

بررسی کمی تاب‌آوری لرزه‌یی در قاب‌های خمشی فولادی مجهز به میراگرهای لزج غیرخطی تحت زلزله‌ی ثانویه

محمدجواد حمیدیا* (استادیار)

رضا دلیلی‌بزدی (کارشناس ارشد)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، آب و محیط زیست، دانشگاه شهیدبهشتی

مهندسی عمران شریف، بهار ۱۴۰۱ (ص. ۵۱-۶۵)، پژوهشی
دوری ۲ - ۳۸، شماره ۱/۲، ص. ۵۱-۶۵ (پژوهشی)

حوادثی مانند زلزله سبب شده است مفهومی جدید در تحلیل سازه‌ها و پاسخ به حوادث شکل بگیرد. تاب‌آوری، توانایی یک سامانه برای حفظ سطح عملکرد مطلوب و بازگشت به‌نگام به خدمت‌دهی در رویارویی با خطرهایی است که در چرخه‌ی عمر سازه رخ می‌دهد. روند پژوهش، مبتنی بر تاب‌آوری و محاسبه‌ی پارامترهای آن از طریق پیشینه‌ی دریافت سازه بوده است. سه قاب خمشی فولادی توسط تحلیل تاریخی‌چپه‌ی زمانی غیرخطی تحت دو رکورد زلزله‌های اصلی و ثانویه، تحلیل شده‌اند. برای قاب‌های آسیب‌دیده، میراگرهای لزج با درصد‌های میرایی متفاوت تعبیه و شدت رکوردهای لرزه‌یی تا مرز فروریزش سازه‌ها افزایش داده شده و مشاهده شده است که وجود میراگر در سازه تحت زلزله‌ی ثانویه، به کاهش دریافت و جابه‌جایی در طبقات منجر می‌شود. نمودار تاب‌آوری قاب‌ها رسم و پارامترهای تاب‌آوری محاسبه شده‌اند. کاهش ضریب آلفا برای هر درصد میرایی، باعث افزایش ضریب استواری و نیز افزایش سطح زیر نمودار تاب‌آوری برای عملکرد نهایی قاب‌ها شده است. در مقایسه بین ضریب آلفا و درصد میرایی مشخص شده است که تأثیر درصد میرایی در کاهش دریافت، بیشتر از ضریب آلفای میراگر است. همچنین می‌توان گفت، سازه‌ی ۹ طبقه در برابر زلزله، تاب‌آوری کمتری از خود نشان داده و بهترین عملکرد تاب‌آورانه، برای سازه‌ی ۳ طبقه بوده است.

واژگان کلیدی: تاب‌آوری لرزه‌یی، قاب خمشی فولادی، میراگر لزج غیرخطی، دریافت پیشینه، کنترل سازه، تحلیل تاریخی‌چپه‌ی زمانی غیرخطی.

۱. مقدمه

تاب‌آوری لرزه‌یی یک سیستم، با استفاده از کاهش احتمال فروریزش در طول زلزله، کاهش نتایج ناشی از فروریزش و نیز با کاهش مدت زمان بازیابی می‌تواند به دست آید.^[۱] رویدادهای اخیر در دنیا به صورت مشخص بیان می‌کنند که تهدیدهای اشاره شده، همگی قابل جلوگیری نیستند و جوامع پیشرفته در تلاش هستند تا در برابر رویدادهای شدید ذکر شده، تاب‌آوری خود را افزایش دهند.^[۲] حمیدیا و همکاران (۲۰۱۵)،^[۳] با بررسی میراگرهای لزج غیرخطی نشان دادند که عملکرد سازه در برابر فروریزش به کمک میراگرهای غیرلزج بهبود داده می‌شود. ایمنی مطلق هرگز نمی‌تواند به دست آید و این نکته حائز اهمیت است که اگر المان و یا المان‌هایی از سازه دچار فروریزش شوند، چه اتفاقی رخ می‌دهد.

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۰/۰۶/۰۶، اصلاحیه ۱۴۰۰/۰۹/۱۷، پذیرش ۱۴۰۰/۰۹/۲۱

DOI:10.24200/J30.2021.58476.2981

m.hamidia@sbu.ac.ir
r.daliliyazdi@alumni.sbu.ac.ir

۱) آیا ممکن است گسیختگی المان در سیستم منجر به فروریزش کل سیستم یا قسمت مهمی از آن شود؟

۲) آیا ممکن است کارایی سیستم بعد از فروریزش محدود شود؟

۳) میزان قابل قبول و مجاز عملکرد در شرایط ایجاد شده چیست؟

برای پاسخ به سؤال‌های اخیر، لازم است که استواری سازه اندازه‌گیری و ارزیابی شود، که عبارت از توانایی سازه برای جلوگیری از فروریزش نامناسب تحت آسیب اولیه است. در کنار محدود ساختن خسارت در طی رویدادهای شدید، موضوع مهم این است که در نظر گرفته شود چگونه عملکرد محیط پیرامونی می‌تواند بعد از زلزله به طور مؤثری بهبود یابد.^[۴] برای کاهش آسیب‌ها، تمرکز بر روی فعالیت‌های پیشگیرانه‌ی قبل از وقوع زلزله انتقال یافته است. تاب‌آوری در لغت به معنای بازگشت و بازیابی از یک رویداد یا اتفاق ناگوار است.^[۲] برونو^[۵] و همکاران (۲۰۰۳)،^[۲] چهار نوع از تاب‌آوری را مشخص کردند که باید به طرز مناسب و کاملی اندازه‌گیری

شود، که عبارت‌اند از: تاب‌آوری‌های: تکنیکی، سازمانی، اجتماعی و اقتصادی. تاب‌آوری‌های تکنیکی و اقتصادی مربوط به سیستم‌های فیزیکی هستند، در حالی که تاب‌آوری‌های اجتماعی و سازمانی، به سیستم‌های غیر فیزیکی مرتبط هستند. پژوهشگران در گذشته و حال حاضر در موضوع تاب‌آوری، مطالعات ارزشمندی داشته‌اند، که از جمله‌ی آنها می‌توان به این موارد اشاره کرد:

برونو و ریهورن^۲ (۲۰۰۷)،^[۵] با اندازه‌گیری هر ۴ ویژگی تاب‌آوری، روشی را برای اندازه‌گیری تاب‌آوری بر اساس میزان تخریب مورد انتظار در زیرساخت‌ها ارائه دادند. گابریل و شرتل^۳ (۲۰۰۷)،^[۶] نیز رویکردی را برای اندازه‌گیری کمی تاب‌آوری یک شبکه با در نظر گرفتن درصد لینک‌ها و گره‌های آسیب‌دیده در مقابل درصد کارایی شبکه ارائه دادند. همچنین ایوب^۴ (۲۰۱۵)،^[۷] ویژگی‌های فیزیکی را با تقسیم‌بندی به ۳ دسته‌ی سطحی، فضایی و زمانی ارزیابی و محاسبه کرد و آنها را برای کمک به تعریف زمان بازیابی، توسعه داد.

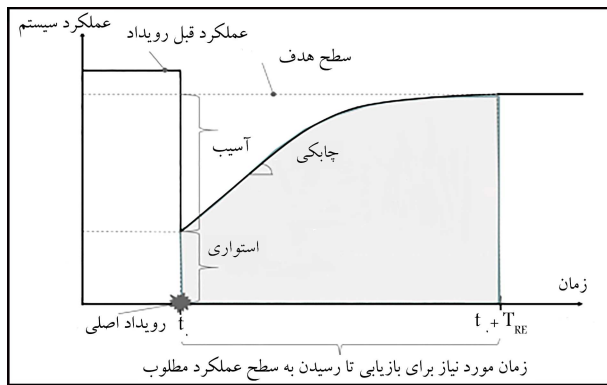
برخی از موضوعات خاص، در تاب‌آوری سازه‌های فولادی به این شرح است: لئون و گاتو^۵ (۲۰۱۶)،^[۸] تاب‌آوری و پایداری فولاد و سازه‌های کامپوزیتی را به طور بنیادی بررسی و به رابطه‌ی بین تاب‌آوری، دوام و ریسک در سازه‌های فولادی و کامپوزیتی اشاره کردند. ایشان ۵ سیستم با هدف ارتقاء تاب‌آوری سازه‌های موجود و نیز ۶ راه‌حل ایمنی تاب‌آوری برای سازه‌های جدید ارائه کردند. نوشتار مذکور به عنوان یکی از کارهای پیش‌تاز در استفاده‌ی دوگانه از فولاد و میلگرد آلیاژ حافظه‌دار شکلی (SMA)^۶ در اتصال‌های CFT‌ها در نظر گرفته شده است. دانگ^۷ و همکاران (۲۰۱۶)،^[۹] مطالعاتی بر روی عملکرد لرزه‌یی با مقیاس ۰/۶، برای سازه‌ی قاب فولادی ۳ طبقه با میراگر لزوج غیرخطی انجام دادند و در آن، روش شبیه‌سازی ترکیبی زمان لحظه‌یی (RTS)^۸، تحت زلزله‌های MCE و DBE اتخاذ شده است. RTS، یک روش شبیه‌سازی است، که در آن سازه‌ها به اجزای فیزیکی یا عددی تقسیم و سپس به زمان واقعی جفت می‌شوند. تحریک بر روی یک یا چند زیرساخت اعمال می‌شود و در نهایت پاسخ کل سازه تحلیل می‌شود. سازه‌های آزمایش شده، قاب خمشی یک دهانه با میراگر لزوج غیرخطی در هر طبقه بوده است. نتایج نشان می‌دهند که قاب‌های فولادی با میراگر با مقاومت کاهش‌یافته می‌توانند طراحی شوند. ماریا^۹ و همکاران (۲۰۱۶)،^[۱۰] نیز تاب‌آوری سیستم‌های مجهز به تیر خودمرکز^{۱۰} را بررسی کردند. سیستم تیر خودمرکز، یک عضو ساختاری نوآورانه با قابلیت ساخت در کارگاه است، که مکانیزم بازشو را در بدنه‌ی خود گنجانده است. سیستم تیر خودمرکز پیشنهادی می‌تواند الزام‌های مقاومت و سختی را در نظر بگیرد و استفاده از مصالح فولاد را بهینه سازد. طراحی ساختمان‌های تاب‌آور به صورت خاص نیازمند طراحی اجزای ساختمانی قابل جایگزینی است، که هدف آن فراهم ساختن یک محدوده‌ی ظرفیتی است، به طوری که قابل تعویض باشند و از سازه‌ی اولیه محافظت کنند. اتصال‌های اصطکاکی لغزشی، جداساز اصطکاکی، لینک‌های برشی قابل جایگزینی در قاب، نمونه‌هایی از ابزارهای ایجاد تاب‌آوری هستند.^[۱۱ و ۱۲]

برای غلبه بر آثار منفی یک فاجعه، ساختمان‌ها و زیرساخت‌ها و به طور کلی‌تر جوامع، باید رفتار تاب‌آورانه داشته باشند. به عنوان تجسمی از مفهوم تاب‌آوری، تاب‌آوری لرزه‌یی به توانایی یک سیستم برای کاهش شانس لرزش، جذب آن و بازیابی سریع سازه بعد از زلزله گفته می‌شود. تاب‌آوری سازه‌ها، رویکرد اولیه‌اش را از یک مفهوم عمومی‌تر و وسیع‌تر به دست آورده است و در ادامه، مسائل آن مهندسی و فرمول‌بندی شده‌اند. کمی‌سازی فیزیکی تاب‌آوری در زیرساخت‌ها، شامل احتمال تجاوز شتاب طبقه یا دررفت درون طبقه‌یی از یک حد مشخص است. برای این منظور از پاسخ‌های غیرخطی سازه استفاده می‌شود. این چهارچوب پیشنهادی، تابع احتمال

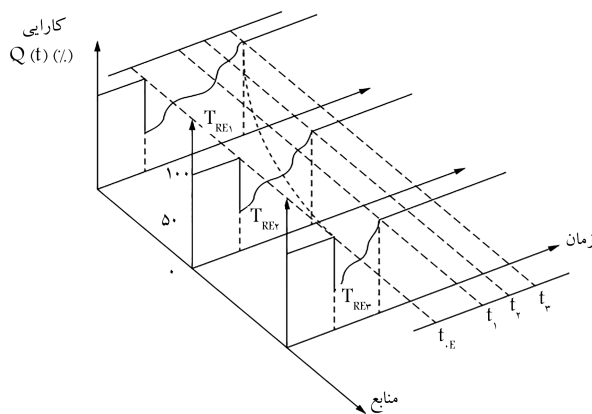
شکست و تاب‌آوری را به صورت یک رویکرد پیوسته به هم ارتباط می‌دهد.^[۱۳] زیرساخت‌های جامعه به طور کلی سرویس‌هایی را ارائه می‌دهند که جامعه توسط آنها می‌تواند درون خود، در بخش‌های مختلف تعامل برقرار کند. اختلال‌های ناشی از زلزله و دیگر بلاهای طبیعی باعث افت عملکرد در چنین زیرساخت‌هایی می‌شود. امروزه با میان آمدن مفهوم تاب‌آوری، توجه‌ها از صرف محافظت فیزیکی زیرساخت‌ها، به تاب‌آوری جلب شده است.^[۱۴] در چنین شرایطی، وضعیت عملکرد سازه برای ارزیابی تاب‌آوری آن حیاتی است. تاکنون نگرش مهندسان و طراحان نسبت به سازه به این صورت بوده است که سازه، پایداری خود را به تنهایی و بدون توجه و تعامل با دیگر اجزای جامعه حفظ کند، ولی امروزه رویکردی جدید نسبت به این موضوع وجود دارد و آن این است که هر عضوی از جامعه باید پایداری خود را در عین تعامل با دیگر اجزای جامعه حفظ کند. بنابراین در ادامه، با تعریف مشخصه‌یی به نام تاب‌آوری، جوامع مختلف با هم مقایسه شده‌اند. کمی‌سازی و ارزیابی تاب‌آوری وقایع، مبتنی بر تابع آنالیز بی‌بعد است، که خود وابسته به گوناگونی عملکرد در طی یک دوره‌ی زمانی مورد نظر است.^[۱۵ و ۱۶] این تکامل در طی زمان، مخصوصاً در محیط بازیابی، تاب‌آوری را از دیگر رویکردها که فقط به تخمین خسارت و آثار آنی آن می‌پردازند، تمیز می‌دهد. همچنین تاب‌آوری در مقیاس‌های بزرگ‌تر می‌تواند به صورت یک چهارچوب جامع برای اندازه‌گیری فجاجع در یک جامعه تا زمان رسیدن به حالت اولیه تعریف شود.^[۱۶]

علاقه به تاب‌آوری لرزه‌یی سازه‌ها منجر به توسعه‌ی ساختمان‌های هوشمندی شده است، که نه فقط الزام‌های ایمنی زندگی، مانند کدها و آیین‌نامه‌ها را رعایت می‌کنند، بلکه می‌توانند با آن سازگار شوند و بعد از رویداد زلزله، سریع خود را بازیابی کنند. هدف در تاب‌آوری، عبارت از طراحی، نگهداری و بازیابی سازه‌هاست.^[۱۷] همچنین لازم به ذکر است که پارامتر مؤثر و مهم دیگری که در تاب‌آوری سازه‌ها مطرح است، کاهش آثار اقتصادی بعد از وقوع یک رویداد است، لذا در چهارچوب طراحی بر اساس عملکرد در مهندسی زلزله، تخمین خسارت‌های سازه‌های آسیب‌دیده، جایگاه بر اهمیتی دارد و می‌توان آن را توسط نتایج استخراج شده از تحلیل لرزه‌یی احتمالاتی به دست آورد،^[۱۸ و ۱۹] که بر مبنای FEMA ۵۸ P استوار است.^[۲۰] رابطه‌ی مستقیمی بین خسارت‌های لرزه‌یی و حالت‌های حدی دررفت پسماند در سازه وجود دارد. حالت‌های حدی دررفت پسماند به صورت نسبت دررفت پسماند با مقادیر معادل ۰/۲، ۰/۵، ۱ و ۲ درصد تعریف می‌شوند. حد ۰/۲٪ دلالت بر خسارت ناچیز یا جزئی در ساختار دارد و نیاز به برخی الزام‌ها برای تنظیم و تعمیرات غیرسازه‌یی دارد. حد ۰/۵٪ نیاز به تنظیم و تعمیر مجدد سیستم سازه‌یی دارد؛ در حالی که حد ۱٪ نیاز به تغییر و تعمیر خیلی بیشتری دارد و ممکن است در بعضی اوقات تخریب آن به جای تعمیر، اقتصادی‌تر باشد. در انتها، حد ۲٪ بیان‌گر آن است که سازه در خطر فروریزش در زلزله‌های ثانویه قرار دارد.^[۱۷]

روش طراحی بر مبنای تاب‌آوری، روشی گسترده‌تر از روش طراحی مبتنی بر عملکرد است، که شامل عدم قطعیت (رویکردهای احتمالاتی) در زمانی است که سطح خاصی از اطمینان برای رسیدن به عملکرد مطلوب، مورد نظر باشد. در تعریف تاب‌آوری لرزه‌یی، اطلاعات در حیطه‌های تکنیکی و سازمانی، از لرزه‌شناسی گرفته تا مهندسی زلزله، علوم اجتماعی و اقتصاد، با یکدیگر ترکیب می‌شوند. روش طراحی بر مبنای عملکرد برای ساختمان‌های تنها به خوبی کار می‌کند. الزام استفاده از مفهوم طراحی بر مبنای تاب‌آوری، زمانی فراتر از طراحی بر مبنای عملکرد است که ساختمان‌ها و زیرساخت‌ها، کارایی خود را از دست می‌دهند و یک جامعه به صورت کل بررسی می‌شود.^[۲۱]



شکل ۱. ویژگی‌های اصلی تاب‌آوری در نمودار. [۲۱]



شکل ۲. ویژگی دسترسی به منابع در نمودار تاب‌آوری. [۲۴]

انتقال بار، با ایجاد مسیرهای چندگانه، که می‌تواند بارهای اضافی را در هنگام شکست تحمل کنند، اشاره می‌کند.

۴) **چابکی**^{۱۴}: عبارت از ظرفیت شناسایی اولویت‌ها و رسیدن به اهداف، در زمان مناسب است؛ تا خسارت‌های وارده کمتر و کارایی سازه بازگردانده شود و از اختلال آن جلوگیری به عمل آید.^[۱] در شکل‌های ۱ و ۲، پارامترهای مذکور مشاهده می‌شوند.

۱.۲. اندازه‌گیری کمی استواری

در یک مفهوم کلی، ضریب R، ضریب استواری سازه است رابطه‌ی ۱، که یکی از پارامترهای کمی تاب‌آوری است. همان‌گونه که در شکل ۱ مشاهده می‌شود، تعبیر فیزیکی آن بیانگر آسیب و میزان کاهش عملکرد بعد از رویداد است. با توجه به شکل ۱، هر چه R بیشتر باشد، میزان کاهش عملکرد و در نتیجه آسیب، کمتر می‌شود؛ که این یعنی سازه ضریب استواری بیشتری دارد S. نیز، تنوع ویژگی‌های یک سیستم است.^[۲]

$$R = \frac{1}{(1 + s)} \quad (۱)$$

روش‌های ارزیابی کمی استواری به صورت کلی، در ۵ رویکرد تقسیم‌بندی می‌شوند:

۱) **مدل‌های مبتنی بر ریسک**: در مدل مبتنی بر ریسک، تعریف استواری با ارزیابی ریسک مرتبط است. نتایج ارتباط با خسارت‌المان‌ها، به آسیب‌های مستقیم و غیرمستقیم تقسیم‌بندی می‌شود. نتایج مستقیم در ارتباط با آسیب

محصولی و نصرآزادنی (۲۰۲۰)،^[۲۲] یک چهارچوب احتمالاتی جدید برای ارزیابی کمی تاب‌آوری جوامع، متشکل از ساختمان‌ها و سیستم‌های زیربنایی مختلف و وابسته به یکدیگر را پیشنهاد کرده‌اند. برای این منظور، چهارچوب پیشنهادی به طور یک‌پارچه، مدل‌های خطر را در یک طرح نمونه‌گیری مونت‌کارلو ادغام می‌کند. در نوشتار مذکور، ریسک، شامل مدل‌هایی است که وضعیت اولیه پس از حادثه برای جامعه را از طریق: شبیه‌سازی احتمالاتی رویداد زلزله، پاسخ سازه، آسیب سازه‌ها و پیامدهای ناشی از وابستگی متقابل را ارزیابی می‌کند.

در ادبیات فنی تاب‌آوری، نگرش به ارزیابی عملکرد لرزه‌یی با استفاده از معیار دریافت و تحت دو زلزله‌ی اصلی و ثانویه، عنوان و مفهومی نوین است که در نوشتار حاضر بررسی شده است. روشی برای افزایش تاب‌آوری قاب‌های آسیب‌دیده با عنوان استفاده از میراگرهای لزج ارائه شده است. هدف، یافتن ارتباطی بین بیشینه دریافت سازه‌ها، شدت زلزله و درصد میرایی با نمودار تاب‌آوری و پارامترهای آن است. نوآوری نوشتار حاضر، در ارائه‌ی روش تحلیلی و کمی برای بررسی سازه‌ها تحت زلزله‌های اصلی و ثانویه و محاسبه‌ی پارامترهای تاب‌آوری است. با بررسی نتایج به دست آمده می‌توان گفت که روش ارائه شده برای مطالعه‌ی تاب‌آوری قاب‌ها، دارای عملکرد مناسب بوده و افزایش پارامترهای تاب‌آوری قاب‌ها را به دنبال داشته است.

۲. ویژگی‌های تاب‌آوری

تاب‌آوری به دو دسته‌ی نرم و سخت تقسیم می‌شود: تاب‌آوری سخت، عبارت از مقاومتی است که سازه مستقیماً تحت آن قرار می‌گیرد و تاب‌آوری نرم، توانایی سیستم در جذب و بازیابی است.^[۲۳] برای رسیدن به اهداف مورد نظر و تلاش برای بهبود عملکرد سیستم و افزایش تاب‌آوری و نیز کاهش هرگونه آسیب، برای هر سیستم تاب‌آور، ۴ ویژگی اصلی به این شرح تعریف شده است:^[۲۴]

۱) **استواری**^{۱۱}: استواری عبارت از توانایی المان و یا سیستم برای جلوگیری از فروریزش نامناسب تحت خسارت و آسیب اولیه است. در واقع، استواری، ظرفیت باقی‌مانده‌ی سیستم پس از وقوع خطر است.

۲) **دسترسی به منابع**^{۱۲}: این مفهوم عبارت از ظرفیت شناسایی خسارت‌ها و استقرار اولویت‌ها و منابع در زمانی است که شرایطی وجود دارد که باعث صدمه زدن به برخی از اجزاء سیستم می‌شود. مباحث نگهداری از سازه، در این دسته قرار می‌گیرند. در واقع افزایش منابع، سبب بالاتر رفتن چابکی می‌شود، که در نوشتار حاضر تعدد میراگرها باعث دسترسی بیشتر به منابع شده است. در شکل ۲، این ویژگی مشخص شده است، که در آن، T_{RE1} : زمان بازیابی برای نمودار اول؛ T_{RE2} : زمان بازیابی برای نمودار دوم؛ T_{RE3} : زمان بازیابی برای نمودار سوم و t_{OE} بیانگر زمان وقوع رویداد، برای هر ۳ نمودار است. همچنین t_1 زمان نهایی رسیدن به سطح عملکرد نهایی برای نمودار سوم؛ t_2 زمان نهایی رسیدن به سطح عملکرد نهایی برای نمودار دوم؛ t_3 زمان نهایی رسیدن به سطح عملکرد نهایی برای نمودار اول است.

۳) **افزونگی**^{۱۳}: بر مبنای حوزه‌ی مهندسی زلزله، افزونگی داشتن یک مسیر جایگزین در سازه است، که نیروهای جانبی می‌توانند به آن منتقل شوند و به سازه این اجازه را می‌دهد که پایدار باقی بماند. به بیان دیگر، توانایی منابع جایگزین را در روند بازیابی سیستم توصیف می‌کند. افزونگی، به توانایی چندمنظوره جهت

۳. تحلیل و مدل‌های سازه‌یی

در نوشتار حاضر، سه قاب خمشی فولادی دوبعدی مدل‌سازی شده‌اند. قاب‌های مذکور، در ابتدا تحت بارگذاری ثقلی و سپس تحت رکورد تاریخچه‌ی زمانی زلزله قرار گرفتند. برای ارزیابی و تحلیل سازه‌ها و نیز محاسبه‌ی بیشینه‌ی دررفت طبقات، به عنوان معیار عملکردی سازه‌ها در نوشتار حاضر، تحلیل تاریخچه‌ی زمانی توسط نرم‌افزار آپسیس^{۱۵}، انجام شده است. رکوردهای زلزله‌های اصلی و ثانویه به صورت مجزا تعریف و به سازه‌ها اعمال شده‌اند.

۱.۳. میراگرهای لزوج و روش تحلیل

برای کاهش جابه‌جایی‌ها و شتاب‌ها در طی زلزله، به خوبی مشخص شده است که میراگرهای لزوج به طور مؤثرگونه‌یی می‌توانند استفاده شوند. میراگرهای لزوج، ابزاری هستند که می‌توانند در سیستم‌های مهاربندی استفاده شوند و مقدار زیادی انرژی لرزه‌یی ورودی را جذب کنند. میراگرهای لزوج از یک سیلندر که مایع داخل آن از جنس سیلیکون است، به همراه یک پیستون تشکیل شده‌اند.^[۲۵] این میراگرها به عنوان سیستم کنترل غیرفعال سازه عمل می‌کنند و با به کارگیری آنها می‌توان علاوه بر بهبود عملکرد لرزه‌یی، میزان دررفت‌ها و تقاضای تغییرشکل غیرکشسان را بر روی سیستم مقاوم باربر جانبی کاهش داد. عملکرد میراگرهای لزوج به دو صورت خطی و غیرخطی است.^[۲۸-۲۶] مزیت میراگر لزوج غیرخطی به میراگر لزوج خطی در این است که می‌تواند با کاهش نیروهای میرایی در سرعت‌های بالا، از بارگذاری بیش از حد روی میراگرها و یا سیستم‌هایی که به آن متصل هستند، جلوگیری کند. میراگر، توسط جریان سیال سیلیکون در محل‌هایی در دو انتهای مختلف و از طریق روزنه‌هایی کوچک در آن فعال می‌شود. از طریق محدود ساختن سرعت، که با آن مایع درون می‌تواند حرکت کند، یک نیروی مقاوم وابسته به سرعت به دست می‌آید.^[۲۶] نیروی میراگر غیرخطی از رابطه‌ی ۷ به دست می‌آید.^[۲۹ و ۳]

$$F_D = C_{NL} \operatorname{sgn}(\dot{u}_D) |\dot{u}_D|^\alpha \quad (7)$$

که در آن، C_{NL} ثابت میرایی غیرخطی، \dot{u}_D سرعت نسبی دو انتهای میراگر، $\operatorname{sgn}()$ تابعی است که مقدار آن می‌تواند ۱ و -۱ باشد و α نیز مربوط به غیرخطی کردن میراگر لزوج است و به سرعت ارتباط دارد. $\alpha = 1$ مربوط به میراگر لزوج خطی است. لازم به ذکر است که هر چه مقدار عددی ضریب α کمتر باشد، فرایند غیرخطی شدن میراگر بیشتر می‌شود. W_D انرژی مستهلک شده توسط میراگر لزوج غیرخطی در هر سیکل و مساحت زیر نمودار نیرو - جابه‌جایی است، که مقدار آن از رابطه‌ی ۸ به دست می‌آید. همچنین در جدول ۱، مقادیر مختلف α ارائه شده است.^[۲۹ و ۳]

$$W_D = \lambda C_{NL} \Omega^\alpha u_s^{1+\alpha} \quad (8)$$

که در آن، λ ، نسبت میرایی بحرانی است و از رابطه‌ی ۹ به دست می‌آید. همچنین u_s جابه‌جایی اولیه m جرم سازه، ω بسامد طبیعی سازه و Ω بسامد تحریک ورودی هستند.^[۲۹ و ۳]

$$\lambda = \frac{\lambda}{\pi} \frac{1}{2m\omega} \frac{C_{NL}}{(\Omega u_s)^{1-\alpha}} \quad (9)$$

نسبت معادل میرایی لزوج مود اول سیستم چند درجه آزادی کشسان خطی، در

اولیه و یا فروریزش قسمتی از سازه است، در حالی که نتایج غیرمستقیم فراتر از آسیب‌های اولیه و مربوط به فروریزش پیش‌رونده است رابطه‌ی ۲:^[۴]

$$I_{ROB} = \frac{R_{Dir}}{R_{Dir} + R_{Ind}} \quad (2)$$

که در آن، I_{ROB} استواری بر مبنای ریسک، R_{Dir} ریسک مستقیم R_{Ind} ، ریسک غیرمستقیم هستند.

۲) مدل‌های مبتنی بر قابلیت اعتماد: مدل‌های مبتنی بر قابلیت اعتماد، بر روی افزونگی سیستم سازه‌یی، تمرکز دارند رابطه‌ی ۳:^[۴]

$$\beta_R = \frac{\beta_{intact}}{\beta_{intact} - \beta_{damaged}} \quad (3)$$

که در آن، β_{intact} عبارت است از شاخص اعتمادپذیری سازه‌ی سالم و $\beta_{damaged}$ شاخص اعتمادپذیری سازه‌ی آسیب‌دیده هستند. بیشتر بودن مقدار β ، بیان‌گر بالاتر بودن استواری است.^[۴]

۳) مدل‌های مبتنی بر سختی استاتیکی: مدل مبتنی بر سختی استاتیکی با درمیان ماتریس سختی و نسبت بین درمیان سازه‌های سالم و آسیب‌دیده ارتباط دارد و ضریبی با عنوان ضریب اهمیت I تعریف می‌شود، که نسبت بین درمیان نرمال شده است رابطه‌ی ۴:^[۴]

$$I = \frac{|K_n|}{|K_n^*|} \quad (4)$$

که در آن، $|K_n|$ ، درمیان نرمال شده‌ی سازه‌ی سالم و $|K_n^*|$ ، درمیان نرمال شده‌ی سازه‌ی آسیب‌دیده است.^[۴]

۴) مدل‌های مبتنی بر انرژی: در مدل‌های مبتنی بر انرژی، اصل جذب انرژی و تعادل برای ارزیابی استواری، استفاده می‌شود و در آنها، بحرانی‌ترین نتایج با کمترین میزان انرژی مورد نیاز است.^[۴]

۵) مدل‌های مبتنی بر خسارت‌های تجمعی: مدل‌های خسارت تجمعی، مبتنی بر اندازه‌گیری کمی آسیب پیش‌رونده هستند. شاخص مبتنی بر اندازه‌گیری خسارت تجمعی مطابق رابطه‌ی ۵ بیان می‌شود، به طوری که در آن، P بیشترین آسیب نهایی ناشی از آسیب اولیه و P_{Lim} خسارت نهایی قابل قبول است. رابطه‌ی مذکور اساساً بر روی خرابی پیش‌رونده متمرکز است.^[۴]

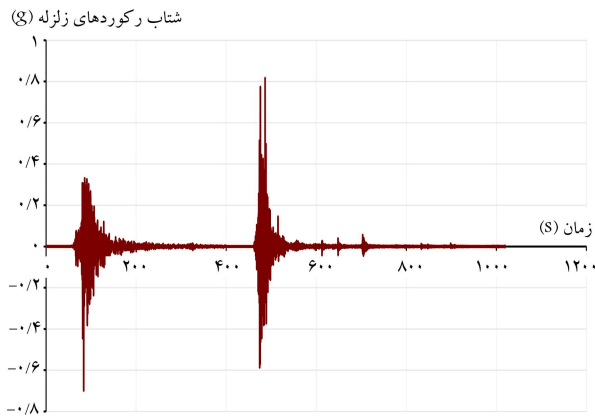
$$R_d = 1 - \frac{P}{P_{Lim}} \quad (5)$$

لازم به ذکر است که اگر $P > P_{Lim}$ شود، معادله منفی و شرایط ناایمن در نظر گرفته می‌شود.

۲.۲. اندازه‌گیری کمی تاب‌آوری

تاب‌آوری سیستم، ماندگاری کارایی و عملکرد آن تحت عدم قطعیت‌ها در مواجهه با خطر است. تاب‌آوری به صورت رابطه‌ی ۶ تعریف می‌شود، که در واقع بیان‌گر سطح زیر نمودار تاب‌آوری است:^[۷] که در آن، $Q(t_0)$ ، عملکرد اولیه‌ی سازه و $Q(t_1)$ ، عملکرد سازه، پس از بهبود عملکرد هستند.

$$R = \frac{\int_{t_0}^{t_1} [Q(t)] dt}{\sqrt{100} (t_1 - t_0)} \quad (6)$$



شکل ۳. رکوردهای اعمالی به سازه‌ها.

طبقات تحت زلزله‌ی ثانویه نسبت به حالت بدون میراگر متفاوت هستند. همچنین می‌توان گفت که به طور کلی، افزایش مقدار شدت زلزله مطابق انتظار باعث افزایش درصد دررفت در طبقات می‌شود.

۲.۳. تحریک ورودی سازه‌ها

رکورد شتاب‌نگاشت اصلی، زلزله‌ی رخ داده در ایستگاه فرمانداری سرپل‌ذهاب است، که در فاصله‌ی ۳۹ کیلومتری از مرکز زمین‌لرزه به ثبت رسیده و در تاریخ ۱۳۹۶/۰۸/۲۱ اتفاق افتاده و منشأ آن، یک گسل معکوس از نوع رانده با حرکات فشاری بوده است. بیشینه‌ی شتاب رکورد اخیر، ۶۸۴ سانتی‌متر بر مجذور ثانیه بوده است. مشخصات بزرگای زلزله‌ی اصلی به این شرح بوده است: بزرگی رکورد: ۷/۳ در مقیاس ریشر؛ دوره‌ی تناوب رکورد: ۰/۲ ثانیه و مدت زمان کل رکورد: ۱۰۰ ثانیه بوده است. در نوشتار حاضر منظور از زلزله‌ی ثانویه، یک رکورد مستقل با مشخصات ساخت‌گاهی نسبتاً مشابه با زلزله‌ی اصلی و همچنین در جهت تضعیف سازی آسیب‌دیده است و فقط تأخر آن را نسبت به زلزله‌ی اصلی نشان می‌دهد. به منظور افزایش تاب‌آوری قاب‌های آسیب‌دیده، پس از آن‌که زلزله‌ی اصلی به وقوع پیوست و سازه دچار آسیب‌دیدگی و اصطلاحاً دچار مفاصل خمیری شد، بزرگ‌ترین زلزله‌ی رخ داده بعد از تاریخ وقوع زلزله‌ی اصلی، به عنوان زلزله‌ی ثانویه در نظر گرفته شده است. این رکورد با بزرگای ۶ ریشر در تاریخ ۱۳۹۷/۰۶/۰۳ در ساعت ۲۲:۱۳:۲۵ در بخش مرکزی شهرستان ثلاث باباجانی روی داده است. رکورد اخیر دارای شتاب بیشینه‌ی نزدیک به ۷۹۹ سانتی‌متر بر مجذور ثانیه بوده است.^[۳۰] در شکل ۳، رکوردهای اعمال شده مشاهده می‌شود.

۳.۳. مشخصات مدل‌های سازه‌ی

در نوشتار حاضر، سه قاب خمشی فولادی که توسط پروژه‌ی فولادی سک ۱۶ طراحی و ارزیابی شده‌اند، استفاده شده است. مقاطع سازه‌ی، الزامات لرزه‌ی را که بعد از زلزله‌ی نورتریج توسعه یافته شده‌اند، ارضا می‌کنند. سازه‌های اخیر همچنین به عنوان پنج‌مارک برای مطالعات سک عمل می‌کنند و تمام جزئیات مربوط به آنها در برخی نوشتارها،^{[۳۱] [۳۲]} موجود است. در شکل ۴، هندسه و ابعاد قاب‌ها و نیز محل تعبیه‌ی میراگرها در سازه‌ها مشاهده می‌شود. در جدول ۲، فهرست مقاطع تیر و ستون‌ها و نیز جرم لرزه‌ی طبقات ارائه شده است.^[۳۱] در یک سازه‌ی سه‌بعدی، فقط یک قاب وجود ندارد، بلکه مجموعه‌ی از قاب‌ها موجود است. لذا برای لحاظ کردن آثار قاب‌های دیگر و نیز آثار ستون‌های داخلی

جدول ۱. مقادیر α در برابر λ .

λ	α
۳/۱۴	۱
۳/۲۰	۰/۹
۳/۲۷	۰/۸
۳/۳۴	۰/۷
۳/۴۲	۰/۶
۳/۵۰	۰/۵
۳/۵۸	۰/۴
۳/۶۷	۰/۳
۳/۷۷	۰/۲
۳/۸۸	۰/۱

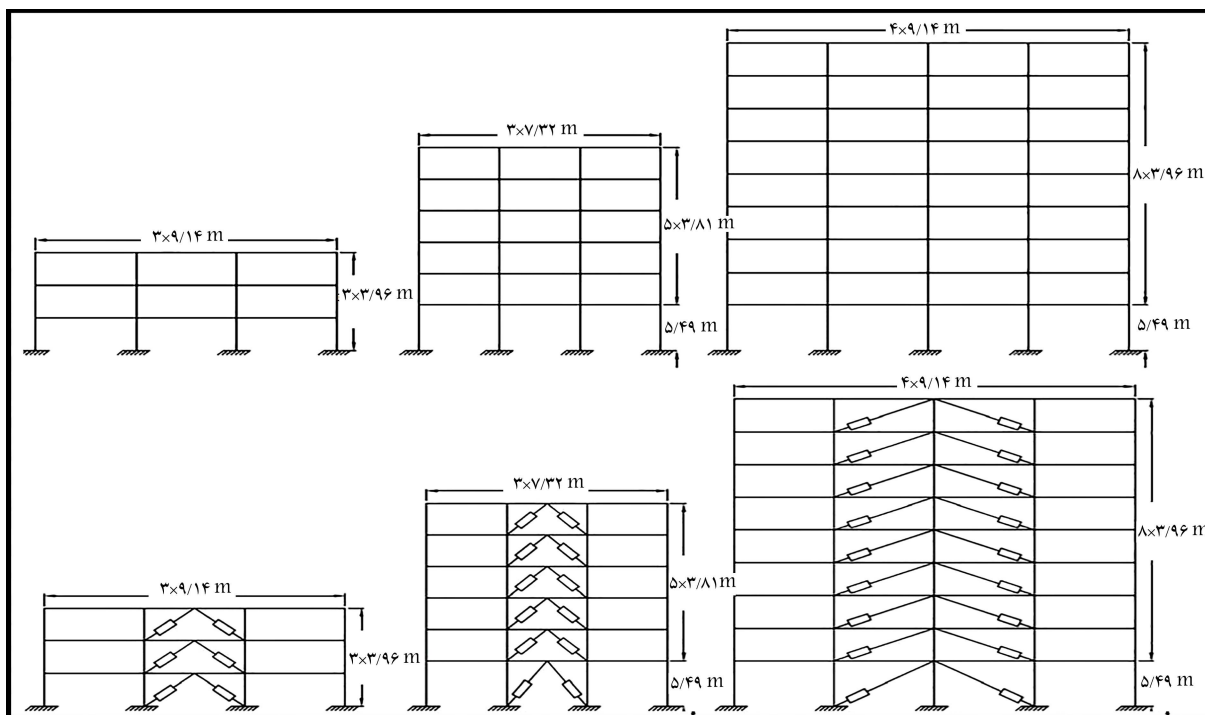
ارتباط با میراگر لزوج غیرخطی مطابق رابطه‌ی ۱۰ تخمین زده می‌شود:^[۲۹]

$$\xi_1 = \frac{\sum_{j=1}^{N_d} (2\pi)^{\alpha_j} T_{el}^{1-\alpha_j} \lambda_j C_j f_j^{1+\alpha_j} D_{roof}^{\alpha_j-1} (\phi_{1j} - \phi_{1(j-1)})^{1+\alpha_j}}{\lambda \pi^2 \sum_{j=1}^{N_F} m_j \phi_j^2} \quad (10)$$

که در آن، D_{roof} دامنه‌ی جابه‌جایی طبقه، T_{el} دوره‌ی تناوب اساسی کشسان نامیرا، ϕ_1 اولین شکل مودی نامیرا، C_j مجموع تمام ثابت‌های میرایی برای میراگرهای لزوج (خطی و غیرخطی) در طبقه‌ی j ام و f_j ضریب بزرگ‌نمایی جابه‌جایی است، که به چیدمان هندسی میراگرها در طبقه‌ی j ام وابسته است. همچنین ϕ_1 اولین شکل مودی در طبقه‌ی j ام، N_F شماره‌ی طبقات، N_d شماره‌ی میراگرها و m_j جرم متمرکز طبقه‌ی j ام است.^[۲۹] از نظر فیزیکی ضریب آلفا در میراگر در یک ضریب میرایی مشخص، فرایند غیرخطی شدن تحلیل را افزایش می‌دهد و باعث افزایش نسبت میرایی می‌شود.

درصدهای میرایی مختلف برای میراگرهای لزوج و همچنین ضرایب آلفای متفاوت میراگرها، در تحلیل ثانویه برای سازه‌های آسیب‌دیده استفاده می‌شوند. شدت شتاب‌نگاشت‌های زلزله‌های اصلی و ثانویه، با استفاده از ضریب افزایش زلزله، به یک میزان از عدد معینی شروع و تا مقدار مشخصی، یعنی تا مرحله‌ی که سازه‌ها دچار فروریزش شوند و عملاً توان مقاومت نداشته باشند، افزایش می‌یابد. ضریب مذکور برای قاب‌ها با توجه به تعداد طبقات و مقاطع آنها متفاوت است و ابتدا در هر کدام از آنها، بیشینه‌ی دررفت طبقات تحت زلزله‌های اصلی و ثانویه برای حالت بدون میراگر محاسبه می‌شود. لازم به ذکر است که دررفت‌های ثانویه به علت آسیب‌دیدگی سازه تحت زلزله‌ی اصلی و نیز بیشتر بودن شتاب زلزله‌ی ثانویه، بیشتر از دررفت‌های طبقات متناظر پس از زلزله‌ی اصلی هستند.

سیس برای افزایش تاب‌آوری سازه‌های آسیب‌دیده و نیز بهبود عملکرد سازه‌ها حین زلزله‌ی ثانویه، میراگرهای لزوج به صورت المان‌های مهاربندی، در میانه‌ی تمامی قاب‌ها تعبیه می‌شوند. برای هر سازه، چهار درصد میرایی ۲۵، ۲۰، ۱۵ و ۱۰ درصد برای میراگرها در نظر گرفته می‌شود. ضریب آلفا نیز به عنوان بخشی از کد دستور برای میراگر، برای هر درصد میرایی شامل مقادیر ۱، ۰/۸، ۰/۶ و ۰/۴ است. همچنین مانند مرحله‌ی قبل، با حضور میراگرها برای تمامی درصدهای میرایی و نیز ضرایب آلفا، مجدداً بیشینه‌ی دررفت طبقات تحت زلزله‌های اصلی و ثانویه محاسبه و در جدول‌هایی با حالت قبل مقایسه می‌شوند. مقادیر خروجی، بیشترین دررفت



شکل ۴. مدل‌های سازه‌ی ساختمان‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه. [۳۱]

جدول ۲. مقاطع سازه‌ی قاب‌های مطالعه شده. [۳۲]

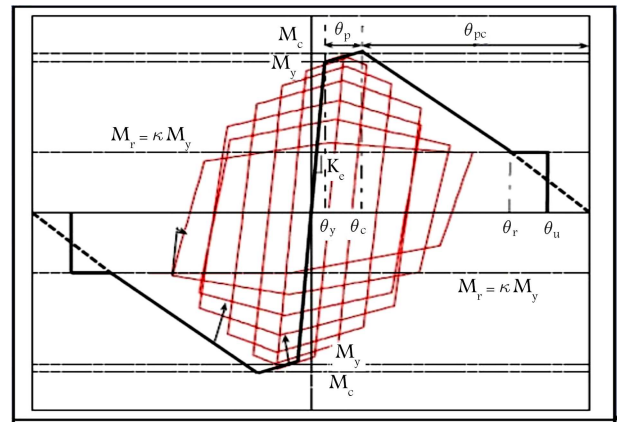
جرم لرزه‌ی $kN.S^2/m$	تیرها	ستون‌ها		شماره‌ی طبقه
		خارجی	داخلی	
۴۷۸/۱۵	$W30 \times 116$	$W14 \times 257$	$W14 \times 311$	۱
۴۷۸/۱۵	$W30 \times 116$	$W14 \times 257$	$W14 \times 311$	۲
۵۱۷/۳	$W24 \times 068$	$W14 \times 257$	$W14 \times 311$	۳
	$W24 \times 062$			

جرم لرزه‌ی $kN.S^2/m$	تیرها	ستون‌ها		شماره‌ی طبقه
		خارجی	داخلی	
۲۶۵/۲	$W30 \times 099$	$W14 \times 193$	$W30 \times 173$	۱
۲۵۶/۶	$W30 \times 099$	$W14 \times 193$	$W30 \times 173$	۲
۲۵۶/۶	$W27 \times 094$	$W14 \times 159$	$W27 \times 146$	۳
۲۵۶/۶	$W27 \times 094$	$W14 \times 159$	$W27 \times 146$	۴
۲۵۶/۶	$W24 \times 076$	$W14 \times 109$	$W24 \times 104$	۵
۱۸۵/۳	$W24 \times 076$	$W14 \times 109$	$W24 \times 104$	۶

جرم لرزه‌ی $kN.S^2/m$	تیرها	ستون‌ها		شماره‌ی طبقه
		خارجی	داخلی	
۵۰۳/۸	$W36 \times 150$	$W14 \times 370$	$W14 \times 500$	۱
۴۹۵/۲	$W36 \times 150$	$W14 \times 370$	$W14 \times 455$	۲
۴۹۵/۲	$W33 \times 141$	$W14 \times 370$	$W14 \times 455$	۳
۴۹۵/۲	$W33 \times 141$	$W14 \times 283$	$W14 \times 370$	۴
۴۹۵/۲	$W33 \times 141$	$W14 \times 283$	$W14 \times 370$	۵
۴۹۵/۲	$W33 \times 130$	$W14 \times 257$	$W14 \times 283$	۶
۴۹۵/۲	$W27 \times 102$	$W14 \times 257$	$W14 \times 283$	۷
۴۹۵/۲	$W27 \times 94$	$W14 \times 233$	$W14 \times 257$	۸
۵۲۳/۴	$W24 \times 62$	$W14 \times 233$	$W14 \times 257$	۹

جدول ۳. مقادیر پارامترهای کالیبراسیون مقاطع. [۳۲]

مقاطع	θ_P	θ_{PC}	Λ
$W14 \times 257$	۰/۰۳	۰/۲۰	۴/۵۰
$W14 \times 311$	۰/۰۳	۰/۲۸	۶/۰۰
$W30 \times 116$	۰/۰۰۹۵	۰/۰۴۵	۰/۳۵
$W24 \times 068$	۰/۰۰۹	۰/۰۳۵	۰/۳۰
$W30 \times 090$	۰/۰۰۶۹۸	۰/۰۳۹۳۵	۰/۲۹
$W40 \times 0593$	۰/۰۲۲	۰/۱۳	۱/۹۴
$W40 \times 431$	۰/۰۰۹۵	۰/۱۲	۱/۷۸
$W40 \times 362$	۰/۰۰۹۶	۰/۱۰۷	۰/۷۶
$W14 \times 109$	۰/۰۱۵۵	۰/۰۷	۰/۴۸
$W14 \times 159$	۰/۰۱۷۵	۰/۱۱	۰/۷۷
$W14 \times 193$	۰/۰۱۸۵	۰/۱۲۷	۰/۹۵
$W24 \times 104$	۰/۰۱۰۵	۰/۱۱۸	۰/۵۳
$W27 \times 146$	۰/۰۱۲	۰/۱۲۵	۰/۶۵
$W30 \times 173$	۰/۰۱۱۵	۰/۱۲۵	۰/۶
$W24 \times 076$	۰/۰۱	۰/۱۲	۰/۵
$W27 \times 094$	۰/۰۰۹۵	۰/۱۱۵	۰/۴۵
$W30 \times 099$	۰/۰۰۸۵	۰/۱۰۸	۰/۴
$W14 \times 223$	۰/۰۲۸	۰/۲	۴
$W14 \times 283$	۰/۰۲۹	۰/۲۵	۴



شکل ۵. مدل ایبارا - کراوینکلر اصلاح شده. [۳۴]

در یک تحلیل دوبعدی، از یک ستون تکیه‌گاه در کنار ستون‌های اصلی استفاده شده است. در سازه‌های مذکور، قاب‌های داخلی توانایی باربری زلزله را نداشتند و قاب‌های پیرامونی، بارهای جانبی را تحمل می‌کردند. ستون‌های مذکور با تیرهای صلبی به سازه‌ی اصلی متصل شده و بار ثقلی نصف سقف بر روی آن قرار گرفته است؛ در حالی که بار روی قاب خارجی، معادل مساحت بارگیری قاب مذکور بوده است. چشمه‌ی اتصال در قاب‌های اخیر به اندازه‌ی کافی سخت مدل شده‌اند، تا از تغییرشکل در این ناحیه جلوگیری شود. لذا مفاصل خمیری^{۱۷}، در تیر و ستون تشکیل شدند. میرایی ذاتی رایلی^{۱۸}، برای تمامی مودهای ارتعاشی تعریف شده و میزان آن، ۵٪ برای مودهای اول و سوم بوده است. روابط میرایی رایلی با در نظر گرفتن جرم و سختی و برای دو مد به صورت ثابت قابل تعریف هستند و برای دیگر مودها به طور متناسب محاسبه می‌شوند.^[۳۳] معیار آسیب‌دیدگی در سازه‌ها، میزان مقایسه‌ی دریافت‌ها برای تمامی طبقات تحت زلزله‌های اصلی و ثانویه، با و بدون حضور میراگر بوده است. افزایش دریافت، نشان‌دهنده‌ی رخداد آسیب‌دیدگی و معیاری برای در نظر گرفتن آن بوده است. علاوه بر معیار آسیب‌دیدگی در سازه‌ها، برای در نظر گرفتن آسیب‌دیدگی در مدل‌سازی صورت گرفته برای مصالح و المان‌ها، از مدل زوال ایبارا - کراوینکلر استفاده شده است. رفتار هیستریزس مفاصل خمیری فایبری اشاره شده از مدل زوال ایبارا و کراوینکلر پیروی می‌کند. این مدل به خوبی زوال‌های مقاومت در قسمت سخت‌شدگی کرنش غیرخطی، زوال مقاومت در قسمت کرنش پس از اوج و زوال سختی باربرداری را در نظر می‌گیرد و معیار مناسبی برای آسیب‌دیدگی است.^[۳۴] مدل مورد نظر در شکل ۵ مشاهده می‌شود و پارامترهای آن به این شرح هستند:

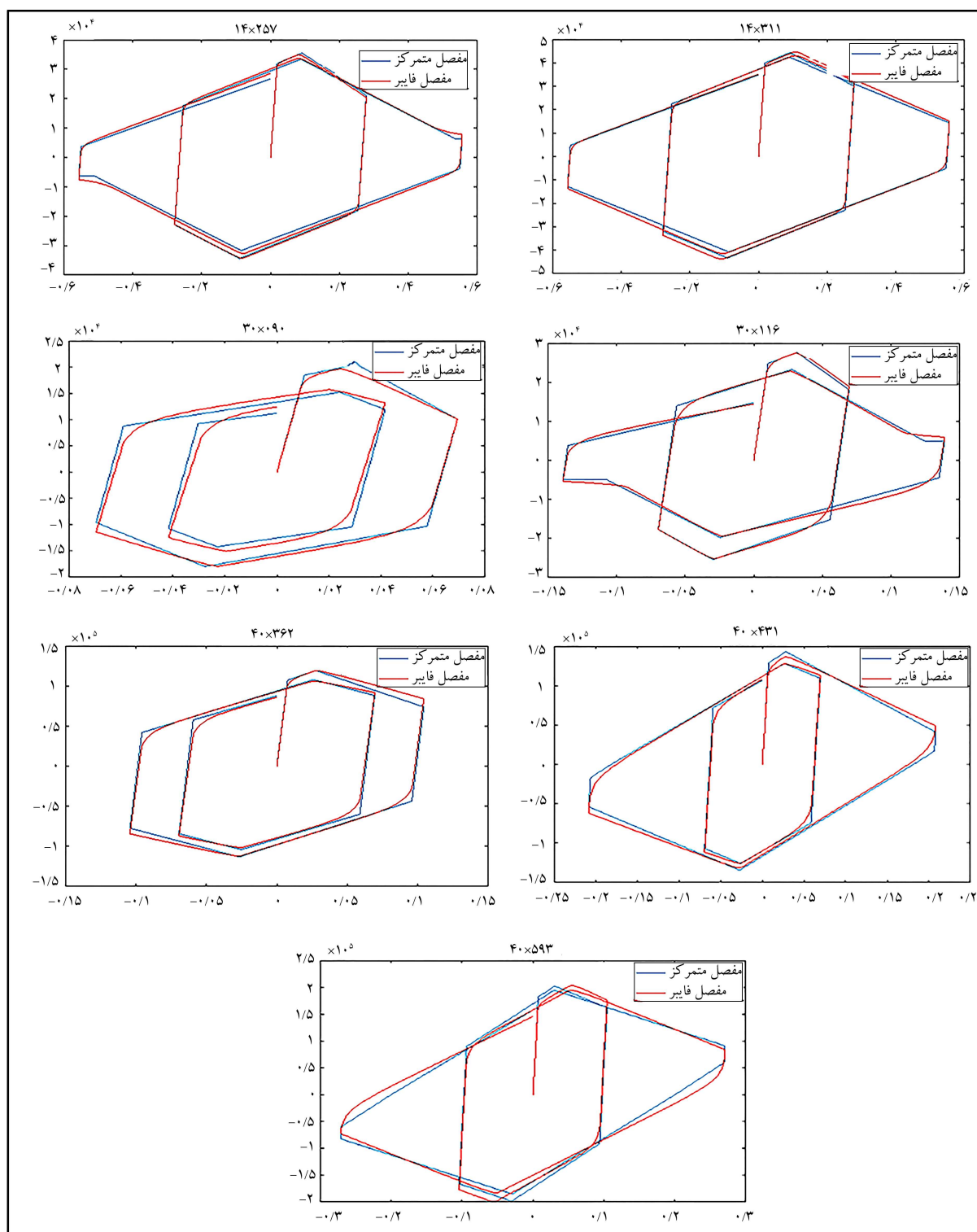
M_y و θ_y مقاومت و دوران تسلیم مؤثر، K_e سختی مؤثر، θ_p دوران خمیری قبل از نقطه‌ی اوج، M_c و θ_c مقاومت و دوران نهایی برای بار یکنواخت، θ_{pc} دوران خمیری بعد از نقطه‌ی اوج، M_r مقاومت پسماند، θ_p ظرفیت دوران‌نهایی و Λ زوال چرخه‌یی.

۴.۳. کالیبره کردن مفاصل متمرکز

برای محاسبه‌ی پارامترهای مصالح ذکر شده، می‌توان از نوشتار لیگنوس بهره برد. برای تنظیم کردن پارامترهای اخیر، مدول کشسانی 200000 مگاپاسکال، $\theta_u = 1$ ، c_{-A} و c_{-K} برابر با ۱ هستند. با توجه به مدل‌سازی صورت گرفته، مقدار تنش تسلیم فولاد برای ستون‌های سازه‌های ۳ و ۹ طبقه برابر $3/45 \times 10^8$ و برای

۵.۳. مشخصات میراگرهای استفاده شده

ضریب آلفا، که در فرمول میراگر غیرخطی وجود دارد، به صورت مجزا برای درصد‌های میرایی ۲۵، ۲۰، ۱۵، و ۱۰ درصد با ضرایب عددی ۱، ۰/۸، ۰/۶ و ۰/۴ در نظر گرفته شده است. ضرایب ثابت (C) برای میراگرها، برای سازه‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه، با توجه به رابطه‌ی ۱۰ برای تمام سازه‌ها محاسبه شده است. ضرایب بر مبنای نسبت ارتفاع طبقه‌ی اول (h_1)، به ارتفاع سایر طبقات (h_{type})



شکل ۶. برخی از مقاطع کالیبره شده به فایبر.

۴. ارائه‌ی نتایج

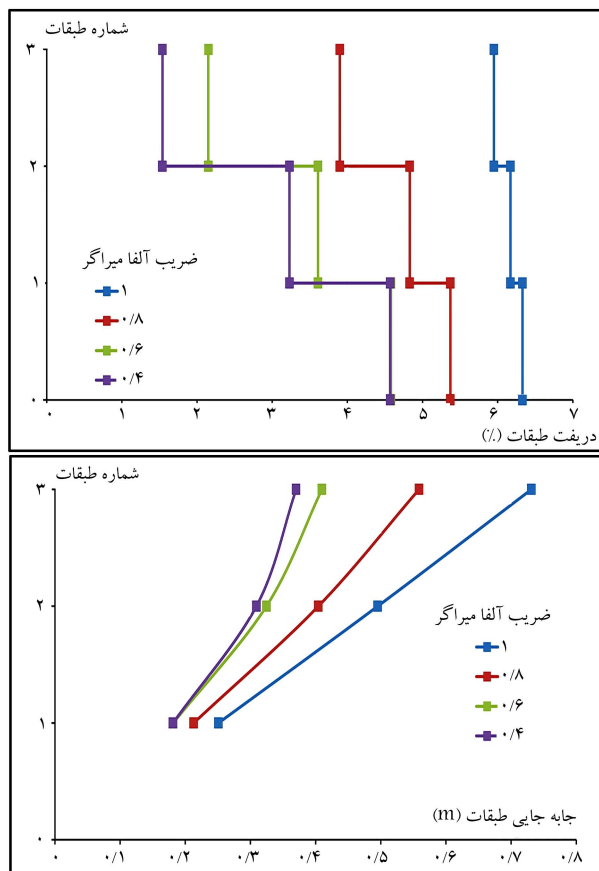
۱.۴. بیشینه‌ی دررفت و جابه‌جایی در میرایی ۲۵٪

کاهش ضریب آلفا در میراگر، باعث افزایش فرایند غیرخطی در زلزله‌ی ثانویه می‌شود. در شکل‌های ۷ الی ۹، بیشینه‌ی دررفت و جابه‌جایی طبقات تمامی قاب‌ها تحت

هستند. سطح مقطع تمام میراگرها برای تمامی سازه‌ها و تمامی درصد‌های میرایی، مقدار $\frac{28}{3}$ اینچ مربع در نظر گرفته شده است. با توجه به مقادیر ذکر شده برای میراگرها در میرایی ۵٪، مقادیر جدول ۴ برای سایر درصد‌های میرایی، در مقدار $\frac{28}{5}$ ضرب شده‌اند. [۳۱] پارامتر ثابت میراگرها برای تمامی قاب‌ها در جدول ۴ ارائه شده است. [۴۰]

جدول ۴. پارامتر ثابت میراگر.

سازه ۳ طبقه						
$\frac{h_1}{h_{type}}$	ضریب آلفا (α)	طبقه‌ی اول	طبقه‌ی دوم	طبقه‌ی سوم		
۱	۰/۴	۰/۳۵	۰/۴۳	۰/۳۷		
	۰/۶	۰/۵۳	۰/۶۵	۰/۵۷		
	۰/۸	۰/۸۰	۰/۹۹	۰/۸۷		
	۱/۰	۱/۲۲	۱/۵۰	۱/۳۱		
سازه ۶ طبقه						
$\frac{h_1}{h_{type}}$	ضریب آلفا (α)	طبقه‌ی اول	طبقه‌ی دوم	طبقه‌ی سوم	طبقه‌ی چهارم	طبقه‌ی پنجم
۱/۴۴	۰/۴	۰/۷۹	۰/۳۹	۰/۳۹	۰/۳۴	۰/۳۰
	۰/۶	۱/۴۳	۰/۶۹	۰/۶۷	۰/۵۹	۰/۵۲
	۰/۸	۲/۵۷	۱/۱۹	۱/۱۵	۱/۰۱	۰/۹۰
	۱/۰	۴/۵۸	۲/۰۲	۱/۹۶	۱/۷۲	۱/۵۳
سازه ۹ طبقه						
$\frac{h_1}{h_{type}}$	ضریب آلفا (α)	طبقه‌ی اول	طبقه‌ی دوم	طبقه‌ی سوم	طبقه‌ی چهارم	طبقه‌ی پنجم
۱/۴۴	۰/۴	۰/۸۳	۰/۵۴	۰/۵۳	۰/۵۵	۰/۵۰
	۰/۶	۱/۵۰	۰/۹۵	۰/۹۴	۰/۹۹	۰/۹۰
	۰/۸	۲/۶۷	۱/۶۸	۱/۶۶	۱/۷۴	۱/۵۹
	۱/۰	۴/۷۴	۲/۹۴	۲/۹۰	۳/۰۶	۲/۷۸

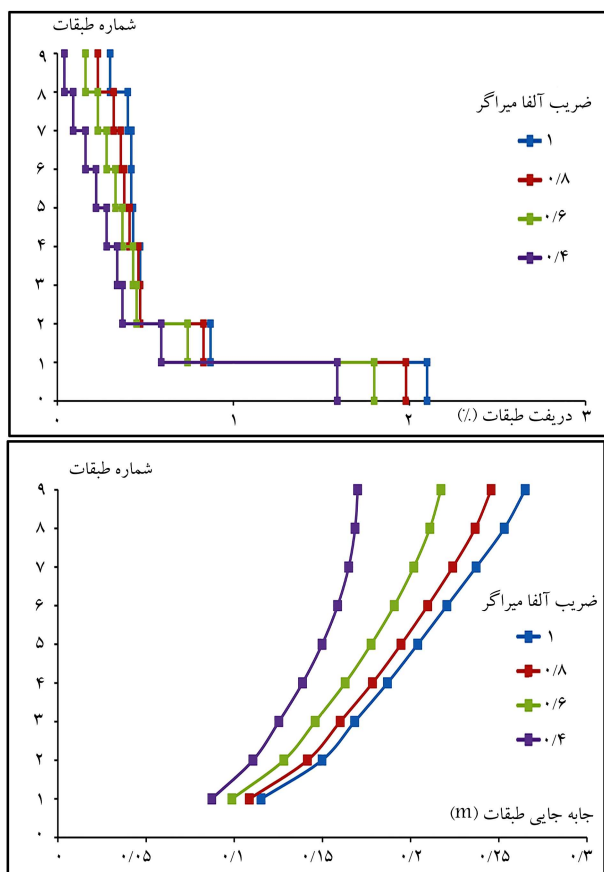


شکل ۷. دریفت و جابه‌جایی قاب ۳ طبقه.

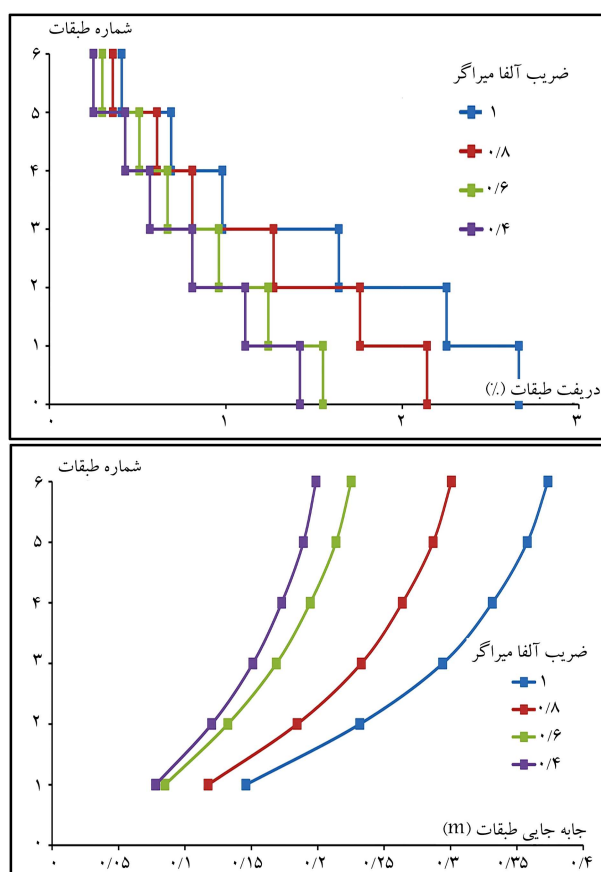
بیشترین درصد میرایی (۲۵٪)، به عنوان نمونه مشاهده می‌شود؛ که مطابق آنها در یک درصد میرایی ثابت برای میراگر، مانند ۲۵٪، با کاهش ضریب آلفا مقادیر دریفت و جابه‌جایی طبقات، در نمودارهای دریفت و جابه‌جایی کاهش پیدا کرده‌اند. خروجی‌های تحلیلی، به کمک آپنسیس به دست آمده‌اند.^{[۳۱] و [۳۲]}

۲.۴. نمودارهای تاب‌آوری برای قاب‌ها

در بخش حاضر، دو دریفت فروریزش و بیشینه تعریف شده است. دریفت بیشینه، بیشترین میزان درصد دریفتی است که طبقات تحت بیشترین ضریب شدت زلزله متحمل می‌شوند، ولی در ضریب مذکور، سازه دچار فروریزش نمی‌شود. دریفت فروریزش، میزان دریفتی است که تحت ضریبی از شدت زلزله محاسبه و استخراج می‌شود و در آن، سازه دچار فروریزش می‌شود و مقدار آن ۲۵٪ برای سازه ۳ طبقه، ۱۹٪ برای سازه ۶ طبقه و ۱۲٪ برای سازه ۹ طبقه است. دریفت بیشینه، عبارت از بیشینه‌ی میزان دریفت قابل تحمل برای سازه‌هاست. جهت ترسیم نمودارهای تاب‌آوری، خروجی‌ها، که شامل: شدت زلزله، دریفت، ضریب آلفا و درصد میرایی هستند، با هم مرتبط شده‌اند. سازه در طی زلزله‌ی اصلی، عملکرد خود را از دست داده و به کمترین میزان خود در انتهای زلزله‌ی اصلی رسیده است. تحت لرزش‌های ثانویه، وضعیت سازه به علت وجود میراگر بهبود یافته است، زیرا که به علت وجود میراگر، عملکرد مورد نظر نهایی (یعنی کاهش دریفت و جابه‌جایی)، تحقق یافته و تاب‌آوری سازه‌ها نیز افزایش پیدا کرده است. میراگرهای مذکور به صورت قابل توجهی از فروریزش سازه‌ها در برابر افزایش ضریب شدت زلزله جلوگیری می‌کنند. شیب خط ترسیمی در نمودارهای تاب‌آوری، بازگشت بهنگام به خدمت‌دهی است و بیانگر بهبود عملکرد سازه در طول زمان زلزله‌ی ثانویه است. مشاهده می‌شود



شکل ۹. دررفت و جابه‌جایی قاب ۹ طبقه.



شکل ۸. دررفت و جابه‌جایی قاب ۶ طبقه.

در ارتباط با نتایج سطح زیر نمودار تاب‌آوری قاب‌ها، به صورت کمی می‌توان به این موارد اشاره کرد:

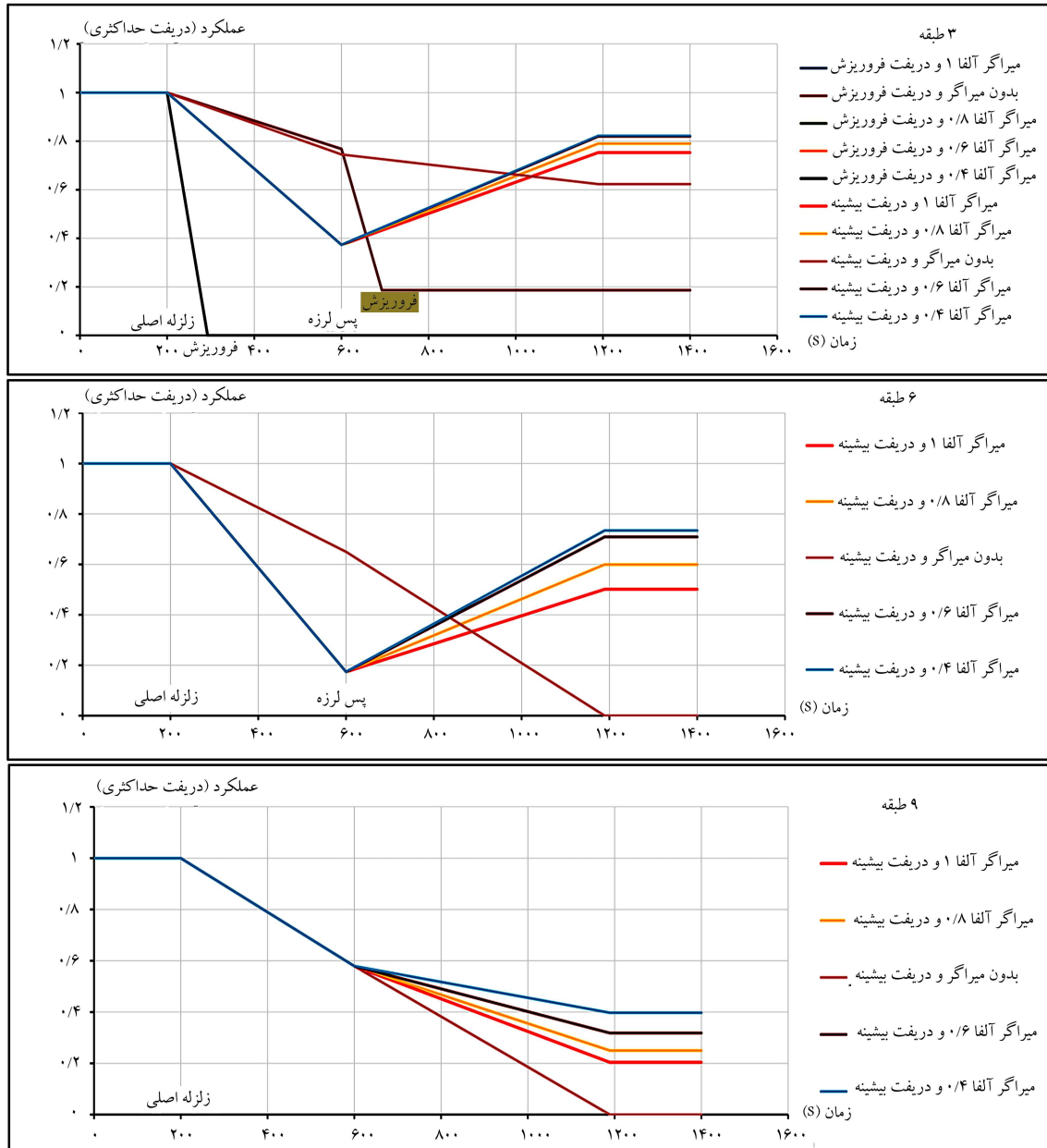
- ۱) در سازه‌ی ۹ طبقه در میرایی یکسان، با کاهش آلفا، بهترین بهبود عملکرد سطح زیر نمودار برای میرایی ۰/۲۵، افزایش ۳۵ درصدی است.
- ۲) در سازه‌ی ۳ طبقه در میرایی یکسان، با کاهش آلفا، بهترین بهبود عملکرد سطح نمودار برای میرایی ۰/۱۰، افزایش ۳۹ درصدی است.
- ۳) در سازه‌ی ۹ طبقه، با آلفای یکسان و با افزایش درصد میرایی، بهترین بهبود عملکرد سطح زیر نمودار برای آلفای برابر با ۰/۴، افزایش ۴۵ درصدی است.
- ۴) در سازه‌ی ۳ طبقه، با آلفای یکسان و با افزایش درصد میرایی، بهترین بهبود عملکرد سطح زیر نمودار برای آلفای برابر با ۱، افزایش ۵۴ درصدی است.

۳.۴. ضریب استواری برای قاب‌ها

منظور از توانایی حفظ سطح عملکرد مطلوب، ضریب استواری است، که یکی از پارامترهای اصلی تاب‌آوری است. نتایج ضریب استواری، برای تمامی درصدهای میرایی و تمامی ضرایب آلفا در شکل ۱۲ مشاهده می‌شود. یکی از معیارهای محاسبه‌ی استواری، برش پایه‌ی سازه‌هاست. نسبت برش پایه‌ی سازه‌ی آسیب‌دیده به برش پایه‌ی سازه‌ی سالم، استواری نامیده می‌شود.^[۴۳] برای عملکرد سازه بعد از زلزله، آسیب سازه باید به گونه‌ی تعریف شود که ظرفیت تحمل بار باقی‌مانده از حد قابل قبول بیشتر باشد و عملکرد سازه تحت تأثیر قرار نگیرد.^[۴۴] ابتدا تحت بیشترین ضریب زلزله‌ی قابل تحمل برای هر کدام از سازه‌ها، بیشینه‌ی برش پایه

که با افزایش درصد میرایی و کاهش ضریب آلفا در میراگرها، میزان سطح عملکرد نهایی سازه‌ها به سطح عملکرد اولیه نزدیک‌تر شده است. تا ثانیه‌ی ۲۰۰، فرض بر ثابت بودن عملکرد سازه بوده است. ۴۰۰ ثانیه بعدی، میزان وقوع زلزله‌ی اصلی و از ثانیه‌ی ۶۰۰ تا ۱۲۰۰، زمان زلزله‌ی ثانویه نشان داده می‌شود. روند کار برای ترسیم نمودارهای اخیر به این صورت بوده است که برای هر درصد میرایی، دررفت فروریزش محاسبه و سایر درصدهای دررفت به میزان اخیر، مقیاس شدند تا بتوان تمامی نمودارها را در قالب یک نمودار ترسیم کرد. وقتی زلزله‌ی اصلی تمام شد، سازه تحت دررفت بیشینه‌ی خود، کمترین میزان عملکرد را داشته است. برای تمامی ضرایب آلفای میراگر، مقادیر دررفت بیشینه در انتهای زلزله‌ی ثانویه محاسبه شده است. با مشاهده‌ی خروجی مقادیر دررفت بیشینه در انتهای زلزله‌ی ثانویه مشخص شد که با وجود تعبیه‌ی میراگرها، میزان دررفت به طرز قابل قبولی کاهش پیدا کرده و به صورت خطی و به میزان اولیه‌ی خود در انتهای زمان زلزله‌ی ثانویه، نزدیک‌تر شده است. هر چه ضریب آلفا کاهش پیدا کند، فرایند تحلیل، زمان بیشتری دارد و به صورت غیرخطی‌تری عمل می‌کند و سطح زیر نمودار افزایش می‌یابد. در شکل ۱۰، نمودار تاب‌آوری قاب‌ها و در شکل ۱۱، مقادیر عددی سطح زیر نمودار قاب‌ها مشاهده می‌شود. برای مثال، در سازه‌ی ۳ طبقه بدون میراگر و برای دررفت بیشینه، که دررفت فروریزش آن برابر با ۰/۲۵/۶۵ است، داریم:

$$\begin{aligned} & ۰/۹/۶۶ \text{ دررفت بیشینه‌ی ثانویه} \quad ۰/۶/۵۲ \text{ دررفت بیشینه‌ی اصلی} \\ & ۰/۳۷۶ = (۹/۶۶)(۲۵/۶۵) \quad ۰/۲۵۴ = (۶/۵۲)(۲۵/۶۵) \\ & ۰/۶۲۳ = ۱/۰ - ۰/۳۷۶ \quad ۰/۷۴۵ = ۱/۰ - ۰/۲۵۴ \end{aligned}$$



شکل ۱۰. نمودار تاب‌آوری تمام قاب‌ها در میرایی ۲۵٪.

در هر دو جهت مثبت و منفی تحت زلزله‌های اصلی و ثانویه محاسبه می‌شود. سپس برای به دست آوردن این نسبت، سازه‌ی سالم در حالت بعد از زلزله‌ی ثانویه قرار می‌گیرد و میراگرها اعمال می‌شوند، که در این حالت، عملکرد بهبود می‌یابد. برای سازه‌ی آسیب‌دیده، نیز برش پایه‌ی زلزله‌ی ثانویه از زلزله‌ی اصلی کم می‌شود. دو نسبت به دست آمده برای هر دو جهت مربوط به برش‌های پایه‌ی مثبت و منفی هستند. از بین دو عدد اخیر، نسبت بزرگ‌تر، به عنوان مقدار استواری برای سازه‌ها در نظر گرفته می‌شود. مثالی برای سازه‌ی ۳ طبقه با میرایی ۲۵٪ و آلفای ۰/۶ ارائه شده است. 1582910° برش پایه‌ی سالم (مثبت) $0/35^\circ$ ضریب استواری

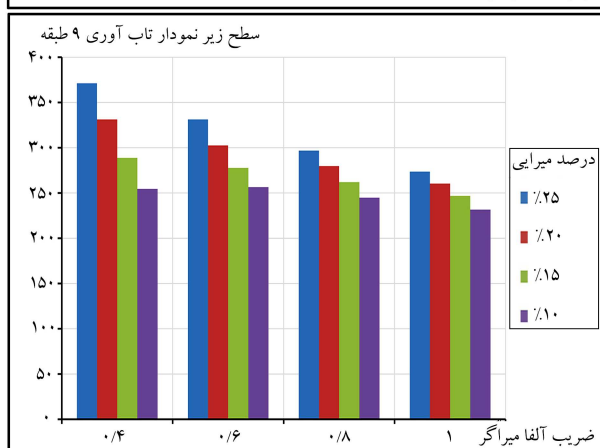
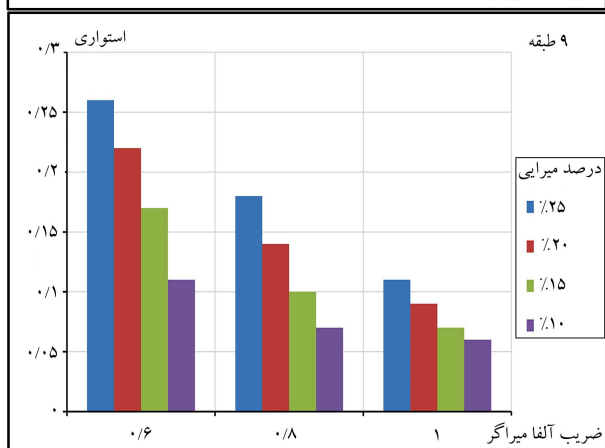
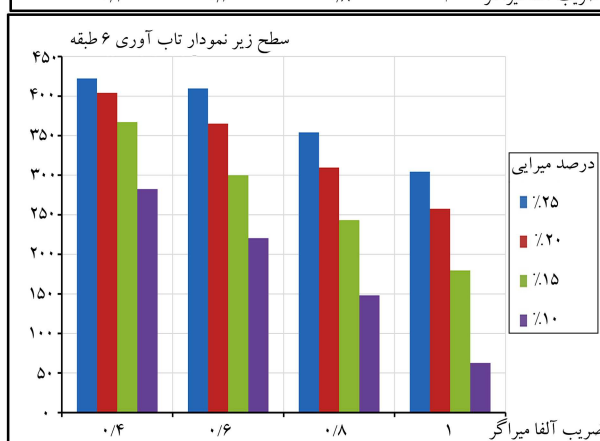
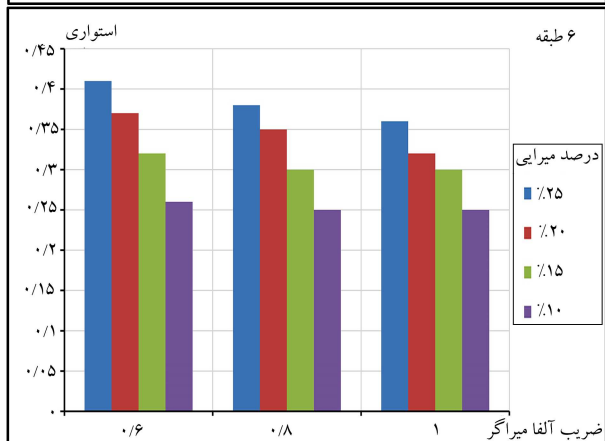
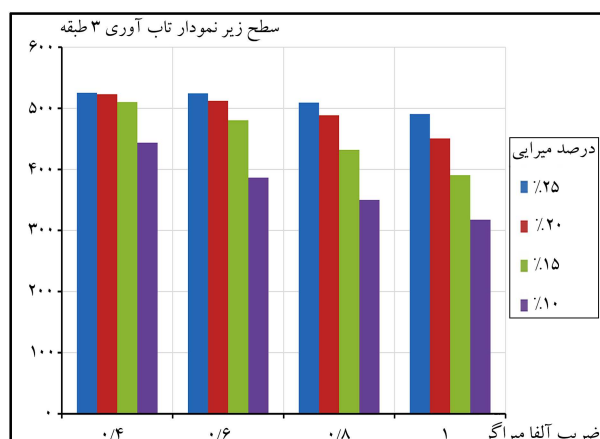
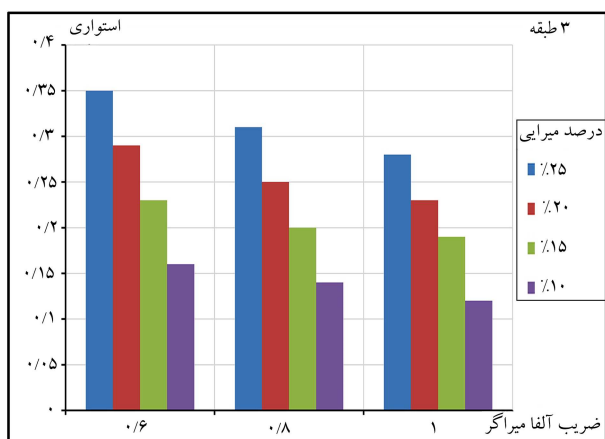
$$R = \frac{V_{damaged}}{V_{intact}} \quad (11)$$

مقدار استواری تاب‌آوری، برای تمامی قاب‌ها بین ۰ تا ۱ است. در ارتباط با نتایج پارامتر استواری به صورت کمی می‌توان به این موارد اشاره کرد:

(۱) در سازه‌ی ۹ طبقه در میرایی یکسان، با کاهش آلفا، بهبود ضریب استواری برای میرایی ۲۰٪، به میزان ۱۴٪ افزایش داشته است.

(۲) در سازه‌ی ۶ طبقه در میرایی یکسان، با کاهش آلفا، بهبود ضریب استواری برای میرایی ۲۰٪، به میزان ۱۵٪ افزایش داشته است.

1509800° برش پایه‌ی آسیب‌دیده (منفی) 448556° برش پایه‌ی سالم (مثبت)



شکل ۱۲. مقادیر پارامتر استواری قاب‌ها.

شکل ۱۱. مقادیر سطح زیر نمودار تاب‌آوری قاب‌ها.

۵. نتیجه‌گیری

در پژوهش حاضر، با استفاده از مفهوم تاب‌آوری لرزه‌یی، روشی جهت کمی‌سازی پارامترهای تاب‌آوری با استفاده از دریافت ارائه شده است. پارامترهای مذکور برای سازه‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه تحت تحریک ورودی زلزله‌ی سرپل ذهاب و بزرگ‌ترین زلزله‌ی ثانویه بعد از آن محاسبه شده‌اند. در پژوهش حاضر، از میراگرهای لزج غیرخطی به عنوان ابزار بهبود عملکرد لرزه‌یی پس از زلزله‌ی اصلی استفاده شده است. در رابطه با نتایج و خروجی‌های به دست آمده می‌توان به این موارد اشاره کرد:

- (۱) با توجه به جدول‌های نتایج، افزایش درصد میرایی و کاهش ضریب آلفا در میراگر

- (۳) در سازه‌ی ۳ طبقه در میرایی یکسان، با کاهش آلفا، بهبود ضریب استواری برای میرایی ۱۰٪، به میزان ۳۳٪ افزایش داشته است.
- (۴) در سازه‌ی ۹ طبقه با آلفای یکسان و با افزایش درصد میرایی، بهبود ضریب استواری برای آلفای ۰/۸، به میزان ۱۵۷٪ افزایش داشته است.
- (۵) در سازه‌ی ۶ طبقه با آلفای یکسان و با افزایش درصد میرایی، بهبود ضریب استواری برای آلفای ۰/۶، به میزان ۵۷٪ درصد افزایش داشته است.
- (۶) در سازه‌ی ۳ طبقه با آلفای یکسان و با افزایش درصد میرایی، بهبود ضریب استواری برای آلفای ۱، به میزان ۱۳۳٪ افزایش داشته است.

- ۶) پارامتر چابکی در نمودار تاب‌آوری (شیب نمودار)، با افزایش درصد میرایی و کاهش ضریب آلفای میراگر افزایش یافته است.
- ۷) در ارتباط با سطح زیر نمودار تاب‌آوری، تأثیر افزایش درصد میرایی از کاهش ضریب آلفا بیشتر بوده است.

۶. پیشنهادها

در نوشتار حاضر، ارتباط دررفت، شدت زلزله و درصد میرایی میراگر لزوج با تاب‌آوری بررسی شده است، لذا پیشنهاد می‌شود که سایر پارامترهای عملکردی برای سازه در ارتباط با تاب‌آوری در پژوهش‌های آتی مطالعه شود. همچنین توصیه می‌شود سایر سیستم‌های سازه‌ی علاوه بر قاب خمشی برای بهبود و ارتقاء تاب‌آوری ساختمان‌ها در آینده مطالعه شود. سایر سیستم‌های میرایی نیز می‌توانند استفاده و با میراگر لزوج مقایسه شوند. هدف پژوهش حاضر، در نظر گرفتن آثار نامنظمی، چه در ارتفاع و چه در پلان نبوده است؛ لذا برای پژوهش‌های آتی پیشنهاد می‌شود برای در نظر گرفتن آثار نامنظمی، سازه‌ها به صورت سه‌بعدی تحلیل شوند.

به بهبود پارامترهای تاب‌آوری لرزه‌ی انجامیده است. در مقایسه بین ضریب آلفا و درصد میرایی مشخص شده است که تأثیر درصد میرایی در کاهش دررفت، بیشتر از ضریب آلفای میراگر بوده است.

- ۲) در رابطه با پارامتر استواری می‌توان نتیجه گرفت که افزایش درصد میرایی، تأثیر بیشتری نسبت به کاهش میزان آلفا در جهت افزایش پارامتر استواری داشته است.
- ۳) بهترین عملکرد برای پارامتر استواری، مربوط به قاب ۶ طبقه بوده است.
- ۴) در ارتباط با بیشینه‌ی افزایش ضریب شدت زلزله با وجود میراگر مشخص شد که سازه‌ی ۳ طبقه، به میزان ۸۵٪ عملکرد بهتری نسبت به سازه‌ی ۶ طبقه و همچنین، سازه‌ی ۶ طبقه، به میزان ۱۳۳٪ عملکرد بهتری نسبت به سازه‌ی ۹ طبقه داشته است.
- ۵) میراگر لزوج برای سازه‌ی آسیب‌دیده، باعث افزایش سطح زیر نمودار تاب‌آوری سازه می‌شود و هر چه درصد میرایی افزایش یابد و ضریب آلفا نیز کاهش پیدا کند، عملکرد نهایی سازه به حالت قبل از زلزله‌ی اصلی (عملکرد اولیه) نزدیک‌تر می‌شود.

پانوشته‌ها

1. Bruneau
2. Reinhorn
3. Gabrin & Shortle
4. Ayyub
5. Leon & Gao
6. shape memory alloy
7. Dong
8. real-time simulation
9. Maurya
10. self-center
11. robustness
12. resourcefulness
13. redundancy
14. rapidity
15. OpenSees
16. SAC
17. plastic hinge
18. Rayleigh

buildings with viscous dampers using pushover analysis", *Journal of Structural Engineering*, **141**(6), 04014153 (2015).

4. Stochino, F., Bedon, C., Sagaseta, J. and et al. "Robustness and resilience of structures under extreme loads", *Advances in Civil Engineering*, **2019**, Article ID 4291703 (2019).
5. Bruneau, M. and Reinhorn, A. "Exploring the concept of seismic resilience for acute care facilities", *Earthquake Spectra*, **23**(1), pp. 41-62 (2007).
6. Garbin, D.A. and Shortle, J.F. "Measuring resilience in network-based infrastructures", *Critical Thinking: Moving from Infrastructure Protection To Infrastructure Resilience*, pp. 73-85 (2007).
7. Ayyub, B.M. "Practical resilience metrics for planning, design, and decision making", *ASCE-ASME Journal of Risk and Uncertainty in Engineering Systems, Part A: Civil Engineering*, **1**(3), 04015008 (2015).
8. Leon, R.T. and Gao, Y. "Resiliency of steel and composite structures", *Frontiers of Structural and Civil Engineering*, **10**(3), pp. 239-253 (2016).
9. Dong, B., Ricles, J.M. and Sause, R. "Seismic performance of steel MRF building with nonlinear viscous dampers", *Frontiers of Structural and Civil Engineering*, **10**(3), pp. 254-271 (2016).
10. Maurya, A. and Eatherton, M.R. "Experimental study of the restoring force mechanism in the self-centering beam (SCB)", *Frontiers of Structural and Civil Engineering*, **10**(3), pp. 272-282 (2016).
11. Hogg, S. "Seismically resilient building technology: examples of resilient buildings constructed in New Zealand

منابع (References)

1. Bruneau, M. and Reinhorn, A. "Overview of the resilience concept?, In Proceedings of the 8th US national conference on earthquake engineering." *San Francisco, California, USA*, **2040**, pp. 18-22 (Apr 2006).
2. Cimellaro, G.P., Renschler, C., Reinhorn, A.M. and et al. "Peoples: A framework for evaluating resilience", *Journal of Structural Engineering*, **142**(10), 04016063 (2016).
3. Hamidia, M., Filiatrault, A. and Aref, A. "Seismic collapse capacity-based evaluation and design of frame

- since 2013”, *In Proc. 10th Pacific Conference on Earthquake Engineering Building an Earthquake-Resilient Pacific* (2015).
12. Bagheri, S. and Tabiatnejad, D. “Optimum selection of yield displacement of metallic yielding dampers in steel moment resisting frames”, *Journal of Sharif Civil Engineering*, **31-2**(4.2), pp. 71-78 (2016).
 13. Rajabpour, N., Naderpour, H. and Fakharian, P. “Seismic resilience assessment of infrastructure”, *Iranian Concrete Association*, **2**(1) (in Persian) (2015).
 14. Bruneau, M., Chang, S.E., Ronald, T. and et al. “A framework to quantitatively assess and enhance the seismic resilience of communities”, *Earthquake Spectra*, **19**(4), pp. 733-752 (2003).
 15. Reinhorn, A.M., Viti, S. and Cimellaro, G. “Retrofit of structures: strength reduction with damping enhancement”, *In Proceedings of the 37th UJNR panel meeting on wind and seismic effects*, pp. 16-21 (May, 2005).
 16. Renschler, C.S., Frazier, A.E., Arendt, L.A. and et al. “A framework for defining and measuring resilience at the community scale: the PEOPLES resilience framework”, *Technical Report MCEER-10-0006*, **110** p. (2010).
 17. Salehi, S. and Ghobadi, M.S. “Seismic resilient bracing structure equipped with hybrid device at base”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **138**, 106256 (2020).
 18. Moehle, J. and Deierlein, G.G. “A framework methodology for performance-based earthquake engineering”, *In 13th World Conference on Earthquake Engineering*, **679** (Aug 2004).
 19. Hasik, V., Chhabra, J.P., Warn, G.P. and et al. “Review of approaches for integrating loss estimation and life cycle assessment to assess impacts of seismic building damage and repair”, *Engineering Structures*, **175**, pp. 123-137 (2018).
 20. Hamburger, R.O., Rojahn, C., Heintz, J. and et al. “FEMA P58: Next-generation building seismic performance assessment methodology”, *In 15th World Conference on Earthquake Engineering*, **10**(10) (Sept 2012).
 21. An, N. and He, Z. “A framework of seismic design based on structural resilience”, *In Proceedings of the 2nd International Conference on Civil, Structural and Transportation Engineering (ICCSTE-2016)*, Ottawa, Canada (2016).
 22. Nasrazadani, H. and Mahsulı, M. “Probabilistic framework for evaluating community resilience: integration of risk models and agent-based simulation”, *Journal of Structural Engineering*, **146**(11), 04020250 (2020).
 23. Proag, V. “Assessing and measuring resilience”, *Procedia Economics and Finance*, **18**, pp. 222-229 (2014).
 24. Cimellaro, G.P. “Urban resilience for emergency response and recovery”, *Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering; Springer International Publishing: Cham, Switzerland* (2016).
 25. Parcianello, E., Chisari, C. and Amadio, C. “Optimal design of nonlinear viscous dampers for frame structures”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **100**, pp. 257-260 (2017).
 26. Banazadeh, M. and Ghanbari, A. “Seismic performance assessment of steel moment-resisting frames equipped with linear and nonlinear fluid viscous dampers with the same damping ratio”, *Journal of Constructional Steel Research*, **136**, pp. 215-228 (2017).
 27. Keyvani, J. and Rahimiasl, M. “Improvement of seismic performance of structure behavior utilizing viscous dampers and optimal viscous damper arrangements in steel frames”, *Journal of Sharif Civil Engineering*, **28**(2), pp. 81-88 (2016).
 28. Vaseghi Amiri, J. and Pasandideh, M. “Improvements in the energy distribution of steel building using fluid viscous dampers”, *Journal of sharif civil Engineering*, **32-2**(2.1) (2016).
 29. Lin, W.H. and Chopra, A.K. “Earthquake response of elastic SDF system with nonlinear fluid viscous dampers”, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **31**(9), pp. 1623-1642 (2002).
 30. Mahsulı, M., Kashani, H., Dolatshahi, K.M. and et al. “Kermanshah Earthquake Report”, (in Persian) (2018).
 31. Hamidia, M.J. “Simplified seismic collapse capacity-based evaluation and design of frame buildings with and without supplemental damping systems”, *State University of New York, Buffalo* (2013).
 32. Gupta, A. and Krawinkler, H. “Seismic demand for performance evaluation of steel moment resisting frames structures”, *Report 132, Ph.D. Dissertation, John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University, United State* (1999).
 33. Haselton, C.B., Liel, A.B., Deierlein, G.G. and et al. “Seismic collapse safety of reinforced concrete buildings. I: assessment of ductile moment frames”, *Journal of Structural Engineering*, **137**(4), pp. 481-491 (2010).
 34. Lignos, D.G. and Krawinkler, H. “Deterioration modeling of steel components in support of collapse prediction of steel moment frames under earthquake loading”, *Journal of Structural Engineering*, **137**(11), pp. 1291-1302 (2011).
 35. Bilin Material, Available at: https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Bilin_Materil.
 36. Scott, M.H. and Fenves, G. L. “Plastic hinge integration methods for force-based beam– column elements”, *Journal of Structural Engineering*, **132**(2), pp. 244-252 (2006).
 37. Hamidia, M., Filiatrault, A. and Aref, A. “Simplified seismic sidesway collapse analysis of frame buildings”, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **43**(3), pp. 429-448 (2014).
 38. Hamidia, M., Filiatrault, A. and Aref, A. “Simplified seismic sidesway collapse capacity-based evaluation and design of frame buildings with linear viscous dampers”, *Journal of Earthquake Engineering*, **18**(4), pp. 528-552 (2014).
 39. Lignos, D.G. and Krawinkler, H. “A database in support of modeling of component deterioration for collapse prediction of steel frame structures”, *In Structural Engineering Research Frontiers*, pp. 1-12 (2007).
 40. “Web-Based Interactive Tools for Performance-Based Earthquake Engineering Lignos”, Available at <https://dimitrioslignos.research.mcgill.ca/databases/>

41. Haselton, C.D. and Deielein, G.G. "Assessing seismic collapse safety of modern reinforced concrete moment frame buildings", *John A. Blume Earthquake Engineering Center Technical Report 156*, Stanford Digital Repository (Available at: <http://purl.stanford.edu/ny266sf1883>) (2007).
42. "OpenSees (2.4.0), Open system for earthquake engineering simulation", Available at <http://opensees.berkeley.edu/>. Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, CA.
43. Tavakoli, H. and Afrapoli, M.M. "Robustness analysis of steel structures with various lateral load resisting systems under the seismic progressive collapse", *Engineering Failure Analysis*, **83**, pp. 88-101 (2018).
44. Gebelein, J., Barnard, M., Burton, H. and et al. "Considerations for a framework of resilient structural design for earthquakes", *In 2017 Seaoc convention proceedings*, pp. 1-16 (2017).