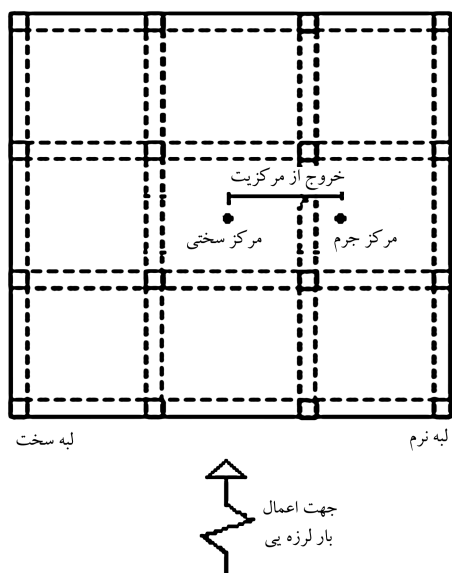
تاریخ دریافت: ۱۳۹۲/۱۰/۳۰، اصلاحیه ۱۳۹۳/۸/۲۸، پذیرش ۱۳۹۳/۹/۸.

ramin.badri@gmail.com  
moghadam@iiees.ac.ir  
nekoeei@iiees.ac.ir

در عملکرد پیچشی این سازه‌ها انجام شده است.<sup>[۲-۶]</sup> در این بررسی‌ها اغلب از سازه‌های یک طبقه با سیستم‌های ساده‌ی برشی استفاده شده و عملکرد فروریزش آنها مورد بررسی قرار نگرفته است. از این رو در این بررسی سعی شده است تا عملکرد فروریزش ساختمان‌های نامتقارن با سیستم قاب‌های خمشی شکل‌پذیر مورد بررسی قرار گیرد.

## ۲. مروری بر روش ارزیابی حاشیه‌ی ایمنی ساختمان در برابر فروریزش

فروریزش ساختمان‌ها یکی از مهم‌ترین مسائل مورد توجه در مطالعات اخیر بوده است. فروریزش به معنی عدم توانایی سازه در تحمل بارهای وارد بر آن است و به دو صورت فروریزش کلی و موضعی تعریف می‌شود. فروریزش موضعی زمانی رخ می‌دهد که بخشی از سازه، قابلیت تحمل بارهای وارده را از دست می‌دهد. فروریزش



شکل ۱. ساختار ساختمان‌های مورد مطالعه در پلان.

جدول ۱. مشخصات طراحی ساختمان‌های مورد بررسی.

تعداد طبقات	زمان تناوب اصلی (ثانیه)	ضریب برش پایه طراحی*	طول دهانه‌ها** (متر)
۵	۰٫۶	۰٫۷۸	۵
۱۰	۱٫۰	۰٫۵۵	۵

\* بر مبنای استاندارد ۲۸۰۰ ایران.

\*\* مقدار متوسطی که براساس مشاهده اغلب طراحی‌های موجود انتخاب شده است.

در نظر گرفتن سختی مؤثر در اثر ترک خوردگی بتن، مقادیر ممان اینرسی مقاطع برای تیرها و ستون‌ها مطابق توصیه‌ی بند ۲-۳-۶ استاندارد ۲۸۰۰ ایران<sup>[۱۱]</sup> و برای کنترل تغییرمکان نسبی طرح این مقادیر مطابق توصیه‌ی بند ۲-۵-۶ استاندارد ۲۸۰۰ ایران منظور شده است. در جدول ۲، مشخصات طراحی تیرها و ستون‌های ساختمان‌های مفروض ارائه شده است. ساختمان‌های نامتقارن در این مطالعه با تغییر در توزیع جرم در سقف‌های طبقات، در ۳ حالت با خروج از مرکزیت‌های جرمی ۵، ۱۰ و ۲۰ درصد به وجود آمده است. این مدل‌های ساختمانی پس از ایجاد خروج از مرکزیت جرمی، به طور مجدد مورد طراحی قرار نمی‌گیرند. علت انتخاب این فرض جلوگیری از تداخل روال‌های طراحی ویژه‌ی پیش‌بین‌نامیه‌ی در شناسایی و مشاهده‌ی تغییر در رفتار لرزه‌ی با ایجاد خروج از مرکزیت بوده است. در این مطالعه حالت متقارن به عنوان مبنایی برای تعیین میزان تأثیر خروج از مرکزیت جرمی در پاسخ ساختمان مورد استفاده قرار گرفته است. از این رو برای انجام یک مقایسه‌ی صحیح بین نتایج و با توجه به مسائل حاصل از شبیه‌سازی خروج از مرکزیت تصادفی<sup>[۴]</sup> از آن در طراحی ساختمان‌های متقارن صرف‌نظر شده است. شکل ۱، وضعیت قرارگیری مرکز جرم، مرکز سختی و نحوه‌ی وقوع خروج از مرکزیت جرمی در طبقات را نشان می‌دهد. فاصله‌ی بین مرکز سختی و مرکز جرم در هر طبقه، میزان خروج از مرکزیت ساختمان در آن طبقه را نشان می‌دهد. خارجی‌ترین قاب ساختمان که به مرکز جرم نزدیک‌تر است، قاب لبه‌ی نرم و قاب طرف دیگر، قاب لبه‌ی سخت نامیده می‌شود.<sup>[۵]</sup>

ارزیابی عملکرد ساختمان‌ها نیازمند شبیه‌سازی رفتار اعضا آن در محدوده‌ی

کلی معمولاً به دو صورت رخ می‌دهد: ۱. گسترش فروریزش‌ها موضعی است که به ناپایداری کلی ساختمان منجر می‌شود. ۲. با افزایش تغییرشکل‌ها و تشدید آنها در اثر  $P-\Delta$ ، نیروهای داخلی اعضا به‌طور گسترده در طبقه یا طبقاتی از ساختمان از حد مقاومت نهایی خود عبور می‌کند و موجب ناپایداری کلی می‌شود. این بررسی در ارزیابی حاشیه‌ی ایمنی ساختمان، فروریزش کلی آن را در نظر می‌گیرد.

در این مطالعه، ارزیابی فروریزش بر روی ساختمان‌های بتن مسلح با سیستم قاب خمشی شکل‌پذیر صورت گرفته است. برای مدل‌سازی رفتار غیرخطی اعضاء سازه تا مرحله‌ی فروریزش، از مدل رفتاری اعضاء، که در پژوهشی در سال ۲۰۰۳ ارائه شده، استفاده شده است.<sup>[۷]</sup> در پژوهش مذکور از مدلی که قادر است کاهش سختی و مقاومت چرخه‌ی را پس از رسیدن به بیشینه‌ی مقدار شکل‌پذیری در نظر بگیرد، برای مطالعه‌ی ظرفیت فروریزش قاب‌های دو بُعدی یک دهانه استفاده شده است. در پژوهش دیگری نیز در سال ۲۰۰۶<sup>[۱۲]</sup> با بررسی ظرفیت فروریزش ساختمان‌های متعددی با سیستم‌های قاب خمشی و دیوار برشی رابطه‌ی برای تخمین ظرفیت فروریزش براساس پارامترهای مدل رفتاری اعضاء آنها ارائه و نشان داده شده است که پایین بودن ظرفیت دوران خمیری اعضا و بالابودن اتلاف انرژی چرخه‌ی می‌تواند از عوامل بروز فروریزش در چنین ساختمان‌هایی محسوب شود. همچنین در پژوهش دیگری (۲۰۰۶)<sup>[۱۱]</sup>، روشی برای ارزیابی فروریزش ساختمان‌های بتن مسلح با سیستم قاب خمشی شکل‌پذیر ارائه شده و براساس مطالعه‌ی ۳۰ ساختمان بتنی متقارن نتیجه گرفته شده است که احتمال فروریزش آنها تحت زلزله‌های شدید می‌تواند از ۳ تا ۲۰ درصد تغییر کند. برخی پژوهشگران نیز در پژوهشی در سال ۲۰۰۹<sup>[۸]</sup> چارچوب مشخصی را برای ارزیابی فروریزش بیان کرده و براساس نظر آنها، نسبت میانگین ظرفیت فروریزش سازه به ظرفیت مورد نیاز در یک سطح لرزه‌ی خاص، احتمال فروریزش سازه در یک سطح لرزه‌ی خاص مخصوصاً سطح مرتبط با بیشینه‌ی زمین‌لرزه‌های منطقه و نرخ متوسط سالیانه‌ی فروریزش از مهم‌ترین پارامترهای لازم برای ارزیابی فروریزش هستند، که در آیین‌نامه‌ی FEMA-P۶۹۵<sup>[۹]</sup> نیز بر آنها تأکید شده است.

در مطالعات ذکر شده، موضوع تأثیر توزیع نامتقارن جرمی ساختمان‌ها مورد توجه قرار نگرفته است. از این رو در این بررسی سعی شده است به روشی مشابه با آنچه در این مطالعات اخیر ذکر شده است، فروریزش دو ساختمان بتن مسلح ۵ و ۱۰ طبقه با سیستم باربر جانبی قاب خمشی ویژه تحت حالات مختلفی از عدم تقارن جرمی مورد ارزیابی قرار گیرد.

### ۳. طراحی و مدل‌سازی

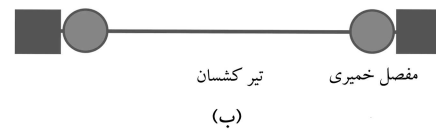
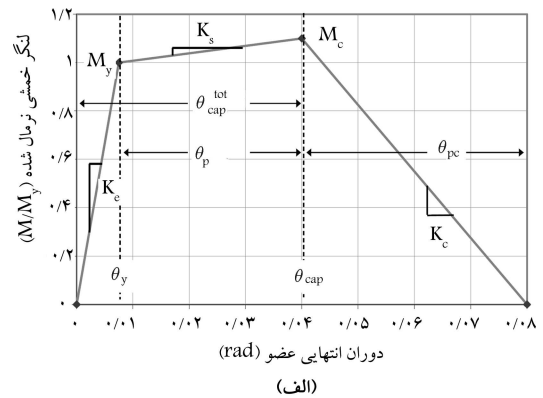
شکل ۱، پلان ساختمان‌های ۵ و ۱۰ طبقه‌ی مورد مطالعه را نشان می‌دهد که هر کدام شامل ۴ مدل ساختمانی متقارن و نامتقارن سه بُعدی هستند. در این مدل‌ها، طول دهانه‌ی قاب‌ها ۵ متر و ارتفاع طبقات ۳٫۵ متر بوده است. نحوه‌ی تشکیل این مدل‌ها بدین شرح است که ابتدا یک ساختمان متقارن براساس آیین‌نامه‌ی ACI ۳۱۸-۰۵<sup>[۱۰]</sup> و استاندارد ۲۸۰۰<sup>[۱۱]</sup> طراحی شده است. در این طراحی، مقاومت فشاری بتن MPa ۳۵ و تنش تسلیم آرماتورهای فولادی MPa ۴۰۰ در نظر گرفته شده است. همچنین مقدار بار مرده‌ی طبقات ساختمان  $5 \text{ kN/m}^2$  و بار زنده‌ی آن‌ها  $2 \text{ kN/m}^2$  فرض شده است. زمان تناوب طراحی و ضریب برش پایه‌ی مورد استفاده در طراحی مدل‌های ساختمانی متقارن ۵ و ۱۰ طبقه در جدول ۱ ارائه شده است. در تعیین زمان تناوب اصلی نوسان برای طراحی ساختمان‌ها، به منظور

جدول ۲. مشخصات طراحی تیرها و ستون‌های ساختمان‌های مورد مطالعه.

ستون	تیر	طبقه	قاب	ستون	تیر	طبقه	قاب
$C55 \times 55 - 8\Phi22$	$B55 \times 55$	۱	۱۰ طبقه	$C50 \times 50 - 8\Phi20$	$B50 \times 50$	۱	۵ طبقه
$C55 \times 55 - 8\Phi22$	$B55 \times 55$	۲		$C50 \times 50 - 8\Phi20$	$B50 \times 50$	۲	
$C55 \times 55 - 8\Phi22$	$B55 \times 55$	۳		$C50 \times 50 - 8\Phi20$	$B50 \times 50$	۳	
$C55 \times 55 - 8\Phi22$	$B55 \times 55$	۴		$C45 \times 45 - 8\Phi18$	$B45 \times 45$	۴	
$C50 \times 50 - 8\Phi20$	$B50 \times 50$	۵		$C45 \times 45 - 8\Phi18$	$B45 \times 45$	۵	
$C50 \times 50 - 8\Phi20$	$B50 \times 50$	۶					
$C50 \times 50 - 8\Phi20$	$B50 \times 50$	۷					
$C45 \times 45 - 8\Phi18$	$B45 \times 45$	۸					
$C45 \times 45 - 8\Phi18$	$B45 \times 45$	۹					
$C45 \times 45 - 8\Phi18$	$B45 \times 45$	۱۰					

پژوهشی در سال ۲۰۰۳ معرفی شده است. [۷] برای نشان دادن نرم‌شوندگی کرنشی و زوال‌های چرخشی بسیار مناسب است. [۱] مهم‌ترین پارامترهای مدل رفتاری ذکر شده عبارت‌اند از: سختی مؤثر کشسان عضو ( $K_e$ )، مقاومت خمشی عضو ( $M_y$ )، مقاومت نهایی عضو ( $M_c$ )، ظرفیت دوران خمیری عضو ( $\theta_p$ )، و همچنین ظرفیت اتلاف انرژی چرخشی در هر عضو توسط پارامتر  $\gamma$  در نظر گرفته شده است. مقادیر این پارامترها با استفاده از روابط تجربی ارائه شده در پژوهش‌هایی در سال ۲۰۰۶، [۱] و ۲۰۱۳، [۱۶] به دست آمده است. در روابط مذکور با قراردادن مشخصات طراحی یک عضو (نظیر مقادیر آرماتوره‌های طولی و عرضی، مقاومت مشخصه بتن، و ابعاد عضو)، مقادیر پارامترهای مدل رفتاری مربوط به آن عضو به دست آمده است. به عنوان نمونه، شکل ۳ مقادیر پارامترهای مدل رفتاری را برای قاب خارجی در ساختمان ۵ طبقه نشان می‌دهد، که مقاومت خمشی اعضا در آن به صورت  $kN.m$  بیان شده است. مقادیر ممان اینرسی مقاطع برای تیرها و ستون‌ها در مدل‌های ساختمانی ( $EI_{eff}$ ) با استفاده از روابط تجربی ارائه شده در پژوهشی در سال ۲۰۰۶، [۱] محاسبه شده است. این روابط سختی مؤثر اعضا در اثر ترک‌خوردگی بتن ( $K_e$ ) را به صورت ضریبی از سختی مقطع ترک‌نخورده ( $EI_g$ ) بیان می‌کند. مقادیر این ضرایب که در شکل ۳ با  $(EI_{eff}/EI_g)$  نمایش داده شده است، در تحلیل‌های تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی مدل‌های ساختمانی مورد استفاده قرار گرفته‌اند.

کاهش سختی و مقاومت در اعضاء سازه‌ی نقشه‌ی اساسی در ناپایداری دینامیکی ساختمان دارند. یکی از دلایل اصلی استفاده از این مدل رفتاری، توانایی آن در شبیه‌سازی این کاهش هاست. [۱] از سوی دیگر، این مدل رفتاری قادر به در نظر گرفتن نرم‌شوندگی کرنشی است و از این رو می‌تواند تأثیرات ناشی از کماتش آرماتوره‌های طولی، تسلیم آرماتوره‌های طولی، و خرد شدن بتن در فروریزش اعضاء ساختمان را شبیه‌سازی کند. [۸] در نهایت استفاده از این مدل رفتاری برای شبیه‌سازی رفتار اعضاء تیر - ستون در قالب مدل مفصل متمرکز ساده‌تر است. لیکن فرمول‌بندی فعلی این مدل رفتاری اجازه‌ی شبیه‌سازی تأثیرات اندرکش نیروی محوری با نیروی خمشی، رفتار ترک‌خوردگی بتن و سایر تأثیرات مرتبط با حالت خمیری گسترده را فراهم نمی‌آورد. [۱] با وجود این، مدل اعضاء سازه‌ی مورد استفاده در این مطالعه به صورت گسترده در مطالعات مرتبط با عملکرد فروریزش ساختمان‌ها [۱۰-۱۳، ۱۹-۲۱] مورد استفاده قرار گرفته است. البته باید تأکید کرد که طراحی اعضاء فشاری مدل‌های ساختمانی با توجه به اصول طراحی اعضاء فشاری بتنی مسلح و با اعمال تأثیرات متقابل بار محوری و لنگر خمشی صورت پذیرفته است.



شکل ۲. مدل مورد استفاده در شبیه‌سازی رفتار اعضا. [۱۲]

رفتار خطی و غیرخطی است. یکی از مناسب‌ترین روش‌های موجود برای شبیه‌سازی فروریزش اعضاء تیر - ستون در یک ساختمان، استفاده از مدلی است که جزئیات آن در شکل ۲ نشان داده شده است. برخی پژوهشگران در پژوهش خود در سال ۲۰۰۵، [۱۲] با ارائه‌ی مدل ذکر شده از آن برای بررسی فروریزش سیستم‌های یک درجه آزادی و قاب‌های یک دهانه‌ی دو بعدی استفاده کرده‌اند. همچنین مدل مذکور به صورت گسترده در مطالعات مرتبط با عملکرد فروریزش ساختمان‌ها مورد استفاده قرار گرفته است. [۱۵-۱۳، ۱۹، ۲۱] مطابق شکل ۲ ب، در مدل ارائه شده هر عضو تیر - ستون شامل یک تیر کشسان است، که در هر انتهای آن یک مفصل خمیری به طور سری به آن متصل است. رفتار کشسان اعضا توسط تیر کشسان و رفتار غیرکشسان آنها توسط مفاصل خمیری شبیه‌سازی شده است. در روش مذکور سختی تیر، همان سختی کشسان عضو تیر - ستون است. از این رو سختی کشسان مفاصل انتهایی، بزرگ‌تر انتخاب می‌شود تا در مجموع سختی کل با سختی کشسان عضو یکسان باشد. در مطالعه‌ی حاضر براساس پیشنهاد مطالعات پیشین، [۱۲ و ۱۳] سختی کشسان فنرهای انتهایی، ۱۰ برابر سختی تیر کشسان در نظر گرفته شده است. شکل ۲ الف، مدل رفتاری مورد استفاده برای شبیه‌سازی رفتار غیرکشسان اعضاء تیر - ستون را به همراه پارامترهای آن نشان می‌دهد. مدل رفتاری ذکر شده که در

$M_y$	144.6	112.9	112.9	0.35	1.13	0.042	0.086	68	53	112.9	112.9	0.35	1.13	0.034	0.064	53	144.6	112.9	112.9	0.35	1.13	0.042	0.086	68	53
$EL_{eff}/EI_g$	0.35									0.35							0.35								
$M_u/M_y$	1.13									1.13							1.13								
$\theta_p$	0.042									0.042							0.042								
$\theta_{pc}$	0.086									0.086							0.086								
$\gamma$	68									68							68								
$M_y$	166	148.6	148.6	0.35	1.13	0.039	0.078	66	60	148.6	148.6	0.35	1.13	0.041	0.084	60	166	148.6	148.6	0.35	1.13	0.039	0.078	66	60
$EL_{eff}/EI_g$	0.35									0.35							0.35								
$M_u/M_y$	1.13									1.13							1.13								
$\theta_p$	0.039									0.039							0.039								
$\theta_{pc}$	0.078									0.078							0.078								
$\gamma$	66									66							66								
$M_y$	245.3	148.6	148.6	0.35	1.13	0.042	0.085	93	60	148.6	148.6	0.35	1.13	0.041	0.084	60	245.3	148.6	148.6	0.35	1.13	0.042	0.085	93	60
$EL_{eff}/EI_g$	0.35									0.35							0.35								
$M_u/M_y$	1.13									1.13							1.13								
$\theta_p$	0.042									0.042							0.042								
$\theta_{pc}$	0.085									0.085							0.085								
$\gamma$	93									93							93								
$M_y$	271.3	148.6	148.6	0.35	1.13	0.04	0.079	90	60	148.6	148.6	0.35	1.13	0.041	0.084	60	271.3	148.6	148.6	0.35	1.13	0.04	0.079	90	60
$EL_{eff}/EI_g$	0.35									0.35							0.35								
$M_u/M_y$	1.13									1.13							1.13								
$\theta_p$	0.04									0.04							0.04								
$\theta_{pc}$	0.079									0.079							0.079								
$\gamma$	90									90							90								
$M_y$	311.7	148.6	148.6	0.35	1.13	0.037	0.068	86	60	148.6	148.6	0.35	1.13	0.041	0.084	60	311.7	148.6	148.6	0.35	1.13	0.037	0.068	86	60
$EL_{eff}/EI_g$	0.35									0.35							0.35								
$M_u/M_y$	1.13									1.13							1.13								
$\theta_p$	0.037									0.037							0.037								
$\theta_{pc}$	0.068									0.068							0.068								
$\gamma$	86									86							86								
$M_y$	296.1	148.6	148.6	0.35	1.13	0.038	0.074	88	60	148.6	148.6	0.35	1.13	0.041	0.084	60	296.1	148.6	148.6	0.35	1.13	0.038	0.074	88	60
$EL_{eff}/EI_g$	0.35									0.35							0.35								
$M_u/M_y$	1.13									1.13							1.13								
$\theta_p$	0.038									0.038							0.038								
$\theta_{pc}$	0.074									0.074							0.074								
$\gamma$	88									88							88								

شکل ۳. مقادیر پارامترهای مدل رفتاری برای قاب خارجی ساختمان ۵ طبقه‌ی متقارن.

جهت عمود بر زمین لرزه است. همچنین، کمیت‌های  $r_{torq.\Delta x}$  و  $r_{trans.\Delta x}$  به ترتیب نشان‌دهنده‌ی میزان مشارکت موده‌های غالب انتقالی و پیچشی در جابه‌جایی نسبی ساختمان در جهت بار زلزله هستند. براساس جدول ۳، با افزایش خروج از مرکزیت جرمی، مقدار نسبت بسامدی افزایش می‌یابد و در اصطلاح، ساختمان به لحاظ پیچشی، رفتار سخت‌تری از خود نشان می‌دهد. با وجود این، مشارکت مود پیچشی در جابه‌جایی نسبی ساختمان با افزایش خروج از مرکزیت در مجموع افزایش می‌یابد.

$$\Omega_o = \frac{\omega_\theta}{\omega_l} \quad (1)$$

#### ۴. تحلیل دینامیکی غیرخطی

تحلیل‌های انجام‌شده در این بررسی شامل تحلیل IDA<sup>[۱۸]</sup> با استفاده از ۲۲ رکورد لرزه‌ی دور از گسل است. بروز فروریزش در ساختمان‌های مدرن اغلب در زمین‌لرزه‌های بزرگ رخ می‌دهد. از این رو مجموعه رکوردهای مورد استفاده برای ارزیابی فروریزش ساختمان‌ها باید قادر به ایجاد فروریزش در آنها باشند. با در نظر گرفتن کمینه‌هایی برای مقادیر بزرگ، بیشینه‌ی سرعت، و شتاب طیفی زمین‌لرزه‌ها می‌توان تا حدود زیادی از امکان ایجاد فروریزش در ساختمان‌های مورد مطالعه

در این مطالعه، برای انجام مدل‌سازی و تحلیل از نرم‌افزار OpenSees<sup>[۱۷]</sup> استفاده شده است. دیافراگم طبقات در مدل‌های ساختمانی مورد استفاده، به صورت صلب فرض شده است. به دلیل استفاده از ضوابط طراحی قاب‌های خمشی ویژه فرض شده است که در ساختمان‌های تحت بررسی، اتصالات تا مرحله‌ی فروریزش دچار تسلیم نمی‌شوند و در مکانیزم فروریزش ساختمان‌ها دخالتی ندارند. از این رو از شبیه‌سازی اتصالات و نیز از اندرکنش خاک - سازه صرف‌نظر شده است. نحوه‌ی اعمال میرایی براساس توصیه‌ی مطالعه‌ی در سال ۲۰۱۰<sup>[۱۴]</sup> به صورت میرایی رایلی و متناسب با ماتریس جرم و ماتریس سختی اولیه در نظر گرفته شده و ضریب میرایی مصالح نیز ۵٪ فرض شده است. برای تعریف میرایی در هر یک از مدل‌های ساختمانی، از دو مود اول رفتاری آن مدل که بیشترین جرم مؤثر مودی را در جهت بارگذاری لرزه‌ی دارد، استفاده شده است. همچنین در این بررسی اعضاء غیرسازه‌ی و فروریزش آنها موردنظر نیست.

جدول ۳، زمان‌های تناوب مربوط به موده‌های غالب انتقالی ( $T_{trans.}$ ) و پیچشی ( $T_{torq.}$ ) را در ساختمان‌های ۵ و ۱۰ طبقه به همراه نسبت بسامدی آنها ( $\Omega_o$ ) نشان می‌دهد. براساس مطالعات انجام‌شده در زمینه‌ی تأثیرات نسبت بسامدی در پاسخ سیستم‌های نامتقارن<sup>[۱۸]</sup> رابطه‌ی ۱، برای تعیین وضعیت بسامدی ساختمان‌ها انتخاب شده است. در جدول مذکور،  $e_m/b$  معرف میزان نامتقارنی جرمی است که در آن  $e_m$ ، میزان خروج از مرکزیت جرمی و  $b$ ، عرض ساختمان در

جدول ۳. مشخصات بسامدی ساختمان‌های مورد مطالعه.

ساختمان ۱۰ طبقه					ساختمان ۵ طبقه				
۰٫۲	۰٫۱	۰٫۰۵	۰٫۰	میزان نامنظمی ( $e_m/b$ )	۰٫۲	۰٫۱	۰٫۰۵	۰٫۰	میزان نامنظمی ( $e_m/b$ )
۱٫۵۵	۱٫۴۵	۱٫۴۲	۱٫۴۱	زمان تناوب مود غالب انتقالی ( $T_{trans.}$ )	۰٫۹۰	۰٫۸۴	۰٫۸۲	۰٫۸۱	زمان تناوب مود غالب انتقالی ( $T_{trans.}$ )
۰٫۸۳	۰٫۹۸	۱٫۰۳	۱٫۰۵	زمان تناوب مود غالب پیچشی ( $T_{torq.}$ )	۰٫۴۹	۰٫۵۷	۰٫۶۰	۰٫۶۱	زمان تناوب مود غالب پیچشی ( $T_{torq.}$ )
۱٫۸۶	۱٫۴۸	۱٫۳۸	۱٫۳۵	نسبت بسامدی ( $\Omega_0$ )	۱٫۸۵	۱٫۴۷	۱٫۳۷	۱٫۳۳	نسبت بسامدی ( $\Omega_0$ )
۶۵	۷۱	۷۴	۷۵	میزان مشارکت مود انتقالی $\%$ ( $r_{trans.\Delta x}$ )	۷۰	۷۸	۷۸٫۵	۷۵	میزان مشارکت مود انتقالی $\%$ ( $r_{trans.\Delta x}$ )
۹٫۴	۴٫۳	۱٫۵	۰	میزان مشارکت مود پیچشی $\%$ ( $r_{torq.\Delta x}$ )	۱۰	۵	۲	۰	میزان مشارکت مود پیچشی $\%$ ( $r_{torq.\Delta x}$ )

جدول ۴. داده‌های زمین‌لرزه‌های مورد استفاده.

EQ ID	Event	Year	Mag.	Name Station	Campbell Distance (km)	$V_s$ ۳° (m/s)	Lowest Useable Freq. (Hz)	PGA (g)	PGV (m/s)
۱۲۰ ۱۱	Northridge	۱۹۹۴	۶٫۷	Beverly Hills- ۱۴۱۴۵ Mulhol	۱۷٫۲	۳۵۶	۰٫۲۵	۰٫۵۲	۶۳
۱۲۰ ۱۲	Northridge	۱۹۹۴	۶٫۷	Canyon Country-W lost Cany	۱۲٫۴	۳۰۹	۰٫۱۳	۰٫۴۸	۴۵
۱۲۰ ۴۱	Duzce, Turkey	۱۹۹۹	۷٫۱	Bolu	۱۲٫۴	۳۲۶	۰٫۰۶	۰٫۸۲	۶۲
۱۲۰ ۵۲	Hector-Mine	۱۹۹۹	۷٫۱	Hector	۱۲٫۰	۶۸۵	۰٫۰۴	۰٫۳۴	۴۲
۱۲۰ ۶۱	Imperial Valley	۱۹۷۹	۶٫۵	Delta	۲۲٫۵	۲۷۵	۰٫۰۶	۰٫۳۵	۳۳
۱۲۰ ۶۲	Imperial Valley	۱۹۷۹	۶٫۵	El Centro Array #۱۱	۱۳٫۵	۱۹۶	۰٫۲۵	۰٫۳۸	۴۲
۱۲۰ ۷۱	Kobe, Japan	۱۹۹۵	۶٫۹	Nishi-Akashi	۲۵٫۲	۶۰۹	۰٫۱۳	۰٫۵۱	۳۷
۱۲۰ ۷۲	Kobe, Japan	۱۹۹۵	۶٫۹	Shin-Osaka	۲۸٫۵	۲۵۶	۰٫۱۳	۰٫۲۴	۳۸
۱۲۰ ۸۱	Kocaeli, Turkey	۱۹۹۹	۷٫۵	Duzce	۱۵٫۴	۲۷۶	۰٫۲۴	۰٫۳۶	۵۹
۱۲۰ ۸۲	Kocaeli, Turkey	۱۹۹۹	۷٫۵	Arcelik	۱۳٫۵	۵۲۳	۰٫۰۹	۰٫۲۲	۴۰
۱۲۰ ۹۱	Landers	۱۹۹۲	۷٫۳	Yermo Fire Station	۲۳٫۸	۳۵۴	۰٫۰۷	۰٫۲۴	۵۲
۱۲۰ ۹۲	Landers	۱۹۹۲	۷٫۳	Coolwater	۲۰٫۰	۲۷۱	۰٫۱۳	۰٫۴۲	۴۲
۱۲۱۰ ۱	Loma Prieta	۱۹۸۹	۶٫۹	Capitola	۳۵٫۵	۲۸۹	۰٫۱۳	۰٫۵۳	۳۵
۱۲۱۰ ۲	Loma Prieta	۱۹۸۹	۶٫۹	Gilroy Array #۳	۱۲٫۸	۳۵۰	۰٫۱۳	۰٫۵۶	۴۵
۱۲۱۱ ۱	Manjil, Iran	۱۹۹۰	۷٫۴	Abbar	۱۳٫۰	۷۲۴	۰٫۱۳	۰٫۵۱	۵۴
۱۲۱۲ ۱	Superstation Hills	۱۹۸۷	۶٫۵	El Centro Imp. Co. Cent.	۱۸٫۵	۱۹۲	۰٫۱۳	۰٫۳۶	۴۶
۱۲۱۲ ۲	Superstation Hills	۱۹۸۷	۶٫۵	Poe Road (temp)	۱۱٫۷	۲۰۸	۰٫۲۵	۰٫۴۵	۳۶
۱۲۱۳ ۲	Cape Mendocino	۱۹۹۲	۷٫۰	Rio Dell Overpass -FF	۱۴٫۳	۳۱۲	۰٫۰۷	۰٫۵۵	۴۴
۱۲۱۴ ۱	Chi Chi- Taiwan	۱۹۹۹	۷٫۶	CHY ۱۰۱	۱۵٫۵	۲۵۹	۰٫۰۵	۰٫۴۴	۱۱۵
۱۲۱۴ ۲	Chi Chi-Taiwan	۱۹۹۹	۷٫۶	TCU ۰۴۵	۲۶٫۸	۷۰۵	۰٫۰۵	۰٫۵۱	۳۹
۱۲۱۵ ۱	San Fernando	۱۹۷۱	۶٫۶	LA-Hollywood Stor FF	۲۵٫۹	۳۱۶	۰٫۲۵	۰٫۲۱	۱۹
۱۲۱۷ ۱	Friuli, Italy	۱۹۷۶	۶٫۵	Tolmezzo	۱۵٫۸	۴۲۵	۰٫۱۳	۰٫۳۵	۳۱

می‌شود که فروریزش یک ساختمان زمانی رخ خواهد داد که هر کدام از دو مؤلفه بتواند در آن ساختمان ایجاد ناپایداری دینامیکی کند. به عبارت دیگر، بحرانی‌ترین حالت فروریزش ناشی از دو مؤلفه به‌عنوان بازتاب تقریبی ساختمان در نظر گرفته می‌شود. در این مطالعه، ناپایداری دینامیکی ساختمان به‌صورت کیفی با افزایش نامحدود جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ی بیان شده است. انجام تحلیل با افزایش تدریجی شتاب طیفی همراه است و تحلیل تا زمانی تکرار می‌شود که افزایش جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ی در ساختمان منجر به ناپایداری دینامیکی نشود. با وقوع ناپایداری دینامیکی، تحلیل نیز خاتمه می‌یابد. شکل ۵، نتایج تحلیل IDA را در یک ساختمان ۵ طبقه‌ی متقارن به ترتیب تحت مجموعه‌ی کامل رکوردها و مؤلفه‌های کنترل‌کننده<sup>۱</sup> آنها نشان می‌دهد. مؤلفه‌ی کنترل‌کننده‌ی یک زمین‌لرزه،

تحت رکوردهای انتخاب‌شده مطمئن شد. رکوردهای مورد استفاده در این مطالعه، در ارزیابی فروریزش و بررسی حاشیه‌ی ایمنی ساختمان‌های متقارن نیز مورد استفاده قرار گرفته‌اند.<sup>[۱۵،۱۴،۹،۸،۱۱]</sup> و مشخصات کلی آنها در جدول ۴ گردآوری شده است. همچنین شکل ۴، نمودار طیف پاسخ شتاب مجموعه رکوردهای مذکور را نشان می‌دهد.

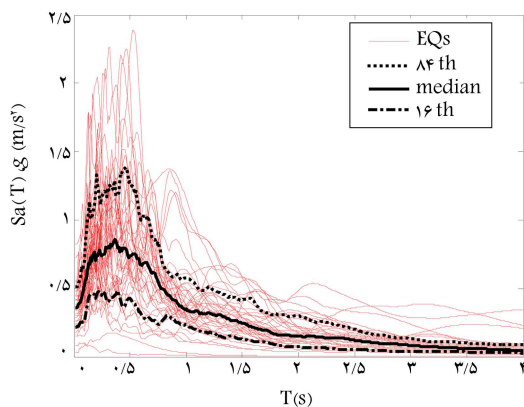
معیار شدت لرزه‌ی در تحلیل‌های انجام‌شده، شتاب طیفی در زمان تناوب مربوط به مود انتقالی در جهت زمین‌لرزه است، که جرم مؤثر بزرگ‌تری دارد. همان‌طور که در شکل ۱ مشاهده می‌شود، بارگذاری لرزه‌ی به‌صورت یک‌طرفه در نظر گرفته شده است. هر زمین‌لرزه شامل دو مؤلفه‌ی افقی است که هر یک در راستای عمود بر خروج از مرکزیت جرمی بر ساختمان اعمال می‌شوند. فرض

کل ارتفاع به‌عنوان پاسخ ساختمان قبل از وقوع فروریزش در نظر گرفته شده و پاسخ‌های مذکور در ۳ سطح لرزه‌ی مختلف مورد بررسی قرار گرفته است. این سطوح شدت، معرف ۳ وضعیت رفتاری ساختمان شامل رفتار کشسان یا نزدیک به آن، آغاز رفتارهای غیرکشسان، و رفتارهای غیرکشسان شدید است. بالاترین سطح شدت از روی منحنی IDA طوری انتخاب شده است که ۵۰٪ رکوردها در چنین سطحی موجب ناپایداری ساختمان شده باشند. به‌عنوان نمونه، سطوح شدت لرزه‌ی برای پوشش یک محدوده‌ی قابل قبول برای ساختمان ۵ طبقه به‌صورت  $g/0.32$ ،  $g/0.72$  و  $g/1.12$  انتخاب شده است. در بررسی تغییرات پاسخ از سطحی به سطح لرزه‌ی دیگر، تأثیرات خروج از مرکزیت جرمی نیز مورد توجه قرار گرفته است. همچنین با توجه به عدم قطعیت موجود در مقدار پارامترهای مدل رفتاری، پاسخ‌های ساختمان به ازاء تغییر مقادیر این پارامترها مورد توجه قرار گرفته است.

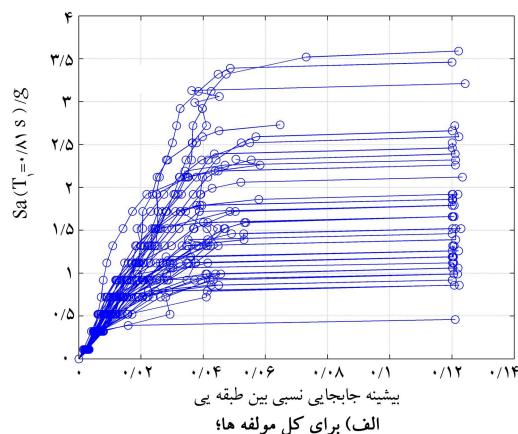
شکل ۶، تأثیر خروج از مرکزیت جرمی را در تغییر بیشینه‌ی جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ی ساختمان‌های ۵ و ۱۰ طبقه نشان می‌دهد. تأثیرات خروج از مرکزیت با افزایش شدت لرزه‌ی بیشتر می‌شود. شتاب طیفی برای ساختمان ۵ طبقه در حالت کشسان و در زمان تناوب اصلی آن براساس شکل ۶ به‌طور میانگین  $g/0.5$  است. می‌توان مشاهده کرد که در سطوح شتاب بالاتر، با افزایش خروج از مرکزیت به میزان ۲۰٪، پاسخ بیشینه‌ی جابه‌جایی نسبی سازه به‌طور متوسط ۲۵٪ افزایش یافته است. در مورد ساختمان ۱۰ طبقه، شتاب طیفی ذکر شده به‌طور میانگین  $g/0.35$  است و با افزایش شدت لرزه‌ی می‌توان مشاهده کرد که افزایش خروج از مرکزیت، پاسخ بیشینه‌ی جابه‌جایی نسبی را به‌طور متوسط ۱۵٪ افزایش داده است. از این رو اهمیت خروج از مرکزیت جرمی در زمین‌لرزه‌هایی با شدت بزرگ‌تر بیشتر است.

بررسی تأثیر تغییرات ظرفیت دوران خمیری و ظرفیت دوران پس از مقاومت نهایی اعضاء سازه در بیشینه‌ی جابه‌جایی نسبی ساختمان ۵ طبقه نشان می‌دهد که این پاسخ حساسیت چندانی نسبت به این تغییرات ندارد. همچنین تأثیر تغییرات این پارامترها در بیشینه‌ی جابه‌جایی نسبی ساختمان نیز با تغییر خروج از مرکزیت تغییر چندانی نمی‌کند. از این رو شاید بتوان گفت که در مرحله‌ی قبل از فروریزش، تأثیر عدم قطعیت پارامترهای موردنظر در پاسخ ساختمان، مستقل از خروج از مرکزیت جرمی موجود در آن است. تنها نکته‌ی قابل اشاره این است که تأثیر پارامترهای مدل رفتاری اعضاء به‌طور مشابه در شدت‌های بزرگ‌تر از  $g/0.8$  قابل توجه است، که در حقیقت مرحله‌ی آغاز رفتارهای غیرکشسان در اعضاء ساختمان است. مقایسه‌ی نتایج حاصل مطابق شکل ۷ با نتایج مطالعه‌ی انجام‌شده در پژوهشی در سال ۲۰۰۶<sup>[۱۲]</sup>، برای یک قاب ۸ طبقه نشان‌دهنده‌ی روند مشابه در تأثیر پارامترهای مدل رفتاری اعضاء است. بررسی ساختمان ۱۰ طبقه در برگرفته‌ی نتایج مشابهی است که برای خلاصه‌تر شدن مطلب ارائه نشده است.

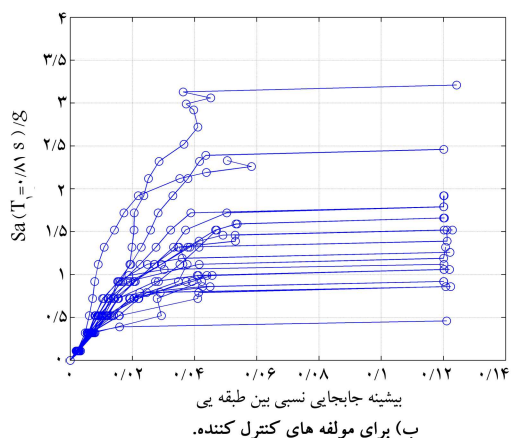
در شکل ۸، بیشینه‌ی جابه‌جایی نسبی طبقات ساختمان‌های ۵ و ۱۰ طبقه‌ی متقارن به ازاء افزایش شدت لرزه‌ی نشان داده شده است. با افزایش شدت لرزه‌ی می‌توان دریافت که امکان تشکیل مکانیزم در طبقات پایین‌تر بیشتر است. برای تخمین تقریبی نحوه‌ی تشکیل مکانیزم در ساختمان، جابه‌جایی نسبی بیشینه‌ی طبقات آن تحت ۴۴ رکورد زلزله بررسی شده است. طبقه‌ی که جابه‌جایی نسبی بزرگ‌تری در آن رخ داده باشد، محتمل‌ترین طبقه برای وقوع مکانیزم در نظر گرفته شده است. جدول ۵، درصد مشاهده‌ی جابه‌جایی نسبی بیشینه را در طبقات ساختمان‌های ۵ و ۱۰ طبقه‌ی متقارن نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود، نزدیک به ۴۰٪ مشاهدات در ساختمان ۵ طبقه در دو طبقه‌ی اول و نزدیک به ۶۰٪ آنها در ۳ طبقه‌ی اول رخ داده است. در ساختمان ۱۰ طبقه نیز نزدیک به ۶۵٪ مشاهدات به طبقات



شکل ۴. طیف شتاب رکوردها.



بیشینه جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ی (الف) برای کل مؤلفه‌ها؛



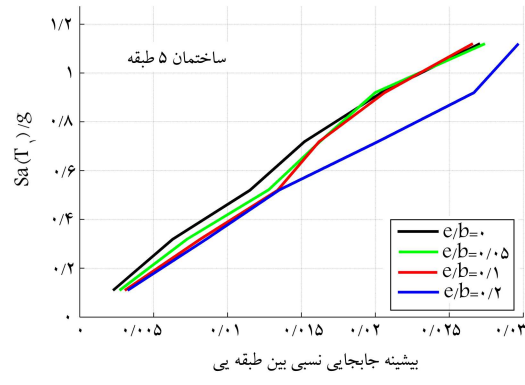
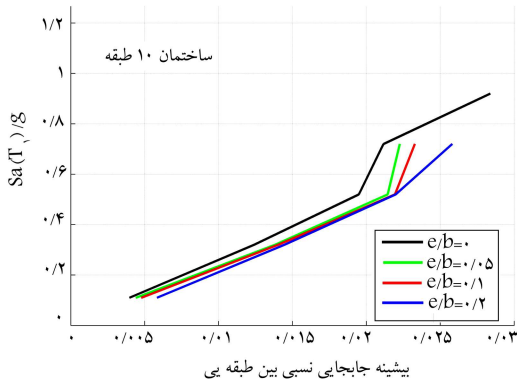
(ب) برای مؤلفه‌های کنترل‌کننده.

شکل ۵. نتایج تحلیل IDA برای ساختمان ۵ طبقه‌ی متقارن.

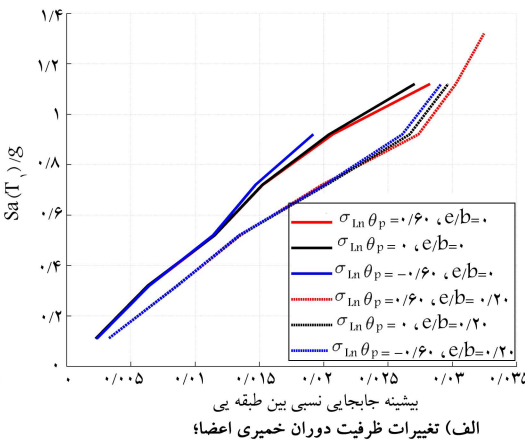
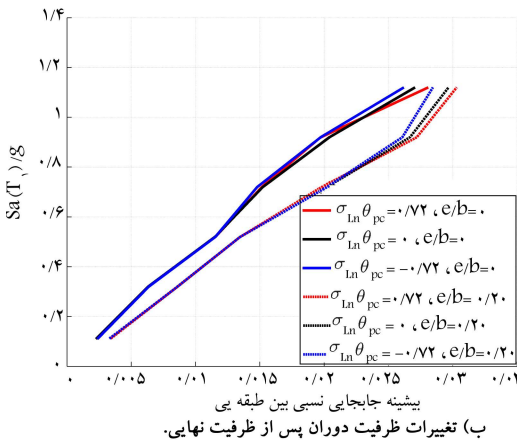
آن مؤلفه‌ی افقی است که ساختمان به ازاء آن در سطح شتاب طیفی پایین‌تری دچار فروریزش می‌شود.

## ۵. پاسخ‌های ساختمان قبل از بروز فروریزش

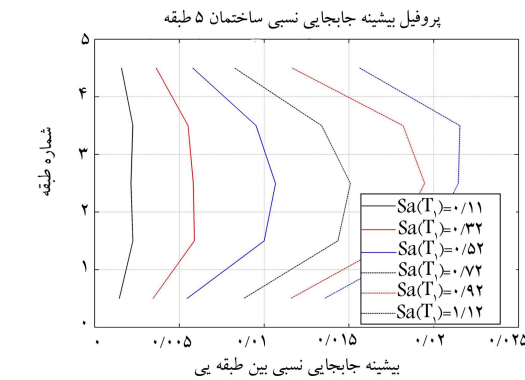
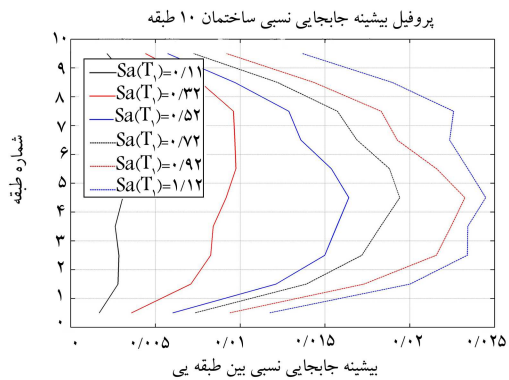
هر چند هدف این بررسی ارزیابی عملکرد فروریزش است، لیکن مقایسه‌ی پاسخ‌ها قبل از وقوع فروریزش با نتایج موجود در ادبیات فنی می‌تواند صحت نتایج حاصل از مدل مورد بررسی را نشان دهد. بیشینه‌ی جابه‌جایی نسبی در طبقات و در



شکل ۶. تأثیرات خروج از مرکزیت جرمی در افزایش پاسخ جابه‌جایی نسبی بیشینه در ساختمان‌های ۵ و ۱۰ طبقه.



شکل ۷. میانگین بیشینه‌ی جابه‌جایی نسبی در ساختمان ۵ طبقه در سطوح مختلف شدت لرزه‌ی در خروج از مرکزیت های ۰ و ۲۰ درصد.

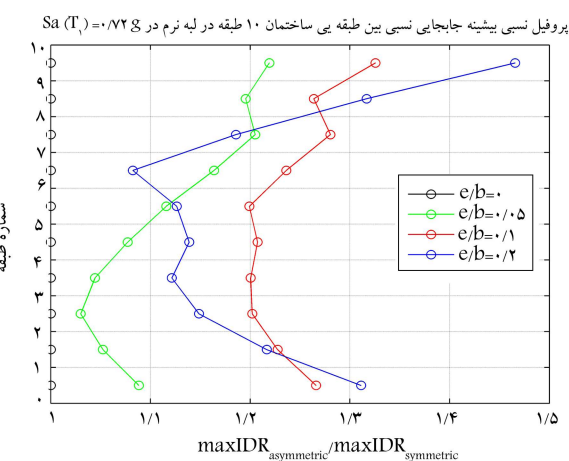
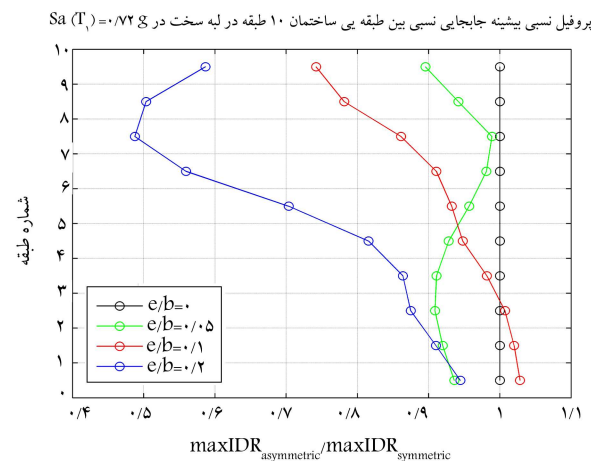
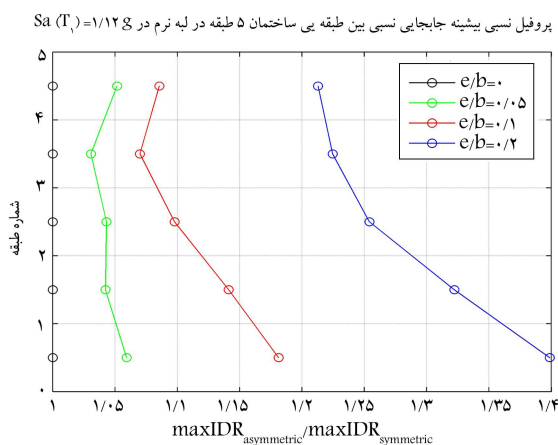
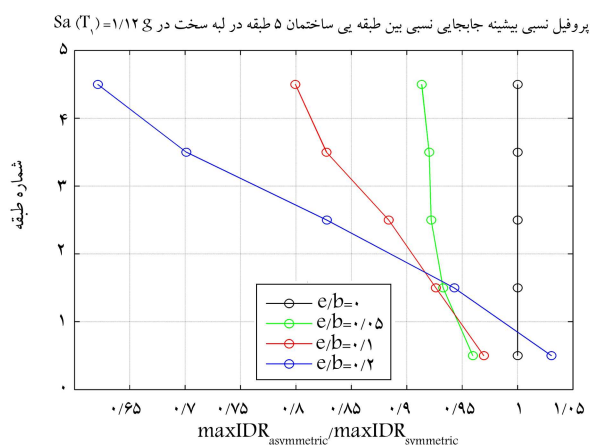


شکل ۸. تغییرات پروفیل بیشینه‌ی جابه‌جایی نسبی ساختمان در سطوح مختلف شدت لرزه‌ی.

۱ تا ۵ مربوط می‌شود. از این رو به‌صورت تقریبی می‌توان احتمال تشکیل مکانیزم در طبقات پایین‌تر را بیشتر از طبقات بالاتر دانست. براساس مطالعات انجام‌شده در پژوهشی در سال ۲۰۰۶<sup>[۱]</sup>، نیز نزدیک به ۲۹٪ از مکانیزم‌های یک قاب خمشی ویژه در یک ساختمان ۴ طبقه در طبقه‌ی اول و ۶۴٪ آن در ۲ طبقه‌ی اول و برای یک ساختمان ۸ طبقه نیز ۷۵٪ مکانیزم‌های آن در ۲ طبقه‌ی اول رخ داده است. در شکل ۹، بیشینه‌ی جابه‌جایی نسبی طبقات در حالات نامتقارن نسبت به حالت متقارن نشان داده شده است. با افزایش خروج از مرکزیت جرمی، بیشینه‌ی جابه‌جایی نسبی در طبقات پایین افزایش می‌یابد. این مسئله در قاب لبه‌ی نرم بیشتر

جدول ۵. درصد مشاهده‌ی جابه‌جایی نسبی بیشینه در طبقات ساختمان‌های ۵ و ۱۰ طبقه.

ارتفاع ساختمان	درصد مشاهده‌ی جابه‌جایی نسبی بیشینه در طبقه				
	طبقه ۱	طبقه ۲	طبقه ۳	طبقه ۴	طبقه ۵
۵ طبقه	۱۸	۲۵	۱۶	۲۳	۱۸
۱۰ طبقه	۱۵	۷	۷	۱۰	۲۶



شکل ۹. بیشینه‌ی جابه‌جایی نسبی طبقات در حالات نامتقارن نسبت به حالت متقارن.

منطقه نیز به جای طیف خطر یکناخت آن منطقه، به‌عنوان شاخصی برای بیان نسبت حاشیه‌ی فروریزش مورد استفاده قرار گرفته است.<sup>[۱]</sup> این طیف به‌طور تقریبی از روی طیف طرح منطقه قابل حصول است.<sup>[۹]</sup> در این مطالعه از طیف MCE برای بیان حاشیه‌ی فروریزش ساختمان‌های ۵ و ۱۰ طبقه استفاده شده است. اما با توجه به اینکه هدف این بررسی محاسبه‌ی این طیف نیست، به‌طور تقریبی ۱/۵ برابر طیف طرح استاندارد ایران به‌عنوان طیف MCE فرض شده است. مقدار این ضریب، براساس مطالعات موجود در زمینه‌ی حاشیه‌ی فروریزش ساختمان‌های متقارن،<sup>[۱۰]</sup> انتخاب شده است. شکل ۱۱، نسبت حاشیه‌ی فروریزش ساختمان‌های ۵ و ۱۰ طبقه را براساس طیف مفروض و به‌ازاء مؤلفه‌های کنترل‌کننده نشان می‌دهد. مطابق جدول ۳، با افزایش خروج از مرکزیت، زمان تناوب موده‌های غالب انتقالی و پیچشی تغییر می‌کند. با توجه به نمودار میانه‌ی شتاب طیفی رکوردها در شکل ۴، می‌توان دریافت که در اثر تغییر زمان تناوب مود غالب پیچشی، پاسخ پیچشی ساختمان در محدوده‌ی از محتوای طیفی رکوردها واقع می‌شود، که تغییر کمی در مقدار شتاب طیفی در آن محدوده صورت می‌گیرد. برای نمونه با تغییر زمان تناوب پیچشی ساختمان ۵ طبقه، مقدار میانه‌ی شتاب طیفی در حالت متقارن، ۰/۶۷ g و برای خروج از مرکزیت ۲۰٪، ۰/۷۲ g است. در مقابل با تغییر زمان تناوب انتقالی، پاسخ انتقالی در محدوده‌ی از محتوای طیفی واقع می‌شود، که مقدار میانه‌ی شتاب طیفی در حالت متقارن، ۰/۴۸ g و برای خروج از مرکزیت ۲۰٪، ۰/۴۱ g است. این تغییرات اندک نشان می‌دهد که میزان تأثیرات خروج از مرکزیت در تغییر پاسخ سازه کم است. از سویی، مقادیر نسبت بسامدی در جدول ۳ نشان

است و می‌توان نتیجه گرفت که احتمال تشکیل مکانیزم در طبقات پایین‌تر در قاب لبه‌ی نرم بیشتر خواهد بود. البته در مورد سازه‌ی ۱۰ طبقه، امکان تشکیل مکانیزم در طبقات فوقانی آن نیز قابل مشاهده است، که احتمالاً ناشی از تأثیر موده‌های بالاتر است.

## ۶. بررسی نسبت حاشیه‌ی فروریزش ساختمان

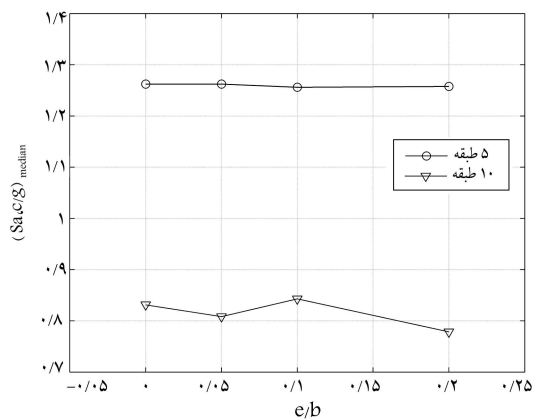
مطابق شکل ۱۰، ظرفیت فروریزش ساختمان ۵ طبقه با افزایش خروج از مرکزیت جرمی، به‌صورت تقریبی ثابت باقی مانده است. لیکن با افزایش ارتفاع ساختمان مشاهده می‌شود که افزایش خروج از مرکزیت باعث کاهش ظرفیت فروریزش می‌شود. مقدار این تغییر اندک است، به طوری که ظرفیت فروریزش ساختمان ۱۰ طبقه در خروج از مرکزیت ۲۰٪، فقط ۸٪ کمتر از حالت متقارن است. همچنین مطابق شکل مذکور با افزایش ارتفاع ساختمان ظرفیت فروریزش آن کاهش می‌یابد.

نسبت حاشیه‌ی فروریزش (CMR)<sup>۲</sup>، ساده‌ترین مشخصه‌ی ریسک یا خطر فروریزش در یک ساختمان است. این شاخص به‌صورت نسبت میانه‌ی ظرفیت فروریزش به شدت لرزه‌ی موردنظر بیان می‌شود.<sup>[۱]</sup> شدت لرزه‌ی که منبأی سنجش حاشیه‌ی فروریزش قرار می‌گیرد، اغلب شتاب طیفی نظیر طیف خطر لرزه‌ی ۲٪ در ۵ سال است. هر چه نسبت حاشیه‌ی فروریزش ساختمان بزرگ باشد، ظرفیت فروریزش آن بیشتر از سطح خطر منطقه است و احتمال فروریزش آن کمتر خواهد بود. طیف پاسخ شتاب بزرگ‌ترین زمین‌لرزه‌های مورد انتظار (MCE)<sup>۳</sup>، برای یک



افزایش حاشیه‌ی نسبی فروریزش شده است.

میزان افزایش CMR در حالات نامتقارن مفروض نسبت به حالت متقارن چندان شدید نیست و به‌عنوان نمونه برای ساختمان ۵ طبقه، در بیشترین مقدار فقط در حدود ۷٪ است. با افزایش تعداد طبقات، مطابق شکل ۱۱ می‌توان مشاهده کرد که مقدار CMR با افزایش خروج از مرکزیت، در مجموع روند مشخصی نسبت به حالت متقارن ندارد. مقادیر نتایج این بررسی با مقادیر به‌دست‌آمده براساس مطالعات انجام‌شده در پژوهشی در سال ۲۰۰۶<sup>[۱]</sup>، برای قاب‌های دو بطنی ۴ و ۸ طبقه، مطابقت مناسبی دارد. در پژوهش مذکور نشان داده شده است که مقدار نسبت حاشیه‌ی فروریزش برای قاب بطنی ۴ طبقه، در حالات مختلف ۱/۳۶ تا ۲/۱۳ و برای قاب بطنی ۸ طبقه، ۱/۷۱ تا ۱/۷۱ است.

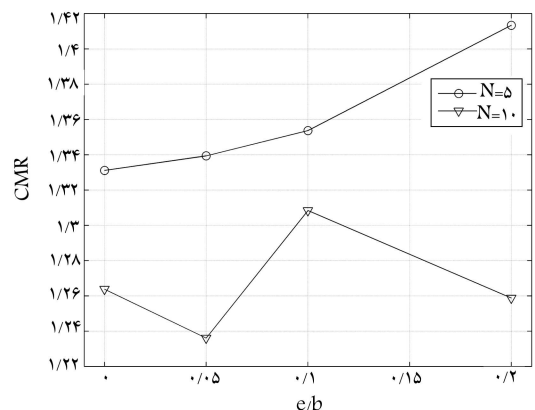


شکل ۱۰. نحوه‌ی تغییر ظرفیت فروریزش ساختمان‌های ۵ و ۱۰ طبقه با افزایش خروج از مرکزیت جرمی در پلان.

## ۷. عدم قطعیت ظرفیت فروریزش

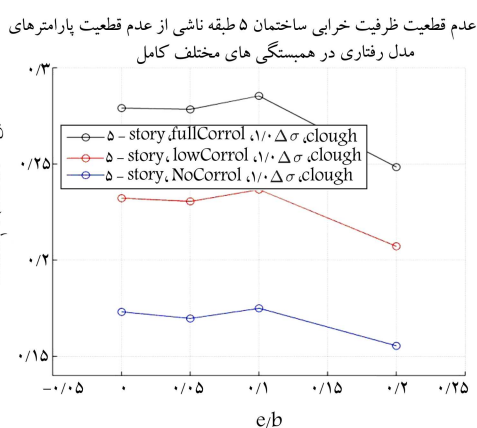
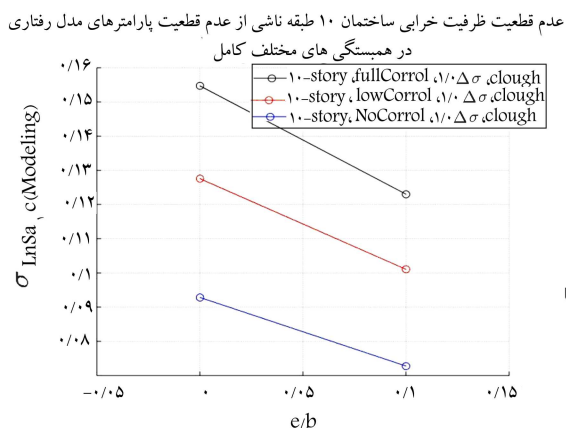
عدم قطعیت موجود در مقدار پارامترهای مدل رفتاری اعضا و متغیرهای طراحی ساختمان، موجب ایجاد عدم قطعیت در ظرفیت فروریزش آن می‌شود. همچنین استفاده از رکوردهای مختلف نیز عامل دیگری در بروز عدم قطعیت به‌شمار می‌رود. برای محاسبه‌ی عدم قطعیت ظرفیت فروریزش، روش‌های مختلفی وجود دارد. با تعیین این کمیت، منحنی شکنندگی و احتمال فروریزش ساختمان مشخص می‌شود. برخی پژوهشگران در مطالعه‌ی خود (۲۰۰۹) بر روی قاب‌های خمشی شکل‌پذیر و غیرشکل‌پذیر به برخی از این روش‌ها و دقت و کارایی آنها اشاره کرده‌اند.<sup>[۱۴]</sup> در این میان، روش FOSM به دلیل سادگی کاربرد آن، توسط پژوهشگران مختلف،<sup>[۱۴ و ۱۵]</sup> در ارزیابی عملکرد سازه‌ها مورد استفاده قرار گرفته است. همچنین پژوهشگران دیگری،<sup>[۱۵]</sup> ساختمانی ۴ طبقه با سیستم قاب خمشی شکل‌پذیر بطنی را در حالات مختلف، طراحی و عملکرد فروریزش آن را ارزیابی کرده و نشان داده‌اند که مقدار عدم قطعیت ظرفیت فروریزش ساختمان تحت تأثیر عدم قطعیت پارامترهای طراحی و مدل رفتاری در حدود ۳۵٪ تا ۴۵٪ و با افزودن تأثیر پراکنندگی ناشی از رکوردهای لرزه‌یی در حدود ۴۶٪ تا ۶۴٪ است. در پژوهشی در سال ۲۰۰۶<sup>[۱]</sup> نیز نشان داده شده است که مقدار عدم قطعیت ظرفیت فروریزش فقط به ازاء عدم قطعیت پارامترهای مدل رفتاری و در حالات مختلف همبستگی ۵ در حدود ۱۸٪ تا ۴٪ است. محاسبه‌ی عدم قطعیت ظرفیت فروریزش به دلیل حجم بالای تحلیل‌های لازم، اغلب بر روی ساختمان‌های با ارتفاع کم متقارن انجام شده است. هدف این بررسی، محاسبه‌ی عدم قطعیت ظرفیت فروریزش نیست. لیکن برای تکمیل مباحث ارزیابی حاشیه‌ی ایمنی ساختمان‌های مورد مطالعه، در این قسمت بخش مختصری از مطالعاتی که توسط نویسندگان این نوشتار در زمینه‌ی تأثیر پارامترهای مذکور در عدم قطعیت فروریزش انجام شده، ارائه شده است.

ظرفیت دوران خمیری ( $\theta_p$ )، ظرفیت دورانی اعضا پس از رسیدن به مقاومت خمشی نهایی ( $\theta_{pc}$ ) و ظرفیت اتلاف انرژی چرخه‌یی (۶) از مهم‌ترین و مؤثرترین پارامترهای مدل رفتاری محسوب می‌شوند،<sup>[۲۵]</sup> و در محاسبه‌ی عدم قطعیت ظرفیت فروریزش اغلب مورد استفاده قرار می‌گیرند. جدول ۶، مقدار عدم قطعیت پارامترهای مذکور را نشان می‌دهد. با در نظر گرفتن ۳ حالت مختلف برای همبستگی بین پارامترهای مذکور، مقادیر عدم قطعیت ظرفیت فروریزش با استفاده از روش FOSM،<sup>[۱۵]</sup> تعیین شده است. جدول ۷، مقادیر ضرایب همبستگی را نشان می‌دهد. این ضرایب براساس تأثیر تغییرات مقادیر پارامترهای مدل رفتاری اعضا در ظرفیت فروریزش سازه



شکل ۱۱. نسبت حاشیه‌ی فروریزش ساختمان‌های ۵ و ۱۰ طبقه در خروج از مرکزیت‌های جرمی مختلف.

می‌دهند که در ساختمان‌های مورد مطالعه با افزایش خروج از مرکزیت، رفتارهای پیچشی سخت‌تری از خود نشان می‌دهند. برای ارزیابی تأثیر هم‌زمان خروج از مرکزیت و نسبت بسامدی، از مفهوم نسبت نامنظمی پیچشی (TIR)<sup>[۴]</sup> استفاده می‌شود.<sup>[۲۱]</sup> این پارامتر به‌صورت نسبت بیشینه‌ی تغییرمکان نسبی ساختمان با احتساب پیچش تصادفی به میانگین تغییرمکان نسبی آن در قاب‌های دو لبه‌ی نرم و سخت ساختمان محاسبه می‌شود.<sup>[۲۱]</sup> مقادیر این نسبت برای ساختمان ۵ طبقه در حالات نامتقارن (خروج از مرکزیت‌های ۵، ۱۰ و ۲۰ درصد) به ترتیب ۱/۱۸، ۱/۱۰۹ و ۱/۳۵ است. این پارامتر نشان می‌دهد که با افزایش خروج از مرکزیت، ساختمان به لحاظ پیچشی نامنظم‌تر است. با این حال افزایش نامنظمی به دلیل وقوع رفتارهای پیچشی سخت‌تر، منجر به کاهش حاشیه‌ی نسبی فروریزش شده است. در مطالعات اخیر انجام‌شده بر روی فروریزش ساختمان‌ها، برخی پژوهشگران،<sup>[۲۱]</sup> با استفاده از مجموعه‌ی گسترده‌یی از مدل‌های ساختمانی نامتقارن ساده نشان داده‌اند که افزایش نامنظمی موجب کاهش حاشیه‌ی نسبی فروریزش آن ساختمان‌ها می‌شود. البته براساس نتایج پژوهش اخیر، برای ساختمان‌هایی که مقدار نسبت نامنظمی پیچشی کمی دارند ( $1/4 < TIR < 1/2$ )، امکان افزایش حاشیه‌ی نسبی فروریزش برای ساختمان‌های نامنظم‌تر، در اثر بروز رفتارهای پیچشی سخت‌تر وجود دارد. در این مطالعه نیز با استفاده از ساختمان‌هایی با درجه‌ی نامعینی بیشتر و مدل‌های پیچیده‌تر با افزایش نامنظمی، رفتارهای پیچشی سخت‌تری مشاهده شده است، که منجر به



شکل ۱۲. تأثیر خروج از مرکزیت جرمی و میزان همبستگی پارامترهای مدل رفتاری اعضا در عدم قطعیت ظرفیت فروریزش ناشی از آنها در ساختمان‌های ۵ و ۱۰ طبقه.

خروج از مرکزیت جرمی در پلان، آثار عدم قطعیت پارامترهای مدل رفتاری در عدم قطعیت ظرفیت فروریزش کاهش یافته است. این کاهش پس از خروج از مرکزیت جرمی ۱۰٪، شدیدتر است؛ به طوری که میزان عدم قطعیت در خروج از مرکزیت ۲۰٪، نسبت به حالت متقارن در حدود ۱۰٪ کاهش یافته است.

با افزایش ارتفاع ساختمان مقدار عدم قطعیت فروریزش به ازاء عدم قطعیت پارامترهای مدل رفتاری کاهش می‌یابد. این مقدار برای حالات مفروض در ساختمان ۱۰ طبقه، در حدود ۰٫۰۵ تا ۰٫۱۶ است. این مسئله در مطالعات پیشین، [۱۵، ۱۴، ۱] مورد توجه شایسته‌ی قرار نگرفته و مقدار محاسبه‌شده برای ساختمانی با ارتفاع کم، برای سایر ارتفاعات سازه‌ی نیز بدون تغییر مورد استفاده قرار گرفته است. مطابق شکل ۱۲، در ساختمان ۱۰ طبقه با افزایش خروج از مرکزیت جرمی، شدت کاهش عدم قطعیت فروریزش بیشتر شده است. همچنین با افزایش ارتفاع ساختمان، تأثیر میزان همبستگی کم‌رنگ‌تر شده است. برای ترکیب تأثیرات عدم قطعیت ناشی از رکوردها و پارامترهای مدل رفتاری اعضا از روش mean-estimate، [۲۰، ۷، ۱] استفاده شده است.

مطابق شکل ۱۳، در هر ۳ نوع همبستگی مفروض با افزایش خروج از مرکزیت جرمی، عدم قطعیت ظرفیت فروریزش کاهش یافته است. دلیل این امر، کاهش تأثیرات عدم قطعیت لرزه‌ی و پارامترهای مدل رفتاری اعضا با افزایش خروج از مرکزیت است. البته در شکل‌گیری این روند، عدم قطعیت لرزه‌ی نقش بیشتری دارد. می‌توان مشاهده کرد که با افزایش ارتفاع ساختمان، تأثیر عدم قطعیت پارامتر لرزه‌ی در عدم قطعیت ظرفیت فروریزش آن افزایش یافته است.

## ۸. بررسی احتمال فروریزش سازه

احتمال فروریزش ساختمان‌های مفروض از روی منحنی شکنندگی تعیین می‌شود. برای تعیین منحنی شکنندگی فرض می‌شود که نتایج ظرفیت فروریزش ساختمان‌های مفروض توزیع لوگ - نرمال داشته باشند. عدم قطعیت موجود در نتایج، ناشی از کاربرد رکوردهای مختلف و نیز عدم قطعیت موجود در متغیرهای مدل رفتاری فرض شده است. مطابق شکل ۱۴، احتمال فروریزش ساختمان ۵ طبقه با افزایش خروج از مرکزیت جرمی مشابه با نسبت حاشیه‌ی فروریزش تغییرات کمی دارد و این تغییر فقط در سطوح خطر بالا قابل مشاهده است. منحنی شکنندگی نیز در هر ۳ حالت از همبستگی، روند مشابهی دارد. شکل ۱۴، فقط تأثیر فرض همبستگی کامل و

جدول ۶. مقدار عدم قطعیت پارامترهای مدل رفتاری مفروض.

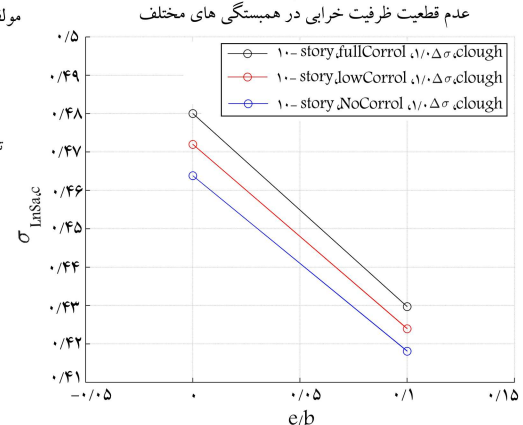
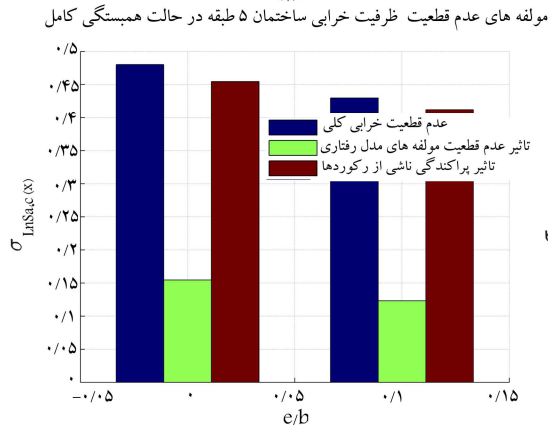
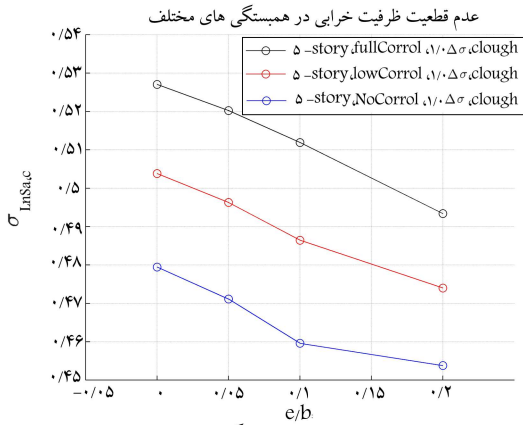
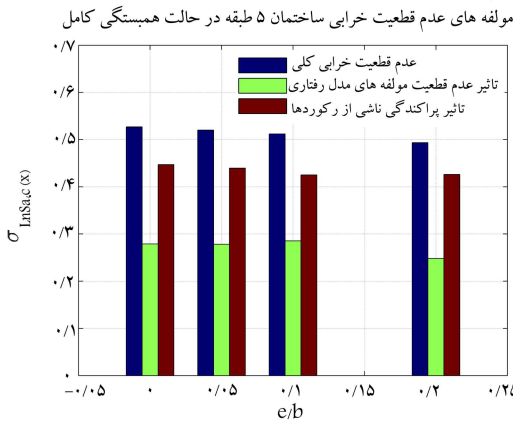
منغیرهای مدل رفتاری	مرجع	$\sigma_{Ln}$
ظرفیت دوران خمیری تیرها و ستون‌ها ( $\theta_p$ )	[۱]	۰٫۰۶
ظرفیت دورانی تیرها و ستون‌ها پس از رسیدن به مقاومت خمشی نهایی ( $\theta_{pc}$ )	[۱]	۰٫۰۷۲
ظرفیت اتلاف انرژی تیرها و ستون‌ها ( $\gamma$ )	[۱]	۰٫۰۵

جدول ۷. ماتریس ضرایب همبستگی.

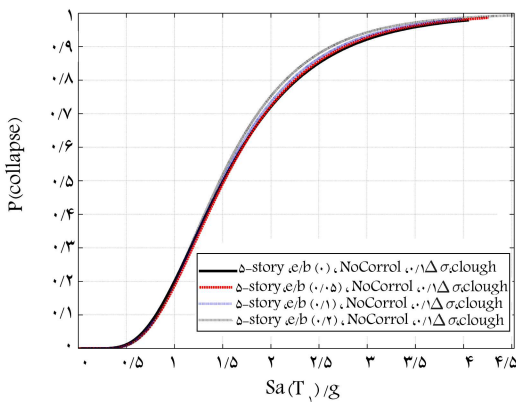
ضریب همبستگی	همبستگی کامل			همبستگی نسبی			غیرهمبسته		
	$\theta_{pc}$	$\theta_p$	$\gamma$	$\theta_{pc}$	$\theta_p$	$\gamma$	$\theta_{pc}$	$\theta_p$	$\gamma$
$\rho_{\gamma}$	۱	۱	۱	۰٫۵	۰٫۵	۱	۰	۰	۱
$\rho_{\theta_p}$	۱	۱	۱	۰٫۵	۱	۰٫۵	۰	۱	۰
$\rho_{\theta_{pc}}$	۱	۱	۱	۰٫۵	۰٫۵	۱	۰	۰	۱

و قضاوت مهندسی تعیین شده‌اند. در این بررسی از تأثیرات عدم قطعیت پارامترهای طراحی صرف‌نظر شده است. همچنین برای ساده‌سازی موضوع، از همبستگی پارامترهای مدل رفتاری اعضا یک عضو با عضو دیگر نیز صرف‌نظر شده است. این مسئله فقط برای ساده‌شدن محاسبات است و بدون تردید درک صحیح همبستگی میان پارامترهای مدل رفتاری اعضا در یک عضو و حتی در بین اعضا، نیازمند مطالعات دقیق آزمایشگاهی است. [۱]

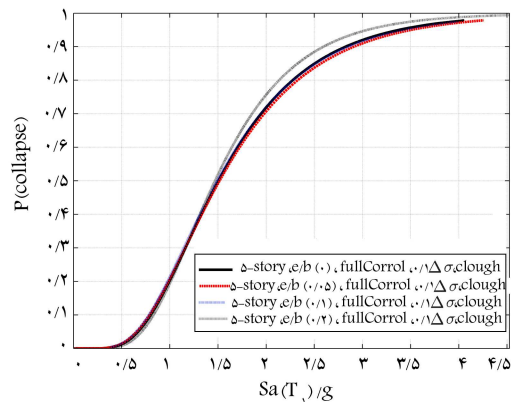
شکل ۱۲، عدم قطعیت ظرفیت فروریزش ساختمان ۵ و ۱۰ طبقه را تحت تأثیر عدم قطعیت پارامترهای مدل رفتاری مفروض، در حالات مختلف همبستگی و خروج از مرکزیت جرمی نشان می‌دهد. برای انجام محاسبات عدم قطعیت، تعداد ۲۸ تحلیل IDA، [۱۹] که هر کدام توسط ۴۴ مؤلفه‌ی زمین‌لرزه‌ی تکرار شده، پیش‌بینی شده است. برای بررسی تأثیر ارتفاع ساختمان در مقدار عدم قطعیت فروریزش، محاسبات برای ساختمان ۱۰ طبقه تکرار شده است. لیکن به منظور کاهش حجم عملیات، محاسبات برای ساختمان متقارن و یک حالت از ساختمان‌های نامتقارن انجام شده است. مقدار عدم قطعیت ظرفیت فروریزش در حالات مختلف خروج از مرکزیت و همبستگی در ساختمان ۵ طبقه در حدود ۰٫۱۶ تا ۰٫۲۹ است. می‌توان مشاهده کرد که این مقادیر در ساختمان متقارن مطابقت خوبی با نتایج مطالعات پیشین انجام‌شده دارد. [۱۵، ۱] با افزایش



شکل ۱۳. تأثیر خروج از مرکزیت جرمی در عدم قطعیت فروریزش و مؤلفه‌های آن در ساختمان‌های ۵ و ۱۰ طبقه.



ب) عدم همبستگی پارامترهای مدل رفتاری اعضا.

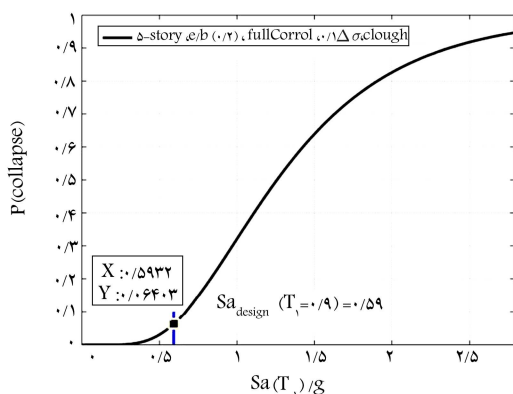


الف) همبستگی کامل؛

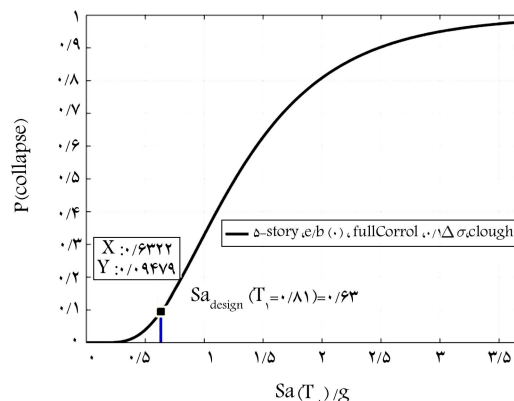
شکل ۱۴. منحنی شکنندگی به ازاء خروج از مرکزیت‌های مختلف در ساختمان ۵ طبقه.

مبتازن به ۳٪ در حالت نامبتازن با خروج از مرکزیت ۲۰٪ کاهش یافته است. در هر حال اختلاف موجود اندک و در نتیجه تأثیر خروج از مرکزیت جرمی کم است. به علاوه روند مشاهده‌شده فقط برای سطوحی از شدت لرزه‌یی صادق است که احتمال فروریزش ساختمان به ازاء آن کم است. اگر سطح خطر منطقه بالا باشد، در این صورت روند عوض می‌شود و افزایش خروج از مرکزیت باعث افزایش احتمال فروریزش خواهد شد. شکل ۱۶، تغییر روند مذکور را به ازاء تغییرات خروج از مرکزیت جرمی نشان می‌دهد. برای واضح‌تر شدن مطلب فقط دو حالت مبتازن و نامبتازن ۲۰ درصدی در تصویر نشان داده شده است.

حالت غیرهمبسته را برای پارامترهای مدل رفتاری در منحنی شکنندگی حاصل برای ساختمان ۵ طبقه نشان می‌دهد. برای ساختمان ۱۰ طبقه نیز روند مشابهی مشاهده شده است، که به منظور خلاصه‌سازی ارائه نشده است. با توجه به منحنی‌های شکنندگی می‌توان دریافت که اگر زلزله‌هایی با شدتی معادل با زلزله‌ی طرح، در ساختمانی با خروج از مرکزیت جرمی مشخص ( $e_m$ ) رخ دهد، بدون توجه به نحوه‌ی همبستگی، احتمال فروریزش ساختمان نامبتازن کمتر است. این وضعیت در حالی است که با افزایش خروج از مرکزیت، مقدار ظرفیت فروریزش کاهش یافته است. مطابق شکل ۱۵، احتمال فروریزش از ۵٪ برای حالت

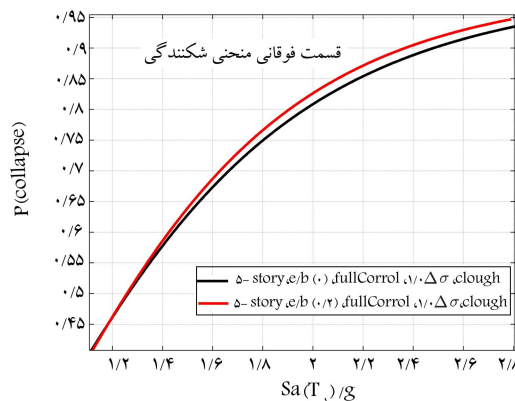
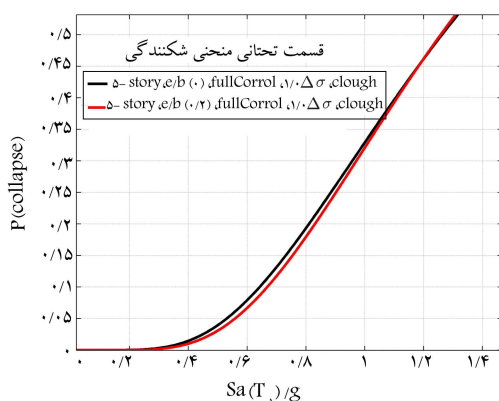


(ب) حالت نامتقارن جرمی ۲۰٪



(الف) حالت متقارن؛

شکل ۱۵. احتمال فروریزش ساختمان ۵ طبقه به ازاء سطح شتاب طیف طرح.



شکل ۱۶. منحنی شکنندگی ساختمان ۵ طبقه در حالت همبستگی کامل پارامترهای مدل رفتاری اعضا برای حالت متقارن و نامتقارن.

مطالعه با افزایش خروج از مرکزیت جرمی، به لحاظ پیچشی رفتار سخت‌تری از خود نشان داده‌اند.

- بررسی منحنی شکنندگی ساختمان‌های مورد مطالعه نشان داده است که با افزایش خروج از مرکزیت، احتمال فروریزش هر چند به مقدار کم کاهش می‌یابد. این به آن معنی است که افزایش خروج از مرکزیت جرمی همواره به معنی کاهش ایمنی آنها نخواهد بود.
- در این مطالعه، توزیع نامتقارن جرمی در مدل‌های ساختمانی منجر به افزایش نسبت بسامدی و بروز رفتارهای سخت‌تر پیچشی شده است. مشاهدات به عمل آمده در این مطالعه ناشی از بروز رفتارهای پیچشی سخت‌تر در مدل‌های ساختمانی با افزایش نامنظمی است. این مسئله نشان‌دهنده‌ی تأثیر فرضیات مدل‌سازی ساختمان‌های نامتقارن در پلان، در نتایج ارزیابی است.
- افزایش ارتفاع ساختمان موجب تغییر تأثیرات نامنظمی جرمی در نسبت حاشیه‌ی فروریزش نمی‌شود.
- تأثیرات عدم قطعیت پارامترهای مدل رفتاری در عدم قطعیت ظرفیت فروریزش با افزایش خروج از مرکزیت جرمی کاهش می‌یابد.
- افزایش ارتفاع ساختمان موجب کاهش تأثیر عدم قطعیت پارامترهای مدل رفتاری اعضا در عدم قطعیت فروریزش می‌شود. همچنین با افزایش ارتفاع، تأثیر همبستگی بین پارامترهای مدل رفتاری در عدم قطعیت ظرفیت فروریزش کاهش می‌یابد.

## ۹. نتیجه‌گیری

این بررسی با هدف در نظر گرفتن تأثیرات خروج از مرکزیت جرمی در پلان در حاشیه‌ی ایمنی فروریزش ساختمان‌های ۵ و ۱۰ طبقه‌ی بتن مسلح با سیستم قاب خمشی ویژه انجام شده است. همچنین تأثیر خروج از مرکزیت جرمی و ارتفاع ساختمان در عدم قطعیت ظرفیت فروریزش آنها بررسی شده است. همان‌گونه که اشاره شده است، روند تغییرات نسبت حاشیه‌ی فروریزش با افزایش خروج از مرکزیت جرمی، بستگی به رفتار پیچشی ساختمان‌های مورد مطالعه دارد. از این رو پارامترهای مؤثر در رفتار ساختمان‌های نامتقارن در پلان می‌توانند در این روند تأثیرگذار باشند. بررسی این موضوع توسط نویسندگان در حال انجام است. مهم‌ترین نتایج به‌دست‌آمده از انجام بررسی فعلی بر روی ساختمان‌های مورد مطالعه به این شرح است:

- افزایش خروج از مرکزیت جرمی باعث افزایش تمرکز مکانیزم در طبقات پایین‌تر ساختمان می‌شود. قاب لبه‌ی نرم در این حالت وضعیت بحرانی‌تری دارد.
- تأثیرات خروج از مرکزیت جرمی بر روی پاسخ‌های غیرکشسان ساختمان‌ها با افزایش شدت لرزه‌ی بیشتری بیشتر می‌شود.
- افزایش خروج از مرکزیت در ساختمان‌های قاب خمشی شکل‌پذیر می‌تواند با افزایش حاشیه‌ی نسبی فروریزش همراه باشد. در این حالت، ساختمان‌های مورد

## پانویسها

1. controlling components
2. collapse margin ratio (CMR)
3. maximum considered earthquake (MCE)
4. torsional irregularity ratio (TIR)
5. correlation

## منابع (References)

1. Haselton, C.B. and Deierlein G.G., *Assessing Seismic Collapse Safety of Modern Reinforced Concrete Moment Frame Buildings*, John A. Blume Earthquake Engineering Center, Report No. TR 156, Dep. of Civil Engineering, Stanford University (2006).
2. Zareian, F. "Simplified performance-based earthquake engineering", Ph.D Dissertation, Dep. of Civil and Environmental Engineering, Stanford University, Stanford Calif. (2006).
3. Aziminejad, A., Moghadam, A.S. and Tso, W.K. "A new methodology for designing multi-story asymmetric buildings", *The 14th World Conf. on Earthquake Engineering*, Beijing, China (2008).
4. Chandler, A.M. and Duan, X. "Performance of asymmetric code-designed buildings for serviceability and ultimate limit states", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **26**(7), pp. 717-735 (1997).
5. Chopra, A.K. and Goel, R.K. "Dual-level approach for seismic design of asymmetric-plan buildings", *J. of Structural Engineering*, **120**(1), pp. 161-179 (1992).
6. Cosenza, E., Manfredi, G. and Realfonzo, R. "Torsional effects and regularity conditions in RC buildings", *12th World Conf. on Earthquake Engineering* (2000).
7. Ibarra, L.F. "Global collapse of frame structures under seismic excitations", Ph.D. Dissertation, Dep. of Civil and Environmental Engineering, Stanford University (2003).
8. Haselton, C.B., Liel, A.B. and Deierlein, G.G. "Simulating structural collapse due to earthquakes: Model idealization, model calibration, and numerical solution algorithms", *ECCOMAS Thematic Conf. on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, Rhodes, Greece (22-24 June 2009).
9. Federal Emergency Management Agency, *FEMA- P695: Quantification of Building Seismic Performance Factors*, Prepared by Applied Technology Council 201 Redwood Shores Parkway, Suite 240 Redwood City, Calif. 94065 (2009).
10. American Concrete Institute, *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-05) and Commentary (ACI 318R-05)*, Farmington Hills, MI (2005).
11. Permanent Committee for Revising the Standard 2800 Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings, Building and Housing Research Center, Tehran, Iran (2007).
12. Ibarra, L.F., Medina, R.A. and Krawinkler, H. "Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **34**(12), pp. 1489-1511 (2005).
13. Zareian, F. and Medina, R.A. "A practical method for proper modeling of structural damping in inelastic plane structural systems", *Computers and Structures*, **88**(1-2), pp. 45-53 (2010).
14. Liel, A.B., Haselton, C.B., Deierlein, G.G. and Baker, J.W. "Incorporating modeling uncertainties in the assessment of seismic collapse risk of buildings", *Structural Safety*, **31**(2), pp. 197-211 (2009).
15. Goulet, C., Haselton, C.B., Mitrani-Reiser, J., Beck, J., Deierlein, G.G., Porter, K.A. and Stewart, J. "Evaluation of the seismic performance of a code-conforming reinforced-concrete frame building - from seismic hazard to collapse safety and economic losses", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **36**(13), pp. 1973-1997 (2007).
16. Panagiotakos, T.B. and Fardis, M.N. "Deformations of reinforced concrete at yielding and ultimate", *ACI Structural Journal*, **98**(2), pp. 135-147 (2001).
17. OpenSees, *Open System for Earthquake Engineering Simulation*, Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) (2009). (<http://opensees.berkeley.edu>)
18. Annigeri, S., Mittal, A.K. and Jain, A.S. "Uncoupled frequency ratio in asymmetric buildings", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **25**(8), pp. 871-881 (1996).
19. Vamvatsikos, D. and Cornell, C.A. "Incremental dynamic analysis", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **31**(3), pp. 491-514 (2002).
20. Baker, J.W. "Vector-valued ground motion intensity measures for probabilistic seismic demand analysis", Ph.D. Dissertation, Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University (2005).
21. DeBock, D.J., Liel, A.B., Haselton, C.B., Hooper, J.D. and Henige Jr., R.A. "Importance of seismic design accidental torsion requirements for building collapse capacity", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **43**(6), pp. 831-850 (2014).