

# تأثیر خروج از مرکزیت جرمی در فروریزش پیش‌رونده در ساختمان‌های ۳ طبقه‌ی بتن مسلح تحت اثر بار زلزله

سمیه کریمیان\* (دکتر)

عبدالرضا سروقد مقدم (استادیار)

محمد قاسم وثر (استادیار)

پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله

مهندسی عمران شریف، تابستان ۱۳۹۴ (۲ - ۳۱، شماره ۲/۲، ص. ۹۷-۸۷، (پادداشت فنی) دوری ۲ - ۳۱، شماره ۲/۲، ص. ۹۷-۸۷، (پادداشت فنی)

یکی از مباحث مهم در سیستم‌های سازه‌یی، بررسی حاشیه‌ی ایمنی در برابر خرابی پیش‌رونده است. در ساختمان‌های پیچشی تخریب به‌صورت موضعی است و این امر سبب تشدید تخریب پیش‌رونده می‌شود. بدین منظور خرابی پیش‌رونده در ساختمان‌های ۳ طبقه‌ی متقارن و نامتقارن بتن مسلح با قاب خمشی معمولی و خروج از مرکزیت‌های جرمی مختلف ۵، ۱۵ و ۲۵ درصد ناشی از بار زلزله مطالعه و مقایسه شده است. نتایج حاصل از تحلیل‌های تاریخی‌زمانی نشان می‌دهد که با افزایش خروج از مرکزیت جرمی در ساختمان، پتانسیل خرابی پیش‌رونده در لبه‌های نرم و سخت سازه‌ها افزایش می‌یابد. بررسی دررفت‌ها نشان می‌دهد که دررفت‌های سازه در مرکز جرم رفتاری مشابه با لبه‌ی سخت دارند. همچنین به منظور پیش‌بینی خرابی پیش‌رونده می‌توان به جای بررسی دشوار تعداد مفاصل شکست‌یافته در ساختمان‌ها به بررسی جابجایی نسبی طبقات پرداخت.

**واژگان کلیدی:** خرابی پیش‌رونده، تحلیل تاریخی‌زمانی، خروج از مرکزیت جرمی، قاب خمشی بتن مسلح معمولی، سازه‌های نامتقارن، لبه‌ی نرم، لبه‌ی سخت، جابجایی نسبی طبقات.

s.karimiyan@iiees.ac.ir  
moghadam@iiees.ac.ir  
vetr@iiees.ac.ir

## ۱. مقدمه

و همچنین المان‌های تیر فابری در سال ۲۰۰۸ انجام شده است. شبیه‌سازی رفتار غیرخطی المان‌های سازه‌یی، شامل رفتار متناوب تحت کوپل نیروی محوری - ممان خمشی و نیروی برشی و فروپاشی المان‌های سازه‌یی در حالات حدی و برخورد بین المان‌های سازه‌یی در طول شکست بوده است.<sup>[۱]</sup>

در سال ۲۰۱۱، مدل‌های صفحه‌یی در مقایسه با مدل‌های سه‌بعدی با فرضیات مختلفی در شبیه‌سازی با هم مطالعه و مقایسه شده‌اند. در مطالعه‌ی مذکور تعدادی از ساختمان‌های ۱۰ طبقه‌ی فولادی با استفاده از ماکرومدل‌های دوبعدی و سه‌بعدی طراحی لریه‌یی شده و این سیستم‌های سازه‌یی، ناشی از حذف آبی ستون‌ها بررسی شده‌اند. نتایج حاکی از این بود که سیستم سقف اثرات چشم‌گیر و مؤثری در توزیع پاسخ شکست در ماکرومدل‌های سه‌بعدی دارد. در ارزیابی خرابی پیش‌رونده به دلیل اثرات توزیع سیستم سقف‌ها، مدل‌های سه‌بعدی در مقایسه با مدل‌های دوبعدی ارزشمندتر و محافظه‌کارانه‌تر ارزیابی شده‌اند.<sup>[۲]</sup> مکانیسم خرابی پیش‌رونده در سازه‌های متقارن و نامتقارن ناشی از حذف آبی ستون‌ها با طراحی ۳۰ مدل سازه‌یی متقارن و کج، یک‌بار با هسته‌های مهاربند و بار دیگر با هسته‌های بتن مسلح در سال ۲۰۱۱ ارزیابی شده است. نتایج آنالیز مدل‌های سازه‌یی کج نشان داده است که تغییرات در ظرفیت مقاومت در برابر خرابی پیش‌رونده بستگی به مکان ستون‌های

خرابی پیش‌رونده در سازه عبارت است از توزیع و گسترش خرابی موضعی که منجر به خرابی بخش بزرگی از سازه شود، به گونه‌یی که سیستم سازه‌یی توانایی تحمل بارهای جانبی و ثقلی را نداشته باشد. در این فرایند خرابی نهایی خیلی بیشتر از خرابی موضعی اولیه است.<sup>[۱]</sup>

تعداد بی‌شماری از بارهای غیرعادی وجود دارد که به‌طور بالقوه می‌توانند منجر به خرابی پیش‌رونده در ساختمان‌ها شوند، مانند: ضربه‌ی ناشی از برخورد هواپیما و وسائط نقلیه، آتش‌سوزی، اضافه بارهای تصادفی، خطاهای ساخت و طراحی، انفجار گاز و بمب، مصالح خطرناک و غیره.<sup>[۳]</sup>

بررسی مطالعات پیشین حاکی از آن است که بسیاری از مطالعات صورت گرفته در مبحث خرابی پیش‌رونده، ناشی از حذف ستون در اثر انفجار و یا برخورد وسایل نقلیه و یا هواپیماست.<sup>[۴-۱۸]</sup>

مطالعات کمتری در زمینه‌ی خرابی پیش‌رونده در اثر بار زلزله و پیچش صورت گرفته است. شبیه‌سازی عددی خرابی پیش‌رونده در دیوارهای برشی و قاب‌های بتن مسلح تحت بار زلزله با استفاده از مدل‌های دارای المان‌های پوسته‌یی چند لایه‌یی

\* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۲/۴/۱۶، اصلاحیه ۱۳۹۲/۸/۲۶، پذیرش ۱۳۹۲/۹/۶.

حذف شده دارد. پتانسیل خرابی پیش‌رونده در سازه‌های کج هنگامی که مکان ستون حذف شده در قسمت کج ساختمان باشد، افزایش می‌یابد. تشکیل مفاصل خمیری در دهانه‌های ستون‌های حذف شده و همچنین دهانه‌های مجاور نشان داده است که در سیستم سازه‌یی، دیگر المان‌ها نیز جهت مقاومت در برابر خرابی پیش‌رونده درگیر می‌شوند و هنگام حذف عضو سازه‌یی در تحمل بارهای موجود مشارکت می‌کنند. بنابراین پتانسیل خرابی پیش‌رونده در سازه‌های کج به دلیل همکاری و مشارکت دیگر المان‌های سیستم سازه‌یی خیلی بیشتر از نوع متقارن آن نیست.<sup>[۲۱]</sup>

در این بخش به بررسی موضوعاتی پرداخته شده است که محور اصلی آنها موضوع خرابی پیش‌رونده است. در مطالعات انجام شده تاکنون، مبحث خرابی پیش‌رونده بیشتر ناشی از حذف آبی ستون و یا تحت بارگذاری انفجار و ضربه مطالعه و بررسی شده است. منابع ۴ الی ۱۸ نیز دقیقاً مطالعاتی بوده‌اند که خرابی پیش‌رونده را ناشی از حذف ستون تحت بار انفجار و ضربه بررسی کرده‌اند (و نه بار زلزله). از آنجایی منابع مذکور به موضوع این نوشتار خیلی نزدیک نبوده‌اند، فقط به یک اشاره‌ی سطحی در این خصوص بسنده شده است. به عبارت دیگر، خرابی پیش‌رونده ناشی از بار زلزله کمتر مطالعه شده است. ضمن اینکه تاکنون هیچ مطالعه‌یی نیز در خصوص بررسی خرابی پیش‌رونده ناشی از اثر توأمان پیچش و بار زلزله انجام نشده است. در این نوشتار نیز سعی بر آن است که بیشتر مطالعاتی مطرح شوند که متغیر اصلی در آنها در مبحث خرابی پیش‌رونده، بررسی اثر بار زلزله و یا طراحی لرزه‌یی و یا اثر پیچش باشد. بنابراین ادبیات فنی ارائه شده در این نوشتار به بررسی اثر زلزله و یا پیچش در مبحث خرابی پیش‌رونده پرداخته است.

با وجود تعداد بی‌شمار رخداد شکست سازه‌ها ناشی از بار زلزله در گذشته، چگونگی گسترش و توزیع شکست در المان‌های سازه‌یی در ارزیابی سازه‌ها و طراحی لرزه‌یی به‌طور واضح بررسی نشده است. در این مطالعه گسترش خرابی و چگونگی توزیع شکست در ساختمان ناشی از بار زلزله با ادامه دادن تحلیل تاریخچه‌ی زمانی حتی تا هنگامی که چندین المان از سازه از حالت حدی شکست تجاوز کنند، مطالعه و بررسی شده است.

زلزله‌های گذشته نشان داده است که پیچش در پلان ساختمان‌های نامتقارن به‌طور معمول با تمرکز خرابی در یک طرف سازه‌ها همراه است. بنابراین انتظار می‌رود که پیچش در سازه‌های نامتقارن پتانسیل خرابی پیش‌رونده را افزایش دهد. در این مطالعه برای ارزیابی اثرات عدم تقارن در پتانسیل خرابی پیش‌رونده لرزه‌یی ساختمان‌های کوتاه مرتبه، ۴ سازه‌ی ۳ طبقه‌ی متقارن و نامتقارن بتن مسلح با قاب خمشی معمولی در نظر گرفته شده است. ابتدا یک سازه‌ی متقارن براساس آئین‌نامه‌ی (۲۰۰۵) ACI طراحی و سپس با در نظر گرفتن خروج از مرکزیت‌های جرمی به میزان ۰٫۰۵، ۰٫۱۵ و ۰٫۲۵ در همان مدل سازه‌یی متقارن، گونه‌ی نامتقارن مدل‌های ساختمانی لحاظ شده است. در نهایت این مدل‌ها تحت شتاب‌نگاشت‌های دو مؤلفه‌یی تحلیل، بررسی، و نتایج با یکدیگر مقایسه شده‌اند. منظور از مقایسه در این نوشتار، مقایسه‌ی نتایج در ساختمان‌های متقارن و نامتقارن با خروج از مرکزیت‌های جرمی مختلف ۵٪، ۱۵٪ و ۲۵٪ است. به عبارت دیگر، متغیر اصلی در این نوشتار که نتایج را تحت تأثیر قرار می‌دهد، میزان پیچش در پلان (خروج از مرکزیت جرمی) است، که در پلان ساختمان‌های ۳ طبقه تغییر کرده و نتایج را تغییر داده است. نوآوری‌های این مطالعه عبارت است از:

-- مدل‌سازی چگونگی پیشرفت و گسترش خرابی در المان‌های سازه‌یی، یکی پس از دیگری، در ساختمان‌های قاب خمشی بتن مسلح تحت بار زلزله برای نخستین بار.

تفاوت این مطالعه با دیگر مطالعات انجام شده در بارگذاری زلزله در این است که تاکنون در تحلیل‌های مرسوم لرزه‌یی ملاک خاتمه‌ی تحلیل‌ها و مطالعات، رسیدن اولین المان از سازه به مرحله‌ی خرابی و خسارت بوده است. در حالی که در این مطالعه، گسترش و چگونگی توزیع خرابی در دیگر المان‌های سازه‌یی نیز مطالعه و بررسی شده است.

-- بررسی تأثیر میزان نامتقارنی در پلان ساختمان‌ها (که در این مطالعه خروج از مرکزیت جرمی است)، در نحوه‌ی گسترش و پیشرفت خرابی در ساختمان‌های قاب خمشی.

-- توسعه‌ی روش‌های مدل‌سازی و تحلیل جهت بررسی موضوع تخریب پیش‌رونده‌ی لرزه‌یی.

-- تخمین میزان حاشیه‌ی ایمنی در سازه‌های متقارن و نامتقارن در برابر تخریب پیش‌رونده با مقایسه‌ی میزان و نحوه‌ی خرابی در سازه‌های متقارن و نامتقارن.

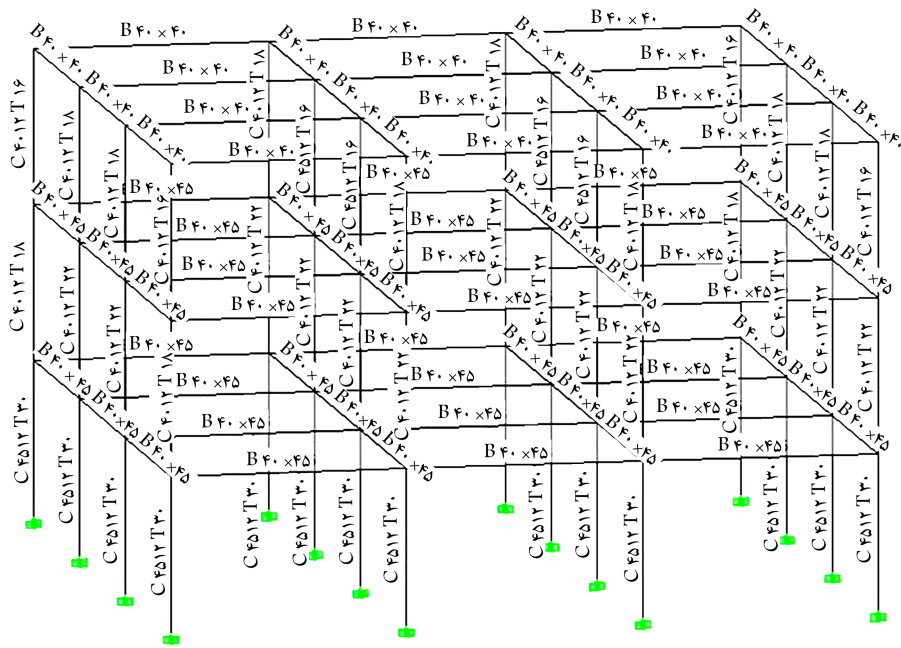
-- توسعه و یا پیشنهاد ضوابط جدید آئین‌نامه‌یی جهت محدود کردن خطر خرابی پیش‌رونده‌ی لرزه‌یی در ساختمان‌های قاب خمشی متقارن و نامتقارن به گونه‌یی که حاشیه‌ی ایمنی در سازه‌های نامتقارن در برابر خرابی پیش‌رونده به سازه‌های متقارن نزدیک شود.

-- تخمین رابطه‌ی میزان نامنظمی در پلان با تغییر پتانسیل خرابی پیش‌رونده.

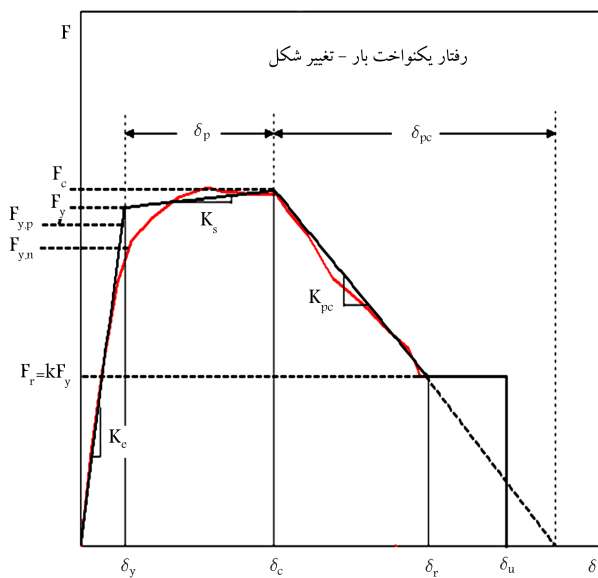
-- مقایسه‌ی آسیب‌پذیری تیپ‌های مختلف سازه‌های متقارن و نامتقارن و تعیین آسیب‌پذیرترین سازه‌ها.

## ۲. ساختمان مبنای مطالعه

مدل‌های انتخابی در این مطالعه ۴ سازه‌ی متقارن و نامتقارن سه‌بعدی ۳ طبقه‌ی ۳ دهانه‌ی قاب خمشی بتن مسلح معمولی با ارتفاع طبقات ۳٫۵ متر و طول دهانه‌ی تیرها ۵ متر است. مشخصات مدل‌های مورد مطالعه به نحوی انتخاب شده است که نتایج حاصل از این تحلیل‌ها برای طیف وسیعی از ساختمان‌های متداول قابل تعمیم باشند. روال کار بدین شرح است: ابتدا یک سازه‌ی متقارن براساس آئین‌نامه‌ی (۲۰۰۵) ACI طراحی شده است، تا نتایج این نوشتار تمامی ساختمان‌های مشابه را نه فقط در ایران بلکه در بیشتر نقاط جهان پوشش دهد و قابل کاربرد در دیگر کشورها نیز باشد. دلیل دیگر استفاده از این آئین‌نامه، قابلیت و توانمندی محدود نرم‌افزارهای طراحی موجود است. زیرا نرم‌افزارهای طراحی موجود (Etabs)، قابلیت طراحی آئین‌نامه‌ی بتن ایران را ندارند. ضمن اینکه مطالعات و پژوهش‌های منابع انجام شده تاکنون، که مبنای مطالعه، مقایسه و شاهد این مطالعه نیز هستند، جهت طراحی از آئین‌نامه‌ی ACI استفاده کرده‌اند.<sup>[۲۲]</sup> این مطالعه، ادامه‌ی مطالعات منابع مذکور است که در حالت دوبعدی انجام شده است. هدف اصلی این مطالعه نیز توسعه‌ی مطالعات دوبعدی صورت‌گرفته‌ی پیشین به حالت سه‌بعدی است. بنابراین فرضیات این مطالعه همان فرضیات منابع مذکور است. بار مرده و زنده‌ی طراحی به ترتیب ۵/۳ و ۱/۹۶ kN/m<sup>۲</sup> و ضریب برش پایه‌ی طرح ۰٫۲۱۵۹ در نظر گرفته شده است. سپس با توزیع نامتقارن جرم در جهت x در سقف‌های طبقات، ۳ سازه‌ی نامتقارن دیگر ایجاد شده است. بدین ترتیب که در یک سازه، خروج از مرکزیت جرمی یکسان ۵٪ و در ۲ سازه‌ی دیگر، خروج از مرکزیت جرمی یکسان ۱۵٪ و در نهایت ۲۵٪ به منظور بررسی حالت حدی نامنظمی، جهت مقایسه‌ی سازه‌ها ایجاد شده است. ضریب برش پایه براساس آئین‌نامه‌ی (۲۰۱۰) ASCE محاسبه



شکل ۱. نمایی از مدل‌های سازه‌یی.



$\delta_c$ : تغییر شکل نقطه‌ی بیشینه که برای بارگذاری یکنواخت متناظر با مقاومت بیشینه است.  
 $F_y$ : مقاومت تسلیم موثر با در نظر گرفتن سخت‌شدگی کرنشی میانگین.  
 $\delta_y$ : تغییر شکل تسلیم موثر.  
 $K_c$ : سختی کشسان موثر.  
 $F_r$ : ظرفیت مقاومت باقیمانده.  
 $\delta_r$ : تغییر شکل در مقاومت باقیمانده.  
 $\delta_u$ : ظرفیت تغییر شکل نهایی.  
 $\delta_p$ : ظرفیت تغییر شکل پس از نقطه‌ی بیشینه در بارگذاری یکنواخت.  
 $\delta_{pc}$ : ظرفیت تغییر شکل پس از نقطه‌ی بیشینه در بارگذاری یکنواخت.  
 $F_{yp}$ : مقاومت تسلیم موثر پیش‌بینی شده از خصوصیات تجربی مصالح.  
 $F_{yn}$ : مقاومت تسلیم موثر اسمی پیش‌بینی شده از خصوصیات اسمی مصالح.  
 $k = F_r / F_y$ : نسبت مقاومت باقیمانده.  
 $F_c$ : مقاومت نقطه‌ی بیشینه با در نظر گرفتن سخت‌شدگی کرنشی میانگین.

شکل ۲. منحنی مبنای اصلاح‌شده ایبارا - کراوینکلر [۲۹-۲۴]

شده است. ضریب برش پایه و دوره‌های تناوب ساختمان‌های متقارن و نامتقارن و دیگر مشخصات ساختمان در این نوشتار به این دلیل مطرح شده‌اند که خوانندگان با توجه به این داده‌ها، اطلاعات بیشتری درخصوص ساختمان مبنای مطالعه داشته باشند تا بتوانند از نتایج این نوشتار در دیگر ساختمان‌های مشابه استفاده کنند. این ضریب فقط جهت ارائه‌ی اطلاعات بیشتر درخصوص ساختمان مبنای مطالعه ارائه شده است. به دلیل سعی و تلاش جهت کنترل و مقایسه‌ی نتایج فرضیات مشابه با مطالعات انجام‌شده‌ی دوبعدی، از آیین‌نامه‌ی مذکور استفاده شده است. شایان ذکر است که در این ۴ مدل سازه‌یی، اثر میان‌قاب‌ها در نظر گرفته نشده است. بدین ترتیب می‌توان آسیب‌پذیری را برای تیپ‌های مختلف سازه‌های متقارن و نامتقارن بررسی و تعیین کرد که کدام تیپ از سازه‌های نامتقارن آسیب‌پذیرتر هستند. شکل ۱، نمای سه‌بعدی مدل‌های مورد مطالعه را نشان می‌دهد.

انتخاب مناسب منحنی رفتاری مفاصل، جهت مدل‌سازی مناسب شکست در خرابی پیش‌رونده بسیار مهم است. منحنی رفتاری پیشنهادشده و سفارش‌شده‌ی مناسب جهت مدل‌سازی شکست، چه در سازه‌های بتن مسلح و چه در سازه‌های فولادی، در مطالعات فنی صورت‌گرفته تاکنون، منحنی مبنای اصلاح‌شده‌ی ایبارا - کراوینکلر معرفی شده است. [۲۳-۲۵] به عبارت دیگر، برتری و نقطه‌ی قوت این منحنی رفتاری، طبق منابع مذکور این است که فقط با این منحنی رفتاری می‌توان شکست را در سازه‌های فولادی و بتن مسلح مدل کرد. با استفاده از این منحنی رفتاری، مدل‌سازی رفتارکرنش - نرم‌شدگی مرتبط با خردشدگی بتن، کماتش میلگرد و شکست بتن و گسیختگی پیوستگی امکان‌پذیر است. دلیل استفاده از مفاصل خمیری به جای المان‌های فایبری این است که مدل‌های با المان‌های فایبری نمی‌توانند کرنش - نرم‌شدگی مرتبط با کماتش میلگردها را شبیه‌سازی کنند. بنابراین قادر به شبیه‌سازی شکست خمشی قاب‌های بتن مسلح و مصالح فولادی نیستند. [۲۳-۲۵] لذا جهت مدل‌سازی و شبیه‌سازی مناسب شکست در سازه‌ها به گونه‌یی که توزیع مرحله به مرحله‌ی شکست امکان‌پذیر باشد، از منحنی رفتاری اصلاح‌شده‌ی ایبارا - کراوینکلر (۲۰۰۵) استفاده شده است. شکل ۲، منحنی رفتاری مبنای اصلاح‌شده‌ی ایبارا - کراوینکلر را نشان می‌دهد.

ادامه می‌یابد، تا هنگامی که آنالیز تاریخیچه‌ی زمانی به اتمام برسد و یا اینکه سازه ناپایدار شود. پس از این منظور از مفصل شکست یافته، مفصلی است که مقدار  $\theta$  آن بزرگ‌تر یا مساوی میزان  $\theta_u$  باشد که این امر متناظر با این مفهوم است که مقدار تحمل بار مفصل به صفر رسیده است. در مدل‌های سازه‌ی برای هر عضو تیر و ستون هر کدام دو مفصل در نظر گرفته شده است. نرم‌افزار استفاده شده در این مطالعه، نرم‌افزار (نسخه‌ی ۲.۲.۲) OPENSEES است. از مفاصل خمیری متمرکز طبق مدل اصلاح‌شده‌ی ایبارا - کراوینکلر استفاده شده است. میرایی در نظر گرفته شده میرایی رایلی است. در تحلیل تاریخیچه‌ی زمانی از روش نیومارک به‌عنوان روش غیرخطی حل معادلات استفاده شده و جهت پاسخ به معادلات غیرخطی نیز الگوریتم نیوتن در نظر گرفته شده است. گام زمانی لحاظ شده نیز ۰/۰۰۵ ثانیه است. روش اجزاء محدود در این مطالعه استفاده نشده است، زیرا با توجه به قابلیت نرم‌افزارهای موجود، روش اجزاء محدود و یا المان‌های فایبر جهت مدل‌سازی شکست، کاربردی و قابل استفاده نیستند. طبق منابع مذکور ارائه شده، روش اجزاء محدود و المان‌های فایبر قابلیت مدل‌سازی شکست را چه در سازه‌های بتن مسلح و چه در سازه‌های فولادی ندارند. نرم‌افزار پیشنهاد شده و سفارش شده جهت مدل‌سازی شکست نرم‌افزار OPENSEES و استفاده از مدل اصلاح‌شده‌ی ایبارا - کراوینکلر است. دلیل استفاده از مفاصل خمیری به جای المان‌های فایبری این است که مدل‌های با المان‌های فایبری نمی‌توانند کرنش - نرم‌شدگی مرتبط با کمانش میلگردها را شبیه‌سازی کنند. بنابراین قادر به شبیه‌سازی شکست خمشی قاب‌های بتن مسلح نیستند. [۲۳-۲۴، ۲۵، ۲۶]

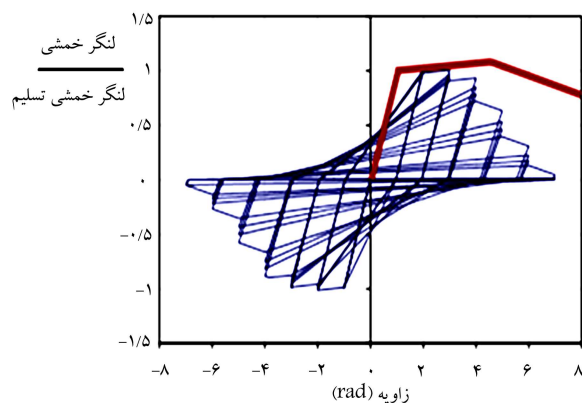
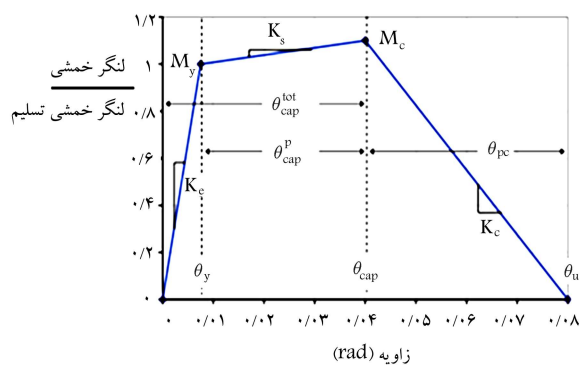
نرم‌افزار OPENSEES این قابلیت را دارد که طبق مدل اصلاح‌شده‌ی ایبارا - کراوینکلر المان را حذف و هر بار پس از حذف المان، در سازه‌ی باقیمانده سختی جدید را با هندسه‌ی جدید مجدداً محاسبه کند و تحلیل را ادامه دهد. محاسبه‌ی سختی سازه پس از حذف المان در سازه‌ی باقیمانده توسط نرم‌افزار OPENSEES انجام شده است. در قسمت دوم شکل ۳، رفتار هیستریزس مفاصل در تحلیل تاریخیچه‌ی زمانی نشان داده شده است.

هر کدام از سازه‌های متقارن و نامتقارن تحت شتاب‌نگاشت‌های دو مؤلفه‌ی پیشنهاد شده در دستورالعمل FEMA P۶۹۵ (جدول A-۴C نشان داده شده در جدول ۱)، آنالیز تاریخیچه‌ی زمانی غیرخطی شده‌اند. از آنجایی که هدف بررسی شکست در مدل‌های انتخابی است، شتاب‌نگاشت‌های مذکور جهت اعمال اثر شدید بار زلزله به سازه و شکست المان‌های تیر و ستون یکی پس از دیگری و در نتیجه افزایش احتمال شکست در کل سازه به شتاب‌های حدوداً بین ۱ g تا ۳ g هم‌پایه شده‌اند. بدین منظور از روش تحلیل‌های دینامیکی نموی (IDA) در این خصوص استفاده شده است. بدین ترتیب که میزان PGA شتاب‌نگاشت‌های مذکور مرحله به مرحله به گونه‌ی افزایش داده شده است که ضمن تشکیل مفاصل خمیری در المان‌های تیر و ستون، ساختمان‌ها نیز ناپایدار شوند. بررسی نتایج حاصل از تحلیل‌های دینامیکی نموی نشان داده است که تشکیل مفاصل خمیری و در نهایت ناپایداری ساختمان‌ها معمولاً در شتاب‌های بین ۱ g تا ۳ g ناشی از شتاب‌نگاشت‌های مختلف امکان‌پذیر می‌شود. لذا از روش تحلیل‌های دینامیکی نموی (IDA) در این مطالعه استفاده شده است. [۲۳]

بنابراین هر کدام از شتاب‌نگاشت‌ها بسته به اینکه در چه PGA مفاصل خمیری در سازه شکل گیرد و در نهایت منجر به ناپایداری سازه نیز شود، به شتابی بین ۱ g تا ۳ g هم‌پایه شده است. خاطر نشان می‌شود که همه‌ی شتاب‌نگاشت‌ها به یک مقدار ثابت مشخص هم‌پایه نشده‌اند. بنابراین برای هر رکورد یک PGA ملاک عمل قرار گرفته است، که ممکن است با PGA رکوردهای دیگر متفاوت باشد

پارامترهای مرتبط با منحنی رفتاری اصلاح‌شده‌ی ایبارا - کراوینکلر بسیار مفصل و حجیم هستند و ذکر آنها در این نوشتار امکان‌پذیر نیست. پارامترها، روابط و شرایط و محدودیت‌های مربوط در چندین منبع مختلف به‌طور کامل تشریح شده است. این روابط براساس مطالعات حاصل از چند صد آزمون آزمایشگاهی در المان‌های تیر و ستون بتن مسلح و فولادی به‌دست آمده است. [۲۶، ۲۳] از طرف دیگر، برآنیم تا در این نوشتار نتایج و یافته‌های جدید حاصل از این مطالعه مطرح شود.

مطابق شکل ۲، برای شبیه‌سازی شکست سازه‌ی پارامتر  $K_c$  باید صفر در نظر گرفته شود. همچنین براساس منحنی اصلاح‌شده‌ی نشان داده شده در شکل ۳، مقاومت صفر متناظر با مقدار  $\theta_u$  است. با صفر کردن  $K_c$  در تعریف منحنی رفتاری المان‌ها در مدل اصلاح‌شده‌ی ایبارا - کراوینکلر به این مفهوم خواهیم رسید که هر المان در حین بارگذاری جانبی پس از اینکه مقاومت‌اش صفر شد، ضمن هم‌گرا بودن محاسبات و ادامه‌ی تحلیل از سازه حذف می‌شود و تحلیل در سازه‌ی بدون المان مذکور و با سیستم سازه‌ی باقیمانده ادامه می‌یابد، تا سازه طبق شاخص خرابی تعریف شده، که در منحنی اصلاح‌شده‌ی ایبارا - کراوینکلر مقدار  $\theta_u$  برای هر عضو است، به شکست کامل برسد. زیرا طبق شکل منحنی رفتاری اصلاح‌شده‌ی ایبارا - کراوینکلر، مقدار تحمل بار در مفاصل متناظر با  $\theta_u$  صفر است و این بدین معنی است که به محض اینکه مقدار  $\theta$  در مفاصل به میزان  $\theta_u$  برسد، تحمل بار المان نیز صفر می‌شود و این به معنای حذف عضو در سازه است. به عبارت دیگر، هنگام تحلیل تاریخیچه‌ی زمانی هنگامی که اولین مفصل به مقدار  $\theta_u$  مربوطه‌اش رسید، به طور خودکار آن عضو از مدل سازه‌ی حذف می‌شود و تحلیل بدون وجود آن ادامه می‌یابد تا از اعضای باقیمانده‌ی تیر و ستون، دومین المان به مقدار  $\theta_u$  مربوطه‌اش برسد و از سازه حذف شود و تحلیل به همین ترتیب ضمن هم‌گرا بودن محاسبات



شکل ۳. رفتار یک‌نواخت و هیستریزس مفاصل تعریف‌شده‌ی ایبارا - کراوینکلر. [۲۳، ۲۴، ۳۰، ۳۴]

جدول ۱. خلاصه‌ی از داده‌های اطلاعاتی استفاده‌شده‌ی PEER NGA و پارامترهای ثبت‌شده‌ی شتاب‌نگاشت‌های حوزه‌ی دور استفاده‌شده در این مطالعه. [۲۳]

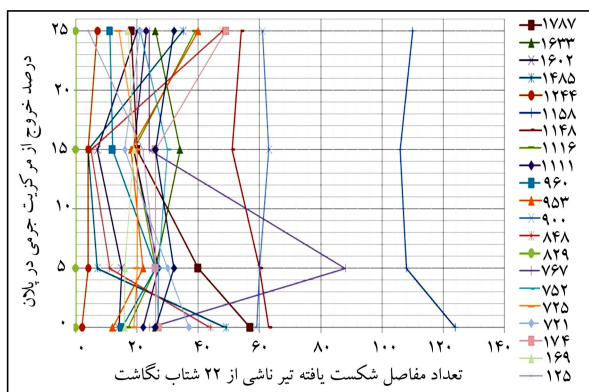
| شماره | نام شتاب‌نگاشت‌ها | کمترین بسامد (Hz) | اطلاعات شتاب‌نگاشت‌های PEER-NGA |           | حرکات ثبت‌شده |         |
|-------|-------------------|-------------------|---------------------------------|-----------|---------------|---------|
|       |                   |                   | مؤلفه‌های افقی و اسامی آنها     |           | PGA max       | PGV max |
|       |                   |                   | مؤلفه‌ی ۱                       | مؤلفه‌ی ۲ | (g)           | (cm/s)  |
| ۱     | ۹۵۳               | ۰٫۲۵              | NORTHR/MUL۰۰۹                   | ۰٫۵۲      | ۶۳            |         |
| ۲     | ۹۶۰               | ۰٫۱۳              | NORTHR/LOS۰۰۰                   | ۰٫۴۸      | ۴۵            |         |
| ۳     | ۱۶۰۲              | ۰٫۰۶              | DUZCE/BOL۰۰۰                    | ۰٫۸۲      | ۶۲            |         |
| ۴     | ۱۷۸۷              | ۰٫۰۴              | HECTOR/HEC۰۰۰                   | ۰٫۳۴      | ۴۲            |         |
| ۵     | ۱۶۹               | ۰٫۰۶              | IMPVALL/H-DLT۲۶۲                | ۰٫۳۵      | ۳۳            |         |
| ۶     | ۱۷۴               | ۰٫۲۵              | IMPVALL/H-E۱۱۱۴۰                | ۰٫۳۸      | ۴۲            |         |
| ۷     | ۱۱۱۱              | ۰٫۱۳              | KOBE/NIS۰۰۰                     | ۰٫۵۱      | ۳۷            |         |
| ۸     | ۱۱۱۶              | ۰٫۱۳              | KOBE/SHI۰۰۰                     | ۰٫۲۴      | ۳۸            |         |
| ۹     | ۱۱۵۸              | ۰٫۲۴              | KOCAELI/DZC۱۸۰                  | ۰٫۳۶      | ۵۹            |         |
| ۱۰    | ۱۱۴۸              | ۰٫۰۹              | KOCAELI/ARC۰۰۰                  | ۰٫۲۲      | ۴۰            |         |
| ۱۱    | ۹۰۰               | ۰٫۰۷              | LANDERS/YER۲۷۰                  | ۰٫۲۴      | ۵۲            |         |
| ۱۲    | ۸۴۸               | ۰٫۱۳              | LANDERS/CLW-LN                  | ۰٫۴۲      | ۴۲            |         |
| ۱۳    | ۷۵۲               | ۰٫۱۳              | LOMAP/CAP۰۰۰                    | ۰٫۵۳      | ۳۵            |         |
| ۱۴    | ۷۶۷               | ۰٫۱۳              | LOMAP/G۰۳۰۰۰                    | ۰٫۵۶      | ۴۵            |         |
| ۱۵    | ۱۶۳۳              | ۰٫۱۳              | MANJIL/ABBAR-L                  | ۰٫۵۱      | ۵۴            |         |
| ۱۶    | ۷۲۱               | ۰٫۱۳              | SUPERST/B-ICC۰۰۰                | ۰٫۳۶      | ۴۶            |         |
| ۱۷    | ۷۲۵               | ۰٫۲۵              | SUPERST/B-POE۲۷۰                | ۰٫۴۵      | ۳۶            |         |
| ۱۸    | ۸۲۹               | ۰٫۰۷              | CAPEMEND/RIO۲۷۰                 | ۰٫۵۵      | ۴۴            |         |
| ۱۹    | ۱۲۴۴              | ۰٫۰۵              | CHICHI/CHY۱۰۱-E                 | ۰٫۴۴      | ۱۱۵           |         |
| ۲۰    | ۱۴۸۵              | ۰٫۰۵              | CHICHI/TCU۰۴۵-E                 | ۰٫۵۱      | ۳۹            |         |
| ۲۱    | ۶۸                | ۰٫۲۵              | SFERN/PEL۰۹۰                    | ۰٫۲۱      | ۱۹            |         |
| ۲۲    | ۱۲۵               | ۰٫۱۳              | FRIULI/A-TMZ۰۰۰                 | ۰٫۳۵      | ۳۱            |         |

و روش (IDA) میزان این PGA را تعیین کرده است. نکته‌ی مهم این است که PGA هر کدام از این شتاب‌نگاشت‌ها در ساختمان‌های متقارن و نامتقارن با خروج از مرکزیت‌های مختلف ۵، ۱۵ و ۲۵ درصد ثابت و بدون تغییر است. به عبارت دیگر، ۲۲ شتاب‌نگاشت با ۲۲ PGA مختلف بین ۱ g تا ۳ g (از روش IDA) استفاده شده است، که PGA هر کدام از این ۲۲ شتاب‌نگاشت در تحلیل‌های تاریخی‌چهی زمانی انجام‌شده در ۴ ساختمان متقارن و نامتقارن مذکور، ثابت و بدون تغییر است. ضمناً به اطلاع می‌رساند که در منابعی که مبنای مقایسه این مطالعه هستند (منابعی که مطالعات دوبعدی نظیر مطالعه‌ی سه‌بعدی حاضر هستند). [۳۶، ۳۵، ۳۲، ۳۱، ۲۶، ۲۳] ضمن استفاده از شتاب‌نگاشت‌های حوزه‌ی دور، PGA بالای ۱ g در شتاب‌نگاشت‌های هم‌پایه‌شده نیز مشاهده می‌شود. در منابع مذکور PGA تا ۳ g نیز وجود دارد. ضمن اینکه تحلیل‌های دینامیکی نمودی (IDA) که روشی سفارش‌شده توسط دستورالعمل (۲۰۰۹) FEMA P۶۹۵ هستند، مقادیر PGA‌های هم‌پایه‌شده را تعیین کرده‌اند. این ۲۲ شتاب‌نگاشت، طبق دستورالعمل (۲۰۰۹) FEMA P۶۹۵ شتاب‌نگاشت‌هایی هستند که تحت مطالعات گوناگون در زمینه‌ی بررسی شکست قرار گرفته‌اند و توسط مطالعه‌ی حاضر جهت بررسی مطالعات شکست پیشنهاد شده‌اند. دستورالعمل (۲۰۰۹) FEMA P۶۹۵ دو سری شتاب‌نگاشت حوزه‌ی نزدیک و دور جهت مطالعات ارائه و اذعان کرده است که جهت بررسی شکست، استفاده از شتاب‌نگاشت‌های حوزه‌ی دور کافی است. زیرا شتاب‌نگاشت‌های حوزه‌ی دور کاربردی‌تر است و این واقعیتی است که هنوز مسائل مبهم و بی‌ساخت

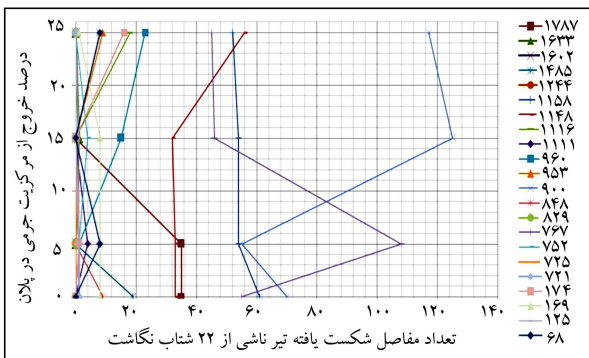
بسیاری در رابطه با آسیب‌گسل‌های حوزه‌ی نزدیک و اثرات حرکات زمین وجود دارد که نیاز به پژوهش‌های بیشتر در این زمینه دارند. وجود این ابهامات و مجهولات سبب شده است که دستورالعمل (۲۰۰۹) FEMA P۶۹۵ استفاده از شتاب‌نگاشت‌های حوزه‌ی نزدیک را فقط به‌عنوان اطلاعات تکمیلی و در صورت لزوم جهت بررسی موضوعات خاص و موضوعاتی که اثرات جهت‌پذیری گسل‌های حوزه‌ی نزدیک را بررسی می‌کند، پیشنهاد و بیان کرده است که جهت بررسی شکست، شتاب‌نگاشت‌های حوزه‌ی دور کفایت می‌کند و نیاز به بررسی شتاب‌نگاشت‌های حوزه‌ی نزدیک نیست. همچنین منابع مبنای مطالعات ما نیز که مبنای مقایسه و شاهد مطالعه‌ی ما هستند، نیز از شتاب‌نگاشت‌های حوزه‌ی دور استفاده کرده‌اند. [۲۳]

طبق دستورالعمل (۲۰۰۹) FEMA P۶۹۵ کمترین بسامد (یا بیشترین دوره‌ی تناوب) جهت بیان محتوای بسامدی در نظر گرفته‌شده با قابلیت اعتماد بیشتر لحاظ شده است. این موضوع و موارد دیگر جدول ۱ (جدول A-۴C در (۲۰۰۹) FEMA P۶۹۵) جهت بیان اطلاعات اجمالی درخصوص شتاب‌نگاشت‌ها ارائه شده است.

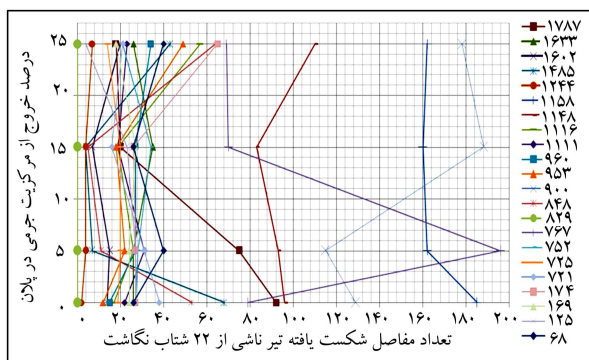
علت اینکه از مؤلفه‌ی قائم زلزله استفاده نشده، این است که دستورالعمل (۲۰۰۹) FEMA P۶۹۵ جهت بررسی شکست، شتاب‌نگاشت‌های ۲ مؤلفه‌یی (و نه ۳ مؤلفه‌یی) را پیشنهاد کرده است. دستورالعمل مذکور اثر مؤلفه‌ی قائم زلزله را سفارش نکرده و بیان کرده است که مؤلفه‌ی قائم زلزله، اهمیت اصلی و اولیه جهت



الف) تعداد مفاصل شکست یافته در تیرها؛



ب) تعداد مفاصل شکست یافته تیر ناشی از ۲۲ شتاب نگاشت



ج) کل مفاصل تیر و ستون.

شکل ۵. تعداد مفاصل شکست‌یافته تیر ناشی از ۲۲ شتاب‌نگاشت در مدل‌های سازه‌یی با خروج از مرکزیت جرمی ۰٪، ۵٪، ۱۵٪ و ۲۵٪.

جدول ۲. دوره‌ی تناوب اول ساختمان‌های مدل‌های سازه‌یی بر حسب ثانیه.

| خروج از مرکزیت‌های جرمی (%) | $T_5$ | $T_4$ | $T_3$ | $T_2$ | $T_1$ |
|-----------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| ۰                           | ۰٫۲۳۷ | ۰٫۲۴  | ۰٫۶۷۲ | ۰٫۷۷۹ | ۰٫۷۸۸ |
| ۵                           | ۰٫۲۳۸ | ۰٫۲۴۳ | ۰٫۶۵۴ | ۰٫۷۸۱ | ۰٫۷۸۵ |
| ۱۵                          | ۰٫۲۳۹ | ۰٫۲۶۱ | ۰٫۵۷۶ | ۰٫۷۸۲ | ۰٫۸۶۹ |
| ۲۵                          | ۰٫۲۳۹ | ۰٫۲۷۷ | ۰٫۴۷۹ | ۰٫۷۸۱ | ۰٫۹۰۹ |

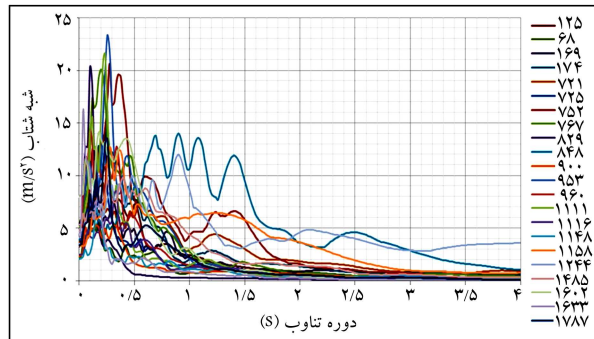
بررسی شکست در سازه‌ها ندارد و برای تحلیل دینامیکی غیرخطی، به وجود این مؤلفه نیاز نیست. ضمناً منابعی که مبنای مقایسه و شاهد مطالعه‌ی ما هستند، نیز اثر مؤلفه‌ی سوم زلزله را لحاظ نکرده‌اند. فرضیات لحاظ‌شده در این مطالعه نیز مشابه با فرضیات مطالعات منابعی است که قبلاً نیز به آن اشاره شده است.

شایان ذکر است که در مرحله‌ی طراحی، ترکیبات بارگذاری طبق آیین‌نامه‌ی ACI لحاظ شده‌اند. در مرحله‌ی تحلیل نیز بار ثقلی بر سازه‌ها و سپس زلزله‌های دو مؤلفه‌یی با PGA نظیرگام IDA مربوط اعمال شده‌اند و از ترکیبات بار دیگری نیز استفاده نشده است.

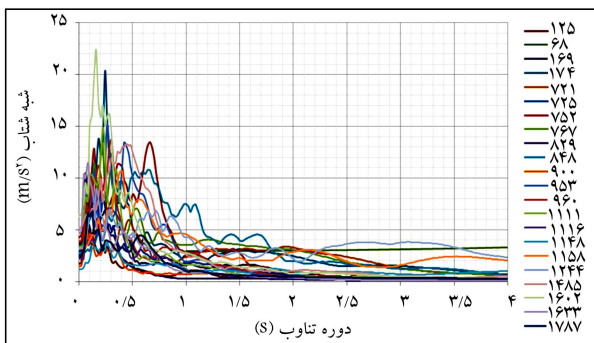
طیف پاسخ دو مؤلفه‌یی هر کدام از رکوردها در شکل ۴ نشان داده شده است. شکل ۵ تعداد مفاصل شکست‌یافته تیر و ستون ناشی از شتاب‌نگاشت را برای مدل‌های سازه‌یی با خروج از مرکزیت جرمی ۰٪، ۵٪، ۱۵٪ و ۲۵٪ نشان می‌دهند. تعداد مفاصل شکست‌یافته در تیرها و ستون‌ها به ترتیب و به صورت جداگانه در شکل‌های ۵الف و ۵ب و تعداد کل مفاصل شکست‌یافته تیر و ستون در شکل ۵ج نشان داده شده‌اند.

مطابق شکل ۵، تعداد مفاصل شکست‌یافته در رکوردهای ۱۱۵۸، ۱۱۴۸، ۱۷۶۷ و ۹۰۰ در خروج از مرکزیت‌های جرمی مختلف بیشتر از بقیه‌ی رکوردهاست. با مقایسه‌ی دوره‌تناوب‌های سازه در جدول ۲ و طیف پاسخ شتاب‌نگاشت‌ها در شکل ۴ مشخص می‌شود که علت این رخداد، هم‌بسامدی موجود در دوره‌تناوب‌های سازه و طیف‌های پاسخ است. با این حال در بقیه‌ی شتاب‌نگاشت‌ها افزایش در خروج از مرکزیت جرمی اگر چه تغییرشکل‌های خمیری را افزایش می‌دهد، ولی لزوماً منجر به شکست مفاصل نشده است.

جهت ایجاد رابطه بین تعداد مفاصل شکست‌یافته و افزایش در مقادیر خروج از مرکزیت‌های جرمی، برای هر رکورد زلزله تعداد مفاصل شکست‌یافته در ساختمان‌ها



الف) مؤلفه‌های Z؛



ب) مؤلفه‌های X.

شکل ۴. طیف شبه شتاب رکوردها.

۱۷۸۷ در خروج از مرکزیت‌های ۵، ۱۵ و ۲۵ درصد به ترتیب عبارت است از: ۹۲، ۷۵، ۲۰ و ۱۸. بنابراین با افزایش خروج از مرکزیت از ۰ به ۲۵ درصد، سه روند کاهشی بین اعداد وجود دارد:

$$۲۵\% \ ۱۵\% \ ۵\% \ ۰\% = \text{میزان خروج از مرکزیت}$$

$$۱۸ \ ۲۰ \ ۷۵ \ ۹۲ = \text{تعداد مفاصل شکست‌یافته}$$

سهم درصدی هر مرحله‌ی کاهشی نیز ۳۳/۳۳٪ است، که در مجموع ۱۰۰٪ روند کاهشی بین داده‌ها وجود دارد. بنابراین درصد افزایش در تعداد مفاصل شکست‌یافته با افزایش خروج از مرکزیت از هر میزان خروج از مرکزیت به میزان بعدی صفر درصد است، که در شکل ۶ قابل مشاهده است.

مثال (۲) با توجه به شکل ۵، تعداد مفاصل شکست‌یافته برای شتاب‌نگاشت ۱۱۱۶ در خروج از مرکزیت‌های ۵، ۱۵ و ۲۵ درصد به ترتیب عبارت است از: ۱۷، ۲۶، ۱۹ و ۵۷.

$$۲۵\% \ ۱۵\% \ ۵\% \ ۰\% = \text{میزان خروج از مرکزیت}$$

$$۱۷ \ ۲۶ \ ۱۹ \ ۵۷ = \text{تعداد مفاصل شکست‌یافته}$$

با توجه به تعداد مفاصل شکست‌یافته، دو روند افزایشی از صفر به ۵ درصد و همچنین از ۱۵ به ۲۵ درصد و یک روند کاهشی نیز از ۵ به ۱۵ درصد قابل مشاهده است. بنابراین ناشی از شتاب‌نگاشت مورد بررسی دو مرحله روند افزایشی که معادل ۶۶/۶۷٪ است، محاسبه شده است که در شکل ۶ نشان داده شده است. بدین معنی که تحت این شتاب‌نگاشت، درصد افزایش تعداد مفاصل شکست‌یافته با افزایش خروج از مرکزیت جرمی از صفر به ۲۵ درصد عبارت است از: ۶۶/۶۷٪ (یک ۳۳/۳۳٪ به دلیل روند افزایشی از صفر به ۵ درصد و یک ۳۳/۳۳٪ به دلیل روند افزایشی از ۱۵ به ۲۵ درصد). همین روال برای دیگر شتاب‌نگاشت‌ها نیز انجام و نتایج در شکل ۶ نشان داده شده است.

در آئین‌نامه‌های ساختمانی و دستورالعمل‌های موجود، جابجایی و جابجایی نسبی به‌عنوان معیار پذیرش معمول و مورد قبول هستند. در این بخش از نوشتار ارتباط بین جابجایی نسبی و تعداد مفاصل شکست‌یافته بررسی شده است. استخراج چنین رابطه‌ی بین جابجایی نسبی و تعداد مفاصل شکست‌یافته می‌تواند به طرز مؤثر و چشم‌گیری بررسی شکست یک‌طرفه را در ساختمان‌های با قاب خمشی ساده کند. برای مقایسه‌ی رفتار سازه‌ی ساختمانی متقارن و نامتقارن، جابجایی نسبی طبقات در لبه‌های مختلف ساختمان‌های با خروج از مرکزیت‌های جرمی متفاوت با یکدیگر مقایسه شده‌اند. لبه‌ی نزدیک‌تر و دورتر به مرکز جرم به ترتیب به‌عنوان لبه‌ی نرم و لبه‌ی سخت تعریف شده‌اند.

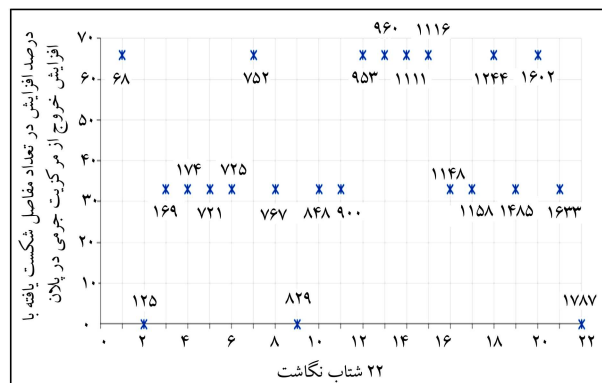
درصد افزایش در جابجایی نسبی طبقات در مراکز جرم و لبه‌های نرم و سخت با افزایش خروج از مرکزیت جرمی در پلان مدل‌های سازه‌ی در شکل ۷ به طور جداگانه و در شکل ۸ به صورت میانگین نشان داده شده‌اند.

برای محاسبه‌ی درصد افزایش جابجایی نسبی میانگین طبقات در مراکز جرم و لبه‌های نرم و سخت ناشی از خروج از مرکزیت جرمی در پلان بدین صورت عمل شده است: ابتدا جابجایی نسبی مراکز جرم در طبقات اول ساختمان‌های با خروج از مرکزیت‌های ۵، ۱۵ و ۲۵ درصد با یکدیگر مقایسه شده‌اند. نتیجه‌ی حاصله عبارت از درصد افزایش جابجایی نسبی در مراکز جرم طبقات اول ساختمان‌ها با افزایش خروج از مرکزیت جرمی است. همین فرایند برای طبقات

با خروج از مرکزیت‌های جرمی مختلف صفر، ۵، ۱۵ و ۲۵ درصد با یکدیگر مقایسه شده‌اند. سپس درصدهای افزایش در تعداد مفاصل شکست‌یافته در کل ساختمان‌ها محاسبه شده‌اند. شکل ۶، درصد افزایش در تعداد مفاصل شکست‌یافته با افزایش خروج از مرکزیت جرمی در پلان را نشان می‌دهد. نتایج نشان می‌دهد که تعداد مفاصل شکست‌یافته با به عبارت دیگر پتانسیل فروریزش پیش‌رونده با افزایش خروج از مرکزیت جرمی در پلان ساختمان‌ها افزایش می‌یابد.

در جدول ۳ تعداد مفاصل شکست‌یافته در تیر و ستون ارائه شده است. نحوه‌ی محاسبه‌ی ارقام موجود در شکل ۶ با ذکر دو نمونه بدین شرح است:

مثال (۱) با توجه به شکل ۵ و جدول ۳ تعداد مفاصل شکست‌یافته در شتاب‌نگاشت

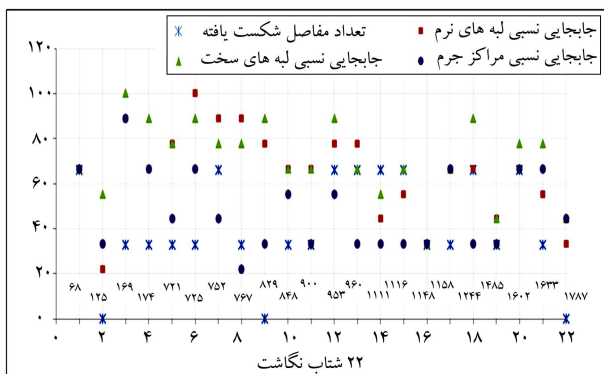


شکل ۶. درصد افزایش در تعداد مفاصل شکست‌یافته با افزایش خروج از مرکزیت جرمی در پلان.

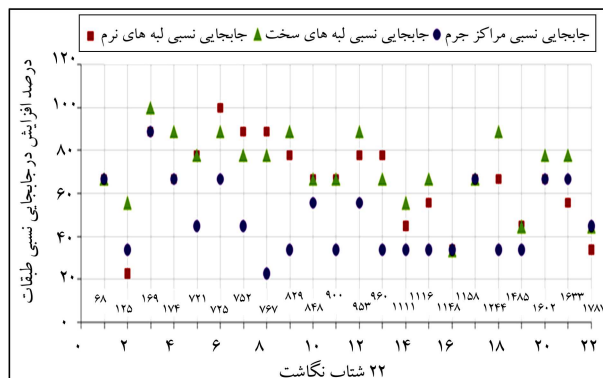
جدول ۳. تعداد مفاصل شکست‌یافته در تیر و ستون.

| نام رکورد | ۰٪  | ۵٪  | ۱۵٪ | ۲۵٪ |
|-----------|-----|-----|-----|-----|
| ۱۷۸۷      | ۹۲  | ۷۵  | ۲۰  | ۱۸  |
| ۱۶۳۳      | ۲۶  | ۲۶  | ۳۵  | ۲۶  |
| ۱۶۰۲      | ۱۴  | ۱۵  | ۷   | ۲۰  |
| ۱۴۸۵      | ۶۸  | ۷   | ۴   | ۴۳  |
| ۱۲۴۴      | ۲   | ۴   | ۴   | ۷   |
| ۱۱۵۸      | ۱۸۵ | ۱۶۲ | ۱۶۰ | ۱۶۲ |
| ۱۱۴۸      | ۹۶  | ۹۳  | ۸۳  | ۱۱۰ |
| ۱۱۱۶      | ۱۷  | ۲۶  | ۱۹  | ۵۷  |
| ۱۱۱۱      | ۲۲  | ۳۱  | ۱۹  | ۲۳  |
| ۹۶۰       | ۱۵  | ۲۷  | ۲۷  | ۳۴  |
| ۹۵۳       | ۱۲  | ۲۲  | ۱۸  | ۴۹  |
| ۹۰۰       | ۱۲۹ | ۱۱۵ | ۱۸۸ | ۱۷۸ |
| ۸۴۸       | ۵۳  | ۱۱  | ۵   | ۶۴  |
| ۷۶۷       | ۷۹  | ۱۹۶ | ۷۰  | ۶۹  |
| ۷۵۲       | ۲۷  | ۲۸  | ۳۴  | ۲۱  |
| ۷۲۵       | ۱۹  | ۲۰  | ۲۰  | ۱۴  |
| ۷۲۱       | ۳۸  | ۳۱  | ۱۶  | ۲۱  |
| ۱۷۴       | ۲۷  | ۲۷  | ۲۶  | ۶۵  |
| ۱۶۹       | ۲۴  | ۲۴  | ۲۷  | ۱۸  |
| ۱۲۵       | ۲۷  | ۲۷  | ۲۳  | ۴   |
| ۶۸        | ۲۶  | ۴۰  | ۲۶  | ۴۰  |

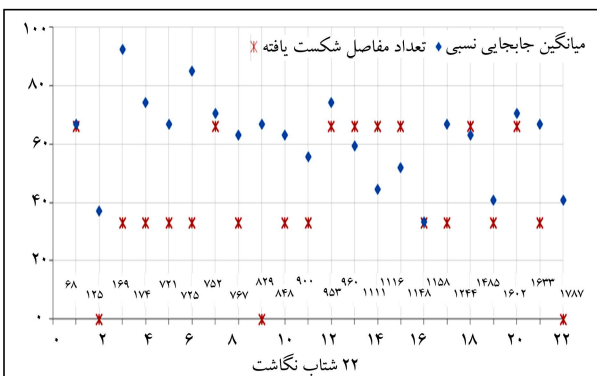




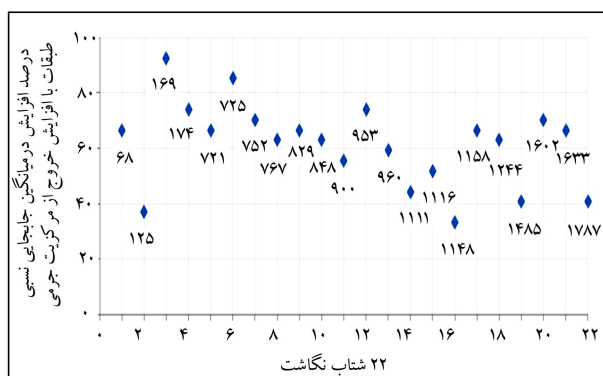
شکل ۷. درصد افزایش در جابجایی نسبی لبه های نرم و سخت با افزایش در خروج از مرکزیت جرمی در پلان.



شکل ۸. درصد افزایش در جابجایی نسبی طبقات در مراکز جرم و لبه های نرم و سخت با افزایش در خروج از مرکزیت جرمی.



شکل ۹. درصد افزایش تعداد مفاصل شکست یافته و جابجایی نسبی میانگین با افزایش خروج از مرکزیت در ساختمان ها.



شکل ۱۰. درصد افزایش در جابجایی نسبی طبقات در مراکز جرم و لبه های نرم و سخت با افزایش در خروج از مرکزیت جرمی.

با ترکیب دو شکل ۶ و ۸، شکل ۱۰ حاصل شده است، که مطابق آن با افزایش خروج از مرکزیت جرمی، درصد افزایش در تعداد مفاصل شکست یافته در کل ساختمان ها از درصد افزایش جابجایی نسبی میانگین در مراکز جرم، لبه های نرم و لبه ی سخت کمتر است.

در شکل های ۶ الی ۱۰، کلیه ی نتایج که شامل بررسی تعداد مفاصل شکست یافته و دریافت طبقات است در کلیه ی خروج از مرکزیت ها از ۰٪ به ۵٪ و از ۵٪ به ۱۵٪ و از ۱۵٪ به ۲۵٪ مقایسه شده است. به عبارت دیگر، اثر تغییرات در میزان خروج از مرکزیت جرمی از ۰٪ تا ۲۵٪ در شکل های مذکور مشاهده شده است.

از آنجایی که بررسی تعداد مفاصل شکست یافته در مقایسه با بررسی دریافت طبقات کار بسیار حجیم و وقت گیری است، هدف آن است که با آسان ترین و سریع ترین روش ممکن بتوان میزان آسیب را در بحث خرابی پیش رونده محک زد. یکی از نتایج این نوشتار نیز این است که به جای استفاده از روش وقت گیر و سخت بررسی تعداد مفاصل شکست یافته، از طریق بررسی جابجایی نسبی طبقات بتوان خرابی پیش رونده را در ساختمان های مشابه تخمین زد. از طرف دیگر می دانیم که در بسیاری از آئین نامه ها و دستورالعمل های موجود، جابجایی و جابجایی نسبی طبقات به عنوان معیار پذیرش معمول و مورد قبول هستند. در این نوشتار نیز ارتباط بین جابجایی نسبی و تعداد مفاصل شکست یافته بررسی شده است. استخراج چنین رابطه یی می تواند به طرز مؤثر و چشم گیری بررسی شکست را در ساختمان های مشابه ساده کند. شکل های ۶ الی ۱۰

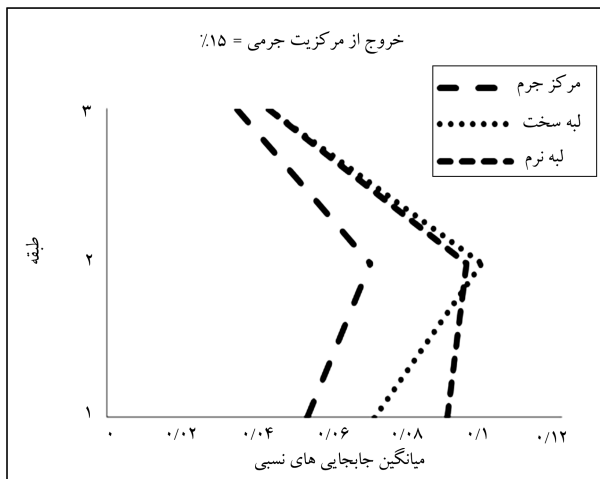
دوم و سوم تکرار شده است، سپس بین ۳ مقدار جابجایی نسبی در مراکز جرم طبقات ۱، ۲ و ۳، میانگین گرفته شده و بدین ترتیب درصد افزایش در جابجایی نسبی مراکز جرم با افزایش خروج از مرکزیت برای کلیه ی ساختمان ها محاسبه شده است.

همین فرایند برای دو لبه ی نرم و سخت نیز تکرار و در نتیجه درصد افزایش در جابجایی نسبی طبقات در لبه های نرم و سخت نیز به صورت جداگانه محاسبه می شود که در شکل ۷ نشان داده شده است. سپس با میانگین گیری بین ۳ مقدار درصد افزایشی مذکور در مراکز جرم، لبه های نرم و سخت، درصد افزایش در جابجایی نسبی طبقات در کل ساختمان ها ناشی از افزایش خروج از مرکزیت در پلان حاصل شده است (شکل ۸).

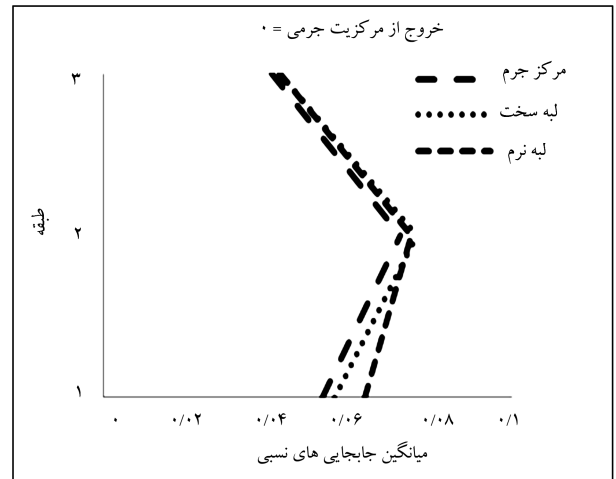
مطابق شکل ۷، با افزایش در مقادیر خروج از مرکزیت جرمی، درصد افزایش در جابجایی نسبی مراکز جرم کمتر از درصد افزایش در جابجایی نسبی دو لبه ی نرم و سخت است. همچنین رفتار جابجایی های نسبی در لبه ی سخت نسبتاً شبیه به رفتار لبه ی نرم است.

با ترکیب شکل های ۶ و ۷، شکل ۹ حاصل شده است. مطابق شکل ۹، با افزایش در خروج از مرکزیت، درصد افزایش در تعداد مفاصل شکست یافته در کل ساختمان شبیه به درصد افزایش جابجایی نسبی در مراکز جرم و در نتیجه کمتر از درصد افزایش جابجایی نسبی در دو لبه ی نرم و سخت است. به عبارت دیگر، گرایش مفاصل شکست یافته ی تیر و ستون شبیه به گرایش جابجایی نسبی در مراکز جرم ساختمان ها است.

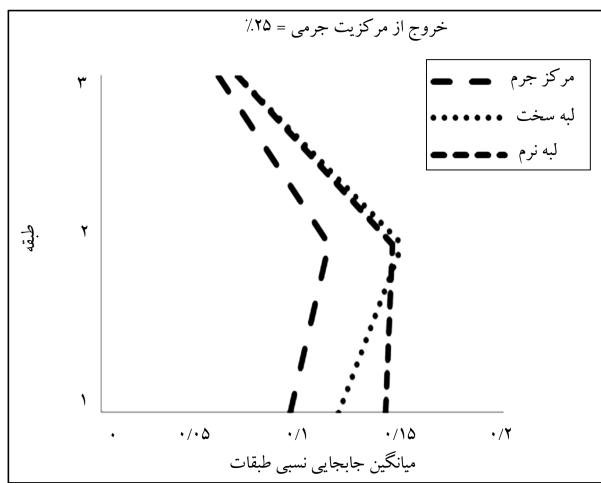




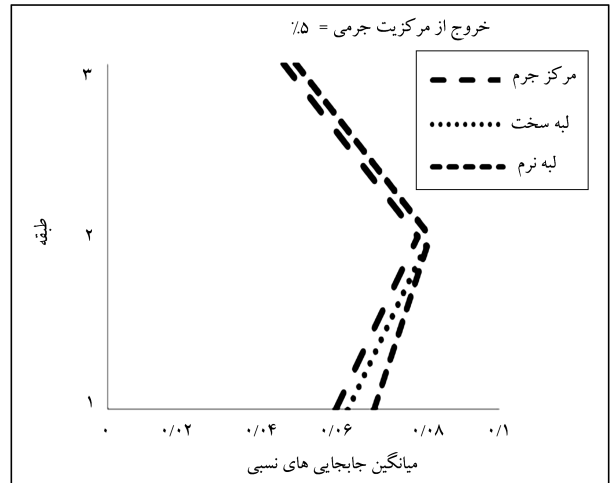
شکل ۱۳. میانگین بیشینه‌ی دررفت‌های طبقات در لبه‌های سخت و نرم و مراکز جرم در سازه‌ی ۳ طبقه‌ی نامتقارن با خروج از مرکزیت ۱۵٪ ناشی از ۲۲ شتاب‌نگاشت.



شکل ۱۱. میانگین بیشینه‌ی دررفت‌های طبقات در لبه‌های سخت و نرم و مراکز جرم در سازه‌ی متقارن ۳ طبقه‌ی ناشی از ۲۲ شتاب‌نگاشت.



شکل ۱۴. میانگین بیشینه‌ی دررفت‌های طبقات در لبه‌های سخت و نرم و مراکز جرم در سازه‌ی ۳ طبقه با خروج از مرکزیت ۲۵٪ ناشی از ۲۲ شتاب‌نگاشت.



شکل ۱۲. میانگین بیشینه‌ی دررفت‌های طبقات در لبه‌های سخت و نرم و مراکز جرم در سازه‌ی ۳ طبقه‌ی نامتقارن با خروج از مرکزیت ۵٪ ناشی از ۲۲ شتاب‌نگاشت.

رفتاری در مرکز جرم و لبه‌ی سخت در ۹۳٪ موارد برقرار است.

به گونه‌ی که می‌توان گفت به طور متوسط در سازه با خروج از مرکزیت ۵، ۱۵ و ۲۵ درصد به ترتیب مقادیر دررفت در لبه‌ی سخت حدوداً ۱۷۰۵۴، ۱۷۳۳ و ۱۷۲۴ برابر مقادیر دررفت در مرکز جرم است. همچنین نتایج نشان می‌دهد که در ۹۸٪ شتاب‌نگاشت‌ها، دررفت‌های رخ داده در مرکز جرم کمتر از دررفت‌های رخ داده در دو لبه‌ی نرم و سخت هستند. در ۹۴٪ رکوردها، دررفت بیشینه در لبه‌ی نرم در طبقه‌ی اول بزرگ‌تر و یا مساوی و در طبقه‌ی دوم کوچک‌تر و یا مساوی دررفت بیشینه در لبه‌ی سخت است. همچنین دررفت بیشینه در طبقه‌ی سوم در دو لبه‌ی نرم و سخت مساوی است.

دلیل تساوی دررفت بیشینه در دو لبه‌ی سخت و نرم طبقه‌ی سوم می‌تواند این باشد که با توجه به توزیع خرابی در بیشتر رکوردها خرابی از سقف طبقه‌ی سوم شروع و در همین سقف توزیع می‌شود و سپس در سقف‌ها و ستون‌های طبقات زیرین ادامه می‌یابد. به عبارت دیگر، آنالیز و بارگذاری زلزله همچنان و پس از خرابی سقف سوم نیز ادامه دارد. طبقه‌ی سوم چون در مراحل اولیه خراب شده است، در عمل مقاومت و سختی لازم برای تحمل بار زلزله را

جهت ساده‌سازی و یافتن ارتباط بین دررفت‌ها و تعداد مفاصل شکست‌یافته ارائه شده‌اند.

همان‌طور که قبلاً گفته شد، از آنجایی که در بسیاری از آئین‌نامه‌ها از جابجایی و جابجایی نسبی طبقات به‌عنوان معیار پذیرش استفاده شده است، در اینجا نیز برآنیم تا با مقایسه‌ی تغییرمکان نسبی طبقات در سازه‌های متقارن و نامتقارن در لبه‌های نرم و سخت و مراکز جرم به روابط مقبول و قابل استفاده دست یابیم تا بتوان از این روابط جهت پیش‌بینی رفتار سازه‌های مشابه استفاده کرد. پس از انجام آنالیز تاریخی‌ی زمانی، بیشینه‌ی دررفت‌های رخ داده در مرکز جرم، لبه‌های نرم و سخت سازه‌های متقارن و نامتقارن با خروج از مرکزیت‌های جرمی مختلف برای ۲۲ رکورد پیشنهاد شده در دستورالعمل FEMA P۶۹۵ مقایسه شده‌اند. شکل‌های ۱۱ الی ۱۴ میانگین بیشینه‌ی دررفت‌های رخ داده در لبه‌های نرم و سخت و مراکز جرم طبقات را در ۲۲ رکورد مذکور در سازه‌های با خروج از مرکزیت جرمی مختلف نشان می‌دهد.

مطابق شکل‌های ۱۱ الی ۱۴، رفتار سازه در لبه‌ی سخت مشابه با رفتار سازه در مرکز جرم است. با بررسی‌های به عمل آمده مشخص شده است که این تشابه

- با افزایش خروج از مرکزیت جرمی از ۰٪ تا ۲۵٪، خرابی پیش‌رونده به طور میانگین حدود ۴۱٪ افزایش یافته است.
  - در ۹۸٪ شتاب‌نگاشت‌ها، دررفت‌های رخ داده در مرکز جرم کمتر از دررفت‌های رخ داده در دو لبه‌ی نرم و سخت هستند.
  - در ۹۴٪ رکوردها، دررفت بیشینه در لبه‌ی نرم در طبقه‌ی اول بزرگ‌تر یا مساوی و در طبقه‌ی دوم کوچک‌تر یا مساوی دررفت بیشینه در لبه‌ی سخت است و همچنین دررفت بیشینه در طبقه‌ی سوم در دو لبه‌ی نرم و سخت مساوی است.
  - دررفت‌های سازه در لبه‌ی سخت رفتاری مشابه با مرکز جرم دارند. این تشابه رفتاری در مرکز جرم و لبه‌ی سخت در ۹۳٪ موارد برقرار است.
  - به طور متوسط در سازه با خروج از مرکزیت ۰، ۵، ۱۵ و ۲۵ درصد به ترتیب مقادیر دررفت در لبه‌ی سخت حدوداً ۱،۰۵، ۱،۰۵۴، ۱،۳۳ و ۱،۲۴ برابر مقادیر مرکز جرم است.
- ندارد و در نتیجه دررفت‌های بیشینه‌ی رخ داده در سقف سوم با هم مساوی می‌شوند.

### ۳. نتیجه‌گیری

- بررسی فروریژش پیش‌رونده در ساختمان‌های ۳ طبقه‌ی بتن مسلح با قاب خمشی معمولی متقارن در مقایسه با نوع نامتقارن آن نشان می‌دهد که رفتار ساختمان‌ها در خصوص تعداد مفاصل شکست‌یافته‌ی تیر و ستون شبیه به گرایش جابجایی نسبی طبقات در مراکز جرم است.
- با افزایش خروج از مرکزیت جرمی، افزایش جابجایی نسبی در لبه‌ی سخت نسبتاً شبیه به لبه‌ی نرم است که هر دو از افزایش جابجایی نسبی در مرکز جرم بیشتر هستند.

### منابع (References)

1. Ellingwood, B.R. "Mitigating risk from abnormal loads and progressive collapse", *Journal of Performance of Constructed Facilities, ASCE*, **20**(4), pp. 315-323 (2006).
2. Somes, N.F. "Abnormal loading on buildings and progressive collapse", Building Practices for Disaster Mitigation, National Bureau of Standards, NBS- BSS- 41, Washington, DC, pp. 427- 470 (1973).
3. Burnett, E.F.P. "Abnormal loading and building safety", SP-48, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI (1975a).
4. Gurley, C. "Progressive collapse and earthquake resistance", *Pract. Period. Struct. Des. Constr., ASCE*, **13**(1), pp. 19-23 (2012).
5. Helmy, H., Salem, H. and Mourad, S. "Progressive collapse assessment of framed reinforced concrete structures according to UFC guidelines for alternative path method", *Engineering Structures*, **42**, pp. 127-141 (2012).
6. Hayes Jr., J.R., Woodson, S.C., Pekelnicky, R.G., Poland, C.D., Corley, W.G. and Sozen, M. "Can strengthening for earthquake improve blast and progressive collapse resistance?", *Structural Engineering, ASCE*, **131**(8), pp. 1157-1177 (2012).
7. Kaewkulchai, G. and Williamson, E.B. "Beam element formulation and solution procedure for dynamic progressive collapse analysis", *Computers & Structures*, **82**(7-8), pp. 639-651 (2003).
8. Khandelwala, K., El-Tawila, S. and Sadekb, F. "Progressive collapse analysis of seismically designed steel braced frames", *Constructional Steel Research*, **65**(3), pp. 699-708 (2009).
9. Sasaki, M. and Kropelnicki, J. "Progressive collapse analysis of an RC structure", *Struct. Design Tall Spec. Build.*, **17**(4), pp. 757-771 (2008).
10. Talaat, M. and Mosalam, K.M. "Modeling progressive collapse in reinforced concrete buildings using direct element removal", *Earthquake Engng. Struct. Dyn.*, **38**(5), pp. 609-634 (2009).
11. Masoero, E., Wittel, F., Herrmann, H. and Chiaia, B. "Progressive collapse mechanisms of brittle and ductile framed structures", *J. Eng. Mech.*, **136**(8), pp. 987-995 (2010).
12. Khandelwal, K., El-Tawil, S., Kunnath, S. and Lew, H.S. "Macromodel-based simulation of progressive collapse: Steel frame structures", *Structural Engineering*, **134**(7), pp. 1070-1078 (2008).
13. El-Tawil, S., Khandelwal, K., Kunnath, S. and Lew, H.S. "Macro models for progressive collapse analysis of steel moment frame buildings", *Proc., Structures Congress*, Long Beach, CA (2007).
14. Sasaki, M. and Sagioglu, S. "Progressive collapse resistance of hotel San Diego", *J. Structural Engineering*, **134**(3), pp. 478-488 (2008).
15. Sasaki, M. and Sagioglu, S. "Progressive collapse of RC structures: A multihazard perspective", *Structural Journal*, **105**(1), pp. 96-103 (2008).
16. Sasaki, M., Bazan, M. and Sagioglu, S. "Experimental and analytical progressive collapse evaluation of an actual RC structure", *Structural Journal*, **104**(6), pp. 731-739 (2007).
17. Bazant, Z.P. and Verdure, M. "Mechanics of progressive collapse: Learning from world trade center and building demolitions", *Engineering Mechanics*, **133**(3), pp. 308-319 (2007).
18. Lew, H.S. "Best practices guidelines for mitigation of building progressive collapse", National Institute of

- Standards and Technology, Gaithersburg, Maryland, (2003).
19. Lu, X.Z., Lin, X., Ma, Y., Li, Y. and Ye, L. "Numerical simulation for the progressive collapse of concrete building due to earthquake", *Proc. the 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China (2008).
  20. Lu, X.Z., Li, Y., Ye, L.P., Ma, Y.F. and Liang, Y. "Study on the design methods to resist progressive collapse for building structures", *Proc., Tenth Int. Symp. On Structural Engineering for Young Experts* (2008).
  21. Alashker, Y., Li, H. and EL-Tawil, S. "Approximations in progressive collapse modeling", *J. Struct. Eng.*, **137**, pp. 914-924 (2011).
  22. Kim, J. and Hong, S. "Progressive collapse performance of irregular buildings", *Journal of the Structural Design of Tall and Special Buildings*, **20**(6), pp. 721-734 (2011).
  23. FEMA P695, *Quantification of Building Seismic Performance Factors*, Prepared by Applied Technology Council, www.ATCCouncil.org (2009).
  24. Ibarra, L.F., Medina, R.A. and Krawinkler, H. "Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration", *J. Earthquake Eng. and Struct. Dyn.*, **34**(12), pp. 1489-1511 (2005).
  25. Ibarra, L.F. and Krawinkler, H. "Global collapse of deteriorating MDOF systems", *Proc. 13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, B.C., Canada, 116 (1-6 August 2004).
  26. Lignos, D.G. "Sidesway collapse of deteriorating structural systems under seismic excitations", Ph.D. thesis, Stanford Univ. (2008).
  27. Lignos, D.G., Zareian, F. and Krawinkler, H. "Reliability of a 4-Story steel moment-resisting frame against collapse due to seismic excitations", *Structures Congress*, ASCE., pp. 1-10 (2008).
  28. Krawinkler, H., Zareian, F., Lignos, D.G. and Ibarra, L.F. "Prediction of collapse of structures under earthquake excitations", *COMPDYN 2009, ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, Greece (2009).
  29. Haselton, C.B., Liel, A.B. and Deierlein, G.G. "Simulating structural collapse due to earthquakes: Model idealization, model calibration and numerical solution algorithms", *COMPDYN2009, ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, Greece (2009).
  30. Ibarra, L.F. "Global collapse of frame structures under seismic excitations", Ph.D. thesis, Stanford Univ. (2005).
  31. Haselton, C.B. and Deierlein, G.G. "Assessment seismic collapse safety of modern reinforced concrete moment frame building", *The John A. Blume Earthquake Engineering Center*, Stanford University (2007).
  32. Haselton, C.B., Liel, A.B., Lange, S.T. and Deierlein, G.G. "Beam-column element model calibrated for predicting flexural response leading to global collapse of RC frame buildings", *PEER Report 2007/03*, Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering University of California, Berkeley (2007).
  33. Zareian, F., Lignos D.G. and Krawinkler, H. "Quantification of modeling uncertainties for collapse assessment of structural systems under seismic excitations", *COMPDYN 2009, ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, Greece (2009).
  34. Zareian, F. and Medina, R.A. "A practical method for proper modeling of structural damping in inelastic plane structural systems", *J. Computers and Structures, Elsevier*, **88**(1-2), pp. 45-53 (2010).
  35. Haselton, C.B., Liel, A.B. and Deierlein, G.G. "Simulating structural collapse due to earthquakes: Model idealization, model calibration, and numerical solution algorithms", *COMPDYN2009, ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, Greece (2008).
  36. Lignos, D. and Krawinkler, H. "Development and utilization of structural component databases for performance-based earthquake engineering", *J. Struct. Eng., Advances in Earthquake Engineering*, **139**(2), pp. 1382-1394 (2013).