



بررسی عملکرد پارامترهای تغییر شکل و انرژی در ارزیابی خرابی لرزه‌ای سازه‌های فولادی

عباسعلی صادقی^۱، سیده وحیده هاشمی^۲ و کوروش مهدی زاده^{۳*}

^۱ دانشجوی دکتری، گروه مهندسی عمران، دانشکده مهندسی، واحد مشهد، دانشگاه آزاد اسلامی، مشهد، ایران.

^۲ دانشجوی دکتری، گروه مهندسی عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه سیستان و بلوچستان، زاهدان، ایران.

^{۳*} گروه مهندسی عمران، واحد گرمسار، دانشگاه آزاد اسلامی، گرمسار، ایران

(ko_ma751@mail.um.ac.ir)

(تاریخ دریافت مقاله: ۹۸/۰۹/۳۰، تاریخ پذیرش مقاله: ۹۸/۱۱/۱۱)

چکیده

ارزیابی رفتار لرزه‌ای سازه‌ها به منظور تخمین خسارات جانی و مالی در اثر زمین‌لرزه انجام می‌گیرد. در سالیان گذشته، با پیشرفت‌های مهندسی زلزله، ارتقای دانش و تجربه در مورد رفتار لرزه‌ای سازه‌ها، روش‌های نوینی برای ارزیابی رفتار لرزه‌ای سازه‌ها پیشنهاد شده‌اند و برای آن نیاز به تعریف شاخص‌های خرابی می‌باشد که میزان خرابی را به صورت کمی و کیفی بیان می‌کنند. در بسیاری از موارد، شاخص‌های خرابی پارامترهای بدون بُعدی می‌باشند که دامنه آن‌ها معمولاً بین مقدار صفر برای حالت بدون خسارت و مقدار یک برای حالت فروپاشی سازه می‌باشد و مقادیر بین این دو مقدار، حالات مختلف خرابی را نشان می‌دهند. تاکنون شاخص‌های خرابی گوناگونی مبتنی بر معیارهای مختلف سازه‌ای مانند: شکل‌پذیری، تغییر شکل، تغییر مکان، دوران، چرخش، انحناء، سختی، نرمی، زمان تناوب، فرکانس، انرژی هیستریزس و یا ترکیبی ارائه شده است که با توجه به ویژگی‌های هر یک، انتخاب شاخص خرابی مناسب، یک سؤال اساسی برای طراح و محاسب سازه می‌باشد تا میزان خرابی با قابلیت اعتماد بالا تخمین زده شود. در این تحقیق، به منظور بررسی عملکرد پارامترهای تغییر شکل و انرژی به صورت منفرد و ترکیبی (پارک-انگ) در ارزیابی شاخص‌های خرابی لرزه‌ای سازه‌های فولادی، تعداد ۶ قاب خمشی فولادی با شکل‌پذیری ویژه، هندسه منظم و تعداد طبقات ۴، ۷، ۱۰، ۱۵، ۲۰ و ۲۵ طبقه در نرم‌افزار SAP2000 طراحی شدند و با استفاده از نرم‌افزار OpenSees تحت رکوردهای نزدیک به گسل مورد تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی قرار گرفته‌اند سپس مقادیر شاخص‌های خرابی بر اساس پارامترهای تغییر شکل، انرژی و ترکیبی محاسبه شده است. نتایج، ارزیابی کمی خرابی طبقات قاب‌ها و نقش این دو پارامتر را در مقادیر عددی شاخص‌های خرابی ارائه می‌کند. نتایج نقش مؤثرتر تغییر شکل المان‌ها را در میزان خرابی لرزه‌ای نشان می‌دهد.

کلمات کلیدی

قاب خمشی فولادی، شاخص خرابی، تغییر شکل، انرژی، پارک-انگ، تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی، رکورد نزدیک به گسل.



The Performance Investigation of Deformation and Energy Parameters in Seismic Damage Assessment of Steel Structures

Abbasali Sadeghi¹, Seyede Vahide Hashemi², Kouros Mehdi-zadeh^{*3}

¹ Ph.D. Candidate, Department of Civil Engineering, Mashhad Branch, Islamic Azad University, Mashhad, Iran.

² Ph.D. Candidate, Department of Civil Engineering, University of Sistan and Baluchestan, Zahedan, Iran.

^{*3} Department of Civil Engineering, Garmsar Branch, Islamic Azad University, Garmsar, Iran
(ko_ma751@mail.um.ac.ir).

(Date of received: 21/12/2019, Date of accepted: 31/01/2020)

ABSTRACT

The seismic behavior assessment of structures is carried out to estimate the damages caused by the earthquake. In recent years, with the advances of earthquake engineering, knowledge enhancement and experience in the seismic behavior of structures, novel methods have been proposed for evaluating the seismic behavior of structures and it needs to be defined as damage index. Which report the failure rate quantitatively and qualitatively. In many cases, the damage indices are dimensionless parameters whose amplitude is usually between zero for the no-damage state and one for the structural collapse state, and the values between these two are different failure states. Until now, various damage indices have been proposed based on various structural criteria such as: ductility, deformation, displacement, rotation, curvature, stiffness, softness, period, frequency, hysteresis energy or combined. Considering the characteristics of each one, selecting the appropriate damage index is a fundamental question for the design and suitability of the structure to estimate the failure rate with high reliability. In this study, in order to investigate the performance of deformation and energy parameters individually and in combined state (Park-Ang) in evaluation of seismic damage indices of steel structures, 6 moment steel frames with special ductility, regular geometry and 4, 7, 10, 15, 20 and 25 story were designed in SAP2000 software and nonlinear time history analyses were performed under near-fault records using OpenSees software. Then the values of the damage indices are calculated based on the deformation, energy and combined parameters. The results provide a quantitative assessment of the damage of the frames, stories and the role of these two parameters in numerical values of damage indices. The results show that the more effective role of the deformation of the elements in the seismic failure rate.

Keywords:

Moment Steel Frame, Damage Index, Deformation, Energy, Park-Ang, Nonlinear Dynamic Time History Analysis, Near-Fault Record.



۱- مقدمه

زلزله به عنوان یکی از پیچیده‌ترین پدیده‌های طبیعی در جهان شناخته می‌شود. از سوی دیگر سازه‌ها به دلیل تنوع در ترکیب بندی، هندسه، ساختار و مصالح رفتارهای بسیار متفاوتی را از خود نشان می‌دهند. لذا پیش‌بینی صحیح عملکرد سازه در زلزله‌ها عملاً کاری بسیار دشوار بوده و تلاش‌ها در این راستا، از چند دهه قبل آغاز شده و همچنان در جریان است. به طور کلی یک ساختمان متشکل از اعضای سازه‌ای و غیر سازه‌ای می‌باشد که جهت کمی نمودن خرابی ساختمان بایستی هر یک از اجزا آن به صورت جداگانه، مورد تحلیل و ارزیابی قرار گیرند. بنابراین محققین پیشنهاد می‌کنند که یک کمیّت عددی می‌تواند وضعیت خرابی یک عضو یا سازه را بیان نماید که بدیهی است این کمیّت می‌تواند به شکل توابعی مبتنی بر خصوصیات سازه و یا بار خارجی بوده و دارای پیچیدگی‌های زیادی باشد. این توابع معمولاً بر اساس پارامترهای مختلفی از مقاومت، سختی، شکل‌پذیری، انرژی جذب‌شده، تغییرات خصوصیات مکانیکی اعضا، کل یا بخشی از سازه تعریف شده و به صورت کمیّت عددی بین صفر تا یک بیان می‌گردند. معمولاً در توابع پیشنهادی خسارت عدد "صفر" بیان‌گر عدم فروریختگی سازه و عدد "یک" معرف فروریختگی کلی عضو یا سازه می‌باشد. با تقسیم‌بندی دیگری می‌توان انواع توابع خسارت محلی (برای عضو) و توابع خسارت کلی (برای کل سازه) به صورت تجمعی و غیرتجمعی را تعریف نمود. شاخص خسارت کلی را می‌توان با میانگین‌گیری ساده و یا وزنی از شاخص‌های محلی، خسارت در کل سازه را به دست آورد و یا مقدار آن را با مقایسه خواص مدی سازه قبل زلزله، بعد زلزله یا در حین زلزله محاسبه کرد [۱].

۲- شاخص خرابی

شاخص‌های خرابی توابعی هستند که با استفاده از مقادیر عددی متغیرهای خسارت، میزان خسارت وارده به یک عضو و نتیجتاً به کل سازه را نشان می‌دهند. در تحلیل آسیب پس‌ازاینکه سازه مدل شده تحلیل گردید، انتخاب توابعی مناسب از مقادیر پاسخ‌های به‌دست‌آمده بسیار مهم است. این توابع شدت آسیبی را که به یک عضو از سازه و در نتیجه به کل سازه وارد می‌شود را نشان می‌دهند شاخص‌های خسارت به‌طور کلی به دو دسته زیر تقسیم می‌شوند:

(۱) شاخص‌های محلی (موضعی): شدت خسارت در یک عضو سازه‌ای را بیان می‌کنند.

(۲) شاخص‌های کلی (سراسری): شدت خسارت در کل سازه را بیان می‌کنند.

معمولاً در آسیبی که برای کل سازه تعریف می‌شود از پاسخ‌های سازه استفاده می‌شود (مانند: جابجایی گره‌ها یا کار انجام‌شده توسط نیروهای اعمال‌شده). محاسبه این متغیرها نسبتاً ساده است و روش‌های متعددی برای این منظور وجود دارد. این متغیرها از نوع و محل خسارت وارده، اطلاعات اندکی را بیان می‌کنند ولی در متغیرهای خسارتی که برای عضو یا زیر سازه به کار می‌روند، از پاسخ‌ها و نتایج المانی استفاده می‌شود (مانند دوران مفاصل خمیری یا کاهش مقاومت) و محاسبه آن‌ها پیچیده‌تر می‌باشد و روش‌های محدودتری برای محاسبه آن‌ها موجود است اما معمولاً این نوع شاخص‌ها، اطلاعات بیشتری از خسارت بیان می‌کنند. خصوصاً اگر توزیع آسیب‌ها، غیر یکنواخت یا متمرکز باشد، شاخص محاسبه‌شده از کل سازه غیر قابل اعتماد خواهد بود. از طرف دیگر محاسبه شاخص خسارت از پاسخ‌های سازه‌ای نسبتاً راحت است. ولی محاسبه پاسخ‌های المانی مانند استهلاک انرژی و چرخش‌های غیر ارتجاعی پیچیده می‌باشد و با نرم‌افزارهای معمولی امکان‌پذیر نخواهد بود. حتی در صورت امکان محاسبه متغیرهای خسارت، مسائل دیگری نظیر انتخاب متغیرهایی که دقیقاً با خسارت مرتبط باشند، انتخاب مقادیر اولیه و نهایی متغیرها و برقراری ارتباط بین متغیرها و شاخص آسیب وجود خواهد داشت. برای تخمین خسارت احتمالی آینده در اثر زلزله، خسارت باید قابل‌اندازه‌گیری و پیشگویی باشد، شاخص خسارت راهکار مناسبی برای تعیین خسارت و ارتباط دادن آن به هزینه‌های بازسازی و همچنین بررسی پتانسیل خرابی پس از زلزله می‌باشد. بدین ترتیب که [۱]:



الف) با بررسی شاخص خسارت می توان میزان آسیب احتمالی در ساختمان که توسط زلزله به وجود می آید را تخمین زد و همچنین خسارات مالی به وجود آمده در اثر زلزله، تعداد تلفات جانی و زخمی ها، تعداد سرپناه های موقتی مورد نیاز پس از زلزله و ... قابل پیشگویی خواهد بود.

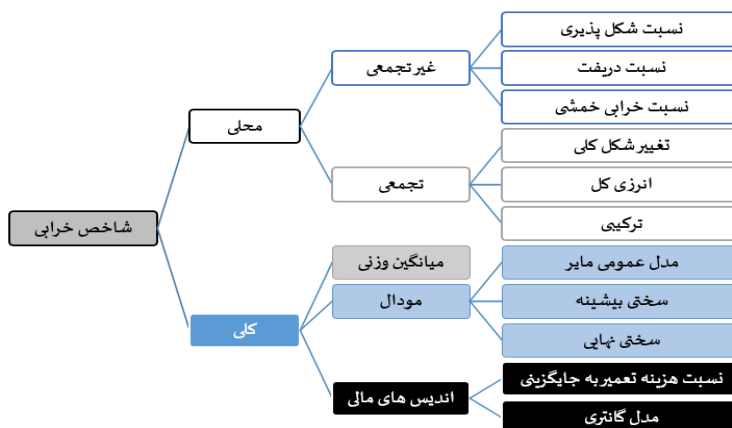
ب) شاخص خسارت می تواند در ارزیابی آسیب پذیری سازه در مقابل پس لرزه ها و نیز تصمیم گیری در مورد ایمن بودن ساختمان برای ورود به آن بلافاصله بعد از زلزله پارامتری مؤثر باشد. به عبارتی شاخص خسارت در انتخاب تعمیر یا تخریب سازه آسیب دیده کمک شایانی می کند.

در طول دو دهه گذشته مطالعات زیادی برای فرموله کردن شاخص های خرابی انجام شده است تا سطوح خسارت وارده ناشی از زلزله ها به طور عددی معین گردد. اما به طور کلی مفهوم فیزیکی هر شاخص خسارت نامشخص است. بنابراین شاخص های خسارت مورد استفاده در ارزیابی آسیب پذیری باید نسبت به نتایج آزمایشگاهی و در صورت امکان نسبت به خسارت واقعی مشاهده شده در اثر زلزله کالیبره شوند. در یک دسته بندی کلی، مدل های تحلیلی خسارت به دو گروه طبقه بندی می شوند:

۱) شاخص خرابی بر اساس مقاومت

۲) شاخص خرابی بر اساس پاسخ سازه

شاخص های خرابی بر اساس مقاومت ساده هستند و نیازی به تحلیل پاسخ ندارند. ولی این شاخص ها باید در مقابل آسیب های مشاهده شده با استفاده از یک بانک اطلاعاتی نسبتاً بزرگ کالیبره شوند. در صورت عدم وجود مشاهدات میدانی سازه های خسارت دیده در اثر زلزله، این شاخص ها بر اساس نتایج حاصل تحلیل غیرارتجاعی سازه ها کالیبره می شوند. شاخص خسارت بر اساس مقاومت، نخست توسط شیگا و همکاران (۱۹۶۸) در کشور ژاپن پیشنهاد شد [۱] و بعدها توسط یانگ (۱۹۸۰) در چین به کار گرفته شد [۲]. این شاخص ها به خصوصیات هندسی عناصر سازه ای نظیر میزان سطح مقطع ستون ها و دیوارها و نیز خواص مصالح آن ها وابسته است. در آئین نامه ی ژاپن [۳] برای ارزیابی ظرفیت لرزه ای ساختمان های موجود، شاخصی بر اساس مقاومت پیشنهاد شده است. اما در روش ارزیابی خرابی بر اساس پاسخ سازه ای، تحلیل نسبتاً پیچیده می باشد ولی در مقابل به اطلاعات کمتری برای کالیبره کردن نتایج نیاز دارد. این روش به اطلاعات مفصلی از مدل های سازه ای و مصالح و توصیف حرکات زمین، سازگار با محلّ احداث سازه نیازمند است. عملکرد لرزه ای سازه ها معمولاً به ظرفیت تغییر شکل های غیرارتجاعی بستگی دارند که این مقادیر می توانند بر اساس پاسخ تسلیم یا شکل پذیری به دست آید [۴].



شکل ۱: دسته بندی شاخص های خسارت [۵].



۳- تاریخچه تحقیق

ارائه‌ی شاخص برای تعیین خرابی موضوعی است که از سه دهه پیش توجه محققین را به‌سوی خود جلب کرده است. بدین منظور که با دانستن شاخص‌های خرابی یک سازه می‌توان علاوه بر داشتن درک صحیح از رفتار آن، نسبت به تبیین خطوط قرمز طراحی اقدام نمود. از دیگر سو برای کنترل وضع موجود یک سازه، نیز دانستن مکانیسم و نحوه خرابی آن در سطح مشخصی از بارهای جانبی وارده برای ارائه برنامه‌های بهسازی الزامی است. به‌عبارت‌دیگر یافتن شاخص خرابی در یک سازه باعث آن می‌شود تا مشخص شود سازه موردنظر تا چه حد در برابر نیروهای جانبی مانند زلزله پایداری دارد. به‌منظور آشنایی سریع، در ادامه به‌طور خلاصه به ذکر محققین و موضوعات موردبررسی آن‌ها پرداخته می‌شود.

پیشینه فعالیت‌ها در زمینه‌ی مطالعه آسیب‌پذیری و شاخص خرابی ساختمان‌ها به سال‌های اول دهه هفتاد باز می‌گردد. در این زمان مدل‌های غیرخطی برای ارزیابی رفتار ساختمان‌ها در برابر زلزله پیشنهاد گردید. شیگا و همکاران (۱۹۶۸)، برای اولین بار از شاخص‌های خرابی بر اساس مقاومت استفاده کردند [۱]. ویتمن (۱۹۷۲)، با ارائه روش خاصی، اولین قدم را در این راه برداشت. در این روش، شدت حرکت زمین با مقیاس مرکالی اصلاح‌شده و شاخص خسارت ناشی از زمین‌لرزه با نسبت هزینه ترمیم و مرمت به هزینه ساخت مجدد، بیان شد [۶]. اوکادا و همکاران (۱۹۷۴)، روشی را برای ارزیابی ایمنی لرزه‌ای ساختمان‌های بتن‌آرمه کوتاه ارائه نمودند. این روش که اسکریبنینگ نامیده می‌شود، تا جایی که ایمنی سازه را تأمین نماید، ادامه می‌یابد [۷]. در سال ۱۹۷۵، یاو نیز اندیس خرابی بر اساس جابجایی نسبی بین طبقه‌ای معرفی کرد [۸]. برتوت و برسلر (۱۹۷۷)، تعاریفی از خسارت پذیری موضعی، خسارت پذیری کلی و خسارت پذیری تجمعی سازه را بیان نمودند [۹]. بانون و همکاران (۱۹۸۱)، نیز شاخص خرابی ارائه دادند که بر اساس نسبت سختی اولیه سازه به سختی سازه در ماکزیمم جابجایی طبقات، سنجیده می‌شود و همچنین (۱۹۸۲)، مدل خرابی بر اساس فاکتورهای شکل‌پذیری تعریف نمودند [۱۰]. کراوینکلر و همکاران (۱۹۸۳) یک اندیس به‌منظور تخمین خرابی تجمعی پیشنهاد نمودند که مستقیماً با پارامتر عملکرد سازه، میزان تغییر شکل پلاستیک، تغییر شکل تسلیم و تعداد کل حرکات سیکلی در زلزله ارتباط دارد [۱۱]. پارک و همکاران (۱۹۸۴)، با ارائه یک شاخص خسارت، کمبودهای تحقیقات گذشته را پوشش داده و ارزیابی آسیب‌پذیری را دستخوش تحولی بزرگ نمودند. آنان با در نظر گرفتن مدل‌های جامع‌تری از رفتار غیرخطی اعضای بتنی مسلح تحت بارهای نوسانی، شکل‌پذیری و انرژی تلف‌شده توسط اعضای سازه‌ای را در خسارت متحمل شده توسط اعضاء، دخالت داده و عملاً جایگاه آسیب‌پذیری کمی را، تحکیم بخشیدند [۱۲]. پارک و انگ (۱۹۸۵)، بر مبنای حداکثر تغییر شکل ممکن یک عضو و تغییر شکل نهایی و تلفیق آن‌ها با حداکثر انرژی جذب‌شده روش جدیدتری را ارائه کردند [۱۳]. رافائل و میر (۱۹۸۷)، برای ارزیابی لرزه‌ای تحلیلی سازه‌های فولادی و بتن مسلح، شاخص‌های نرم‌شدگی با توجه به خصوصیات سازه‌ای را به صورت یک تک پارامتر برای کل سازه تعریف کردند [۱۴]. آن‌ها تلاش کردند فرضیات مربوط به فلزات را برای بتن مسلح نیز بر اساس روابط ظرفیت و نیاز بسط دهند. پاول و الله آبادی (۱۹۸۸)، روشی برای محاسبه شاخص خسارت بر مبنای مقایسه ظرفیت‌های سازه به هنگام وقوع زلزله‌های مختلف ارائه کردند [۱۵]. کوزنزا (۱۹۹۳)، شکل‌پذیری را به‌عنوان پارامتر اصلی ملاک نبوده، بلکه پارامترهای دیگری همچون انرژی هیستریزیس نیز در آن، مؤثر است [۱۶]. براسی و همکاران (۱۹۸۹)، شاخص خسارت کلی برای سازه‌ها فرمول‌بندی نمود [۱۷].

کراوینکلر و ناصر (۱۹۹۲)، خرابی بر پایه شکل‌پذیری و خسارت تجمعی را مدنظر قرار دادند. در این روش با فرض سطح قابل قبولی از خسارت، شکل‌پذیری متناظر با آن به دست می‌آید و سپس مقاومت لازم برای محدود کردن شکل‌پذیری تقاضا به ظرفیت موجود، محاسبه می‌شود که این شیوه، نگرشی کلی به رفتار سازه دارد [۱۸]. کوپل اغلو و همکاران (۱۹۹۴)، یک شاخص خسارت نرم‌شدگی کلی را پیشنهاد نمودند. شاخص موردنظر بر مبنای تغییرات فرکانس اولین مد ارتعاش به‌واسطه‌ی کاهش سختی و مقاومت می‌باشد. آن‌ها با بررسی رفتار هیستریزیس اولین مد، خسارت محلی و کلی را پیش‌بینی نمودند [۱۹]. دالی و کرول (۱۹۹۶)،



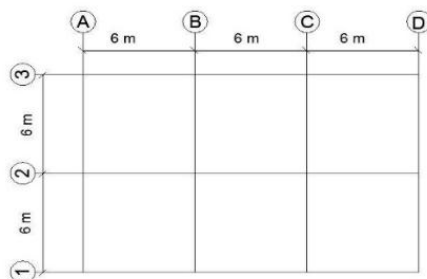
شاخص خسارتی بر اساس پارک انگ پیشنهاد نمودند [۲۰]. قبارا و ابوالفتح (۱۹۹۷)، روش پیشنهادی را برای شاخص خسارت ارائه کردند که بر اساس پاسخ سازه و اندازه‌گیری زوال سختی طبقات مختلف و کل ساختمان تحت اثر بار لرزه‌ای بود. این عمل با انجام یک تحلیل استاتیکی بار افزون قبل و بعد از اعمال زلزله صورت گرفت. این مدل توانایی در نظر گرفتن مدهای مختلف گسیختگی سازه را در برداشت و در نهایت شاخص به‌دست‌آمده با شاخص‌های دیگر مقایسه گردید و مشاهده شد که هماهنگی مناسبی بین آن‌ها وجود دارد [۲۱]. قبارا و العطار (۱۹۹۷)، رفتار سازه‌های ساختمان‌های بتن مسلح موجود که تنها برای بارهای ثقلی طراحی شده بود را با ساختمان‌های طراحی شده بر اساس بار ثقلی و جانبی مقایسه کردند و نتیجه گرفتند که ساختمان‌های طراحی شده بر اساس بارهای ثقلی، به علت ناکافی بودن طول وصله پوششی، ظرفیت برشی ستون (عدم محصور شدگی و جزییات ضعیف آرماتورگذاری)، اتصالات ضعیف (ظرفیت برشی محدود و ناکافی بودن آرماتورهای عرضی) و عدم وجود ظرفیت دورانی در انتهای تیرها (کافی نبودن مهار آرماتورهای مثبت) رفتار ضعیفی از خود نشان می‌دهند [۲۲]. جریک و همکاران (۱۹۹۸)، روش جدیدی را برای بررسی تمرکز خسارت و اندازه‌گیری آن در قاب‌های بتن مسلح تحت اثر زلزله ارائه نمودند. در این روش حداقل به یک اندازه‌گیری پاسخ در سازه و شتاب زمین نیاز بود. علاوه بر آن دو تا از کمترین فرکانس‌های ویژه با زمان‌های مختلف نیز باید مشخص می‌شد. طبقه‌بندی خسارت، هم از بازرسی چشمی و هم از آزمایش‌های آماری مقایسه گردید و نتیجه‌گیری شد که خصوصاً در حالاتی که خسارت در یک تراز معین از سازه متمرکز می‌گردد با استفاده از روش پیشنهادی، ارزیابی مناسبی از خسارت به دست می‌آید [۲۳]. در سال ۱۹۹۹، یک گروه محقق از کشور استرالیا بر اساس هزینه تمام‌شده یک متر مربع ساختمان در آن کشور و معرفی ضرایب تجربی، یک مدل خطی برای محاسبه شاخص خرابی ارائه کردند. در همان سال و پس از زلزله‌ی چی چی تایوان، جان ایچی میکاوشی خرابی‌های زلزله مذکور با خرابی ساختمان‌ها در زلزله هیوگوکن (۱۹۹۵) و زلزله‌ی مهیب کوبه (۱۹۹۵) را مورد مقایسه قرار دادند که از این تحقیق، یک رابطه جدید مختص محاسبه شاخص خرابی مدارس بر مبنای یک ثابت تجربی ارائه گردید [۲۴]. میکامی و ایمورا (۲۰۰۰)، با استفاده از رابطه پارک و انگ (۱۹۸۵) در محدوده الاستیک و بر مبنای میزان نرمی، رابطه‌ی جدیدی را ارائه دادند که در رابطه آن‌ها، حداکثر تغییر شکل و مقاومت جاری شدن فولاد مصرفی مدنظر قرار داده شد [۲۵]. پادوپولوس و همکاران (۲۰۰۴)، با روشی ساده ولی دقیق، رابطه‌های را برای محاسبه شاخص خرابی معرفی کرده‌اند که در مقایسه با روش‌های قبلی علاوه بر سرعت از سهولت نیز برخوردار بود. بر مبنای این روش تشکیل مفصل پلاستیک در ستون معیاری برای سنجش خرابی معرفی گردید [۲۶]. عباس نیا و برقی (۲۰۰۴)، به‌منظور بررسی و نقد شاخص خرابی پارک انگ، ۲۵ ستون بتنی با تاریخچه بارگذاری مشخص، مورد بررسی قرار گرفتند [۲۷]. کیان فر، استکانچی و وفایی (۲۰۰۴)، عملکرد قاب‌های ۳ طبقه یک دهانه، ۷ طبقه یک و سه دهانه را توسط شاخص‌های خرابی مختلف مورد بررسی قرار دادند [۲۸]. گرامی و دانشجو (۲۰۰۶)، دریفت طبقات را به‌عنوان شاخص خسارت تجمعی در قاب‌های خمشی فولادی بررسی نمودند [۲۹]. جئونگ و ال‌ناشایی (۲۰۰۶)، استخراج منحنی‌های شکنندگی برای سازه‌های نامنظم در پلان ارائه داده که یک رابطه چند بعدی برای شاخص خسارت مبتنی بر تغییر مکان را معرفی نمودند [۳۰]. واثقی امیری و همکاران (۲۰۰۸)، سه قاب بتنی با دیوار برشی ۸، ۱۲ و ۱۵ طبقه را مورد مطالعه قرار دادند و در آن توزیع شاخص خسارت دریفت، انرژی هیسترزیس در ارتفاع ساختمان‌هایی که متحمل زلزله قوی شده‌اند، را بررسی نمودند [۳۱]. برقی و رجبی (۲۰۱۰)، با آزمایش بر روی ستون‌های بتن مسلح با نوع انهدام خمشی و تمرکز بر روی بارگذاری دوره‌ای و استفاده از نتایج آزمایشگاهی ۹۵ عدد ستون به توسعه مدل خسارت پارک-انگ پرداختند [۳۲]. صادقی (۲۰۱۱)، شاخص خسارت ساده و دقیقی برای ارزیابی خرابی عضو سازه‌ای در مدل بارگذاری چرخه‌ای پیشنهاد داد [۳۳]. وی وان کا او و رونق (۲۰۱۴) ارتباط بین پارامترهای لرزه‌ای حرکت در گسل‌های حوزه دور و شاخص خرابی قاب‌های بتنی مسلح کوتاه را ارائه دادند [۳۴]. کاظمی و همکاران (۲۰۱۳)، شاخص خسارت ال‌ناشایی را مورد بازبینی قرار دادند و آن را بهینه نمودند و از این شاخص نوین برای ارزیابی خسارت سازه‌های نامنظم دارای قاب



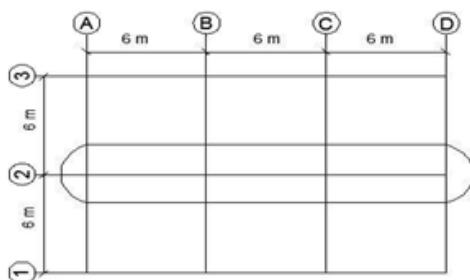
خمشی فولادی به همراه دیوار برشی بتنی در شهر مشهد استفاده کردند [۵]. ژانگ و همکاران (۲۰۱۴) آنالیز حساسیت تابع همبستگی خودکار بر مبنای شاخص خرابی و کاربرد آن در تشخیص خرابی سازه‌ها را ارائه داده‌اند [۳۵]. موریک و همکاران (۲۰۱۴) شاخص خسارت ترکیبی برای ارزیابی خرابی سازه‌های متقارن در پلان پیشنهاد کردند [۳۶]. راجیو و همکاران (۲۰۱۴) شاخص خسارتی بر اساس مقدار انرژی جذب‌شده در سازه‌های دارای مهاربند همگرا را پیشنهاد نمودند [۳۷]. شعبانی و عبدالله زاده (۲۰۱۵)، با انتخاب تعدادی قاب فولادی با سیستم خمشی متوسط به بررسی آسیب‌پذیری لرزه‌ای این قاب‌ها، تحت زمین‌لرزه‌های مختلف حوزه‌ی دور پرداخته و جهت مقاوم‌سازی و کاهش خسارت، در دهانه‌های وسط قاب‌ها میراگر ویسکوالاستیک قرار داده و نتایج را با هم مقایسه کرده است [۳۸]. امامی و همکاران (۲۰۱۵)، شاخص خسارت پارک-انگ را به صورت (عضو، طبقه و کلی) برای سه مدل ۴، ۸ و ۱۲ طبقه قاب خمشی بتن مسلح به صورت سه بُعدی در پلان منظم تحت ۱۴ رکورد نزدیک به گسل مورد ارزیابی قرار دادند [۳۹]. عباسی و میرزایی (۲۰۱۶)، به مطالعه و بررسی حساسیت لرزه‌ای سازه‌های قاب خمشی بتنی ۷ و ۱۰ طبقه نسبت به شاخص‌های خرابی، تغییر مکان بین طبقه‌ای و دوران خمیری مفاصل، با استفاده از منحنی شکنندگی پرداخته‌اند [۴۰]. وثوقی و همکاران (۲۰۱۶)، سازه‌ی قاب فولادی سبکی را با در نظر گرفتن اندرکنش خاک-سازه، از منظر کمی و کیفی با استفاده از شاخص خسارت پادوپولوس مورد ارزیابی و مقایسه قرار دادند [۴۱]. صادقی و همکاران (۲۰۱۸)، به ارزیابی و اولویت‌بندی شاخص‌های خسارت لرزه‌ای در سازه‌های قاب خمشی فولادی با شکل‌پذیری متوسط تحت زلزله‌های نزدیک به گسل پرداخته‌اند. نتایج نشان داد که شاخص‌های خسارت گسیختگی بانون، دریفت و پارک-انگ به ترتیب به‌عنوان دقیق‌ترین شاخص‌های خرابی محلی، طبقه و کلی معرفی شده‌اند [۴۲]. در این تحقیق، به‌عنوان نوآوری نقش پارامترهای تغییر شکل و انرژی در ارزیابی خرابی لرزه‌ای سازه‌های فولادی با سیستم قاب خمشی فولادی دارای شکل‌پذیری ویژه تحت زلزله‌های نزدیک به گسل بر اساس تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی مورد بررسی قرار گرفته است.

۴- مدل‌سازی قاب‌های فولادی

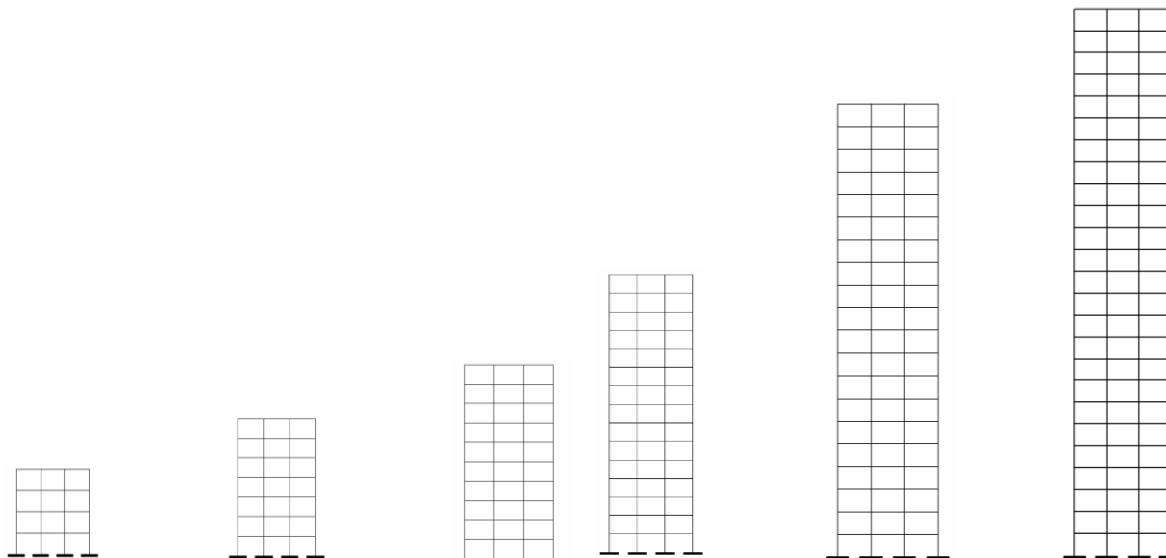
بررسی و تحقیق بر روی ساختمان‌ها جهت ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای و تعیین شاخص‌های خسارت، مستلزم انجام مدل‌سازی و تحلیل بر روی سازه‌ها می‌باشد، در صورت امکان انجام مطالعات آزمایشگاهی و مقایسه نتایج حاصل با مدل‌سازی تئوری، راهگشا می‌باشد ولی از آنجایی که مطالعات آزمایشگاهی پرهزینه می‌باشند در نتیجه به‌منظور مطالعه و مقایسه میزان خسارت اعضا و طبقات در ساختمان‌های فولادی با سیستم قاب خمشی و با تعداد طبقات (۴، ۷، ۱۰، ۱۵، ۲۰ و ۲۵) و با هندسه منظم و ساده استفاده شده است تا بتوان ارزیابی دقیقی از پارامترهای تغییر شکل و انرژی در شاخص‌های خرابی بررسی شده، داشت. پلان ساختمان‌های مورد مطالعه، طول دهانه‌ها و ارتفاع هر طبقه بر اساس مقاله‌ی کومار و همکاران [۴۳] که در شکل (۲) نشان داده شده، انتخاب شده است. در این پژوهش، به‌منظور انجام عملیات تحلیل دینامیکی غیرخطی و استخراج شاخص خرابی سازه‌ای، قاب محور ۲ از ساختمان فولادی انتخاب شد. موقعیت قاب مورد نظر از ساختمان فولادی در شکل (۳) مشخص شده است و پیکربندی قاب‌ها در شکل (۴) نشان داده شده است.



شکل ۲: پلان سازه به همراه موقعیت ستون‌ها [۴۳]



شکل ۳: قاب منتخب در پلان سازه [۴۳].



شکل ۴: پیکربندی قاب‌های مورد مطالعه.



۱-۴- بارگذاری

بارگذاری ثقلی سازه‌ها بر اساس ضوابط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان [۴۴] و بارگذاری لرزه‌ای بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ ایران (ویرایش چهارم) [۴۵] انجام شده و سپس طبق ضوابط مبحث دهم مقررات ملی ساختمان [۴۶] مورد تحلیل دینامیکی طیفی قرار گرفته‌اند و مقاطع قاب‌ها مطابق ضوابط مذکور طراحی شدند ضمناً لازم به ذکر است که کلیه بارهای قائم و جانبی در این سیستم توسط قاب تحمل می‌شود. جزئیات مربوط به بارگذاری قاب‌های فولادی در جدول (۱) آمده است:

جدول ۱: جزئیات مربوط به بارگذاری مدل‌ها.

تعداد دهانه در جهت طولی	۳ دهانه	سقف طبقات و پی	صلب
طول دهانه	۶ متر	ضریب اهمیت سازه	1=I گروه سوم (متوسط)
ارتفاع طبقه اول	۴/۵ متر	کاربری	مسکونی
ارتفاع سایر طبقات	۳/۵ متر	نوع زمین	خاک نوع II
بار مرده‌ی طبقات	۳۰۰ کیلوگرم بر مترمربع	ضریب رفتار سازه	قاب خمشی فولادی با شکل پذیری ویژه R=7/5
بار زنده‌ی طبقات	۲۰۰ کیلوگرم بر مترمربع	خروج از مرکزیت	e=0.05
بار مرده‌ی بام	۲۵۰ کیلوگرم بر مترمربع	میرایی	۰.۵٪
بار زنده‌ی بام	۱۵۰ کیلوگرم بر مترمربع	خطر زمین لرزه	A=0.3 g خطر نسبی زیاد
وزن طبقه	DL+20%LL	بارگذاری جانبی	مطابق استاندارد ۲۸۰۰ ایران ویرایش چهارم
طراحی قاب‌های فولادی	مطابق مبحث دهم مقررات ملی ساختمان	بارگذاری ثقلی	مطابق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان

۲-۴- مشخصات قاب‌های فولادی

مشخصات زمان تناوب قاب‌های فولادی به صورت جدول (۲) و ابعاد هندسی و مشخصات مقاطع تیرها و ستون‌های قاب‌های فولادی مورد مطالعه در جدول (۳) خلاصه شده است. همانطور که ملاحظه می‌شود ستون‌های کلیه طبقات با مقطع قوطی شکل (BOX) و تیرهای طبقات نیز با پروفیل مقاطع I شکل (HEB) مدل‌سازی، طراحی و اجرا شده‌اند، همچنین نوع مصالح فولاد ساختمانی به کار رفته در قاب‌های فولادی ST-37 با مقاومت تسلیم 240 Mpa و تنش نهایی 360 Mpa و مدول الاستیسیته 200G pa می‌باشد.



جدول ۲: مشخصات زمان تناوب اصلی قاب‌های فولادی.

قاب فولادی	ارتفاع (m)	زمان تناوب (Sec)
طبقه ۴	۱۵	۰/۳۵
طبقه ۷	۲۵/۵	۰/۶۱
طبقه ۱۰	۳۶	۰/۷۲
طبقه ۱۵	۴۳	۰/۸۷
طبقه ۲۰	۷۱	۱/۳۰
طبقه ۲۵	۸۸/۵	۱/۵۴

جدول ۳: مقاطع تیر و ستون قاب‌های فولادی مورد مطالعه.

تعداد طبقات	مقاطع تیرها	مقاطع ستونها
۴	HE240B & HE220B	BOX200X200X20
۷	HE280B & HE220B	BOX200X200X25 & BOX200X200X16
۱۰	HE320B & HE300B & HE280 & HE260B	BOX280X280X35 & BOX240X240X40
۱۵	HE400B & HE360B & HE340 & HE260B	BOX300X300X35 & BOX300X300X20 & BOX250X250X20
۲۰	HE500B & HE450B & HE400B & HE360B & HE340 & HE280B & HE240B	BOX400X400X40 & BOX350X350X35 & BOX320X320X20 & BOX300X300X20 & BOX280X280X20 & BOX260X260X16
۲۵	HE600B & HE550B & HE500B & HE400B & HE360 & HE320B & HE300B & HE260B	BOX500X500X40 & BOX450X450X35 & BOX420X420X20 & BOX400X400X20 & BOX350X350X20 & BOX300X300X16 & BOX280X280X16

۵- تحلیل دینامیکی غیرخطی (تاریخچه زمانی)

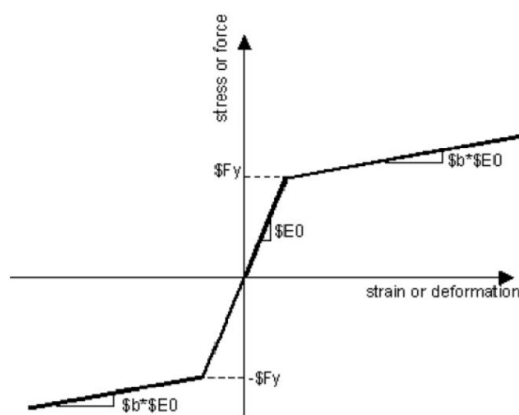
بر اساس تحلیل‌های دینامیکی، میزان خسارت لرزه‌ای در قاب‌های مورد نظر، طی سه مرحله زیر محاسبه شده است:

- ۱- هر قاب مطابق با آیین‌نامه‌ی مورد نظر مورد بارگذاری زلزله قرار گرفته و طراحی گردیده است؛
- ۲- برای قاب‌های طراحی شده، تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی تحت شتاب‌نگاشت‌های نزدیک به گسل، انجام گرفته و منحنی‌های توزیع شاخص خسارت (DI) در قاب‌های مذکور به صورت محلی و کلی ارائه شده است؛
- ۳- بر اساس نتایج به دست آمده، شاخص‌های خسارت انتخابی در سازه‌های قاب خمشی فولادی مورد بررسی، مقایسه و نتیجه‌گیری قرار گرفته‌اند؛

در این پژوهش، ابتدا قاب‌های خمشی فولادی با استفاده از نرم‌افزار SAP2000 [۴۷] طراحی شدند و سپس از نرم‌افزار کدباز OpenSees [۴۸] جهت انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی استفاده شده است. برای تعریف رفتار غیرخطی از المان‌های فایبر (Fiber Element) (توزیع گسترده پلاستیسیته در طول کل عضو) برای مدل‌سازی اعضای قابی (تیر- ستون) استفاده شده است و رفتار غیرخطی اعضای قاب فولادی بر اساس Steel01 در شکل (۵) نشان داده شده است. لازم به ذکر است که المان‌های فایبر، مدلی است که رفتار غیرخطی را به صورت پخش شده در نظر می‌گیرد و قادر بوده تا خواص غیرخطی را در المان‌های فولادی



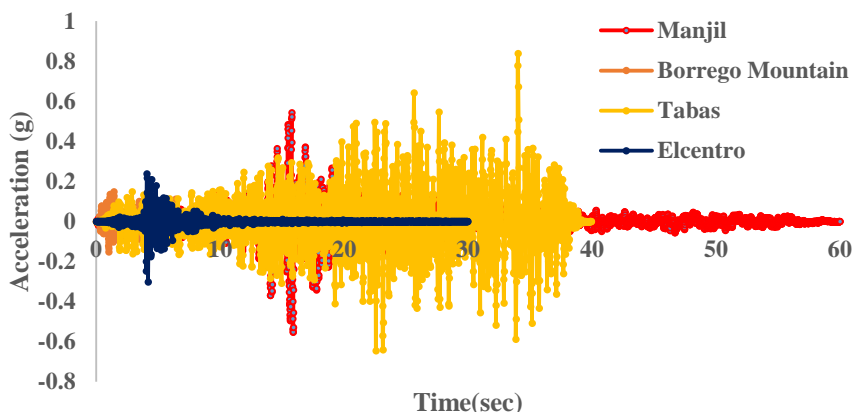
با وضوح بیشتری نشان دهد. تعداد مقاطع فایبر ۲۰۰ عدد و تعداد انتگرال گیری گوس در طول المان‌های تیر- ستون ۵ عدد می‌باشد. در تحلیل دینامیکی غیرخطی به مصالح اجازه داده می‌شود تا وارد محدوده رفتار غیرخطی شده و در نتیجه تغییر شکل‌های بزرگ و اتلاف انرژی در اثر جاری شدن مصالح، ترک خوردگی و شکست، رخ خواهد داد و فرض بر آن است که ماتریس سختی و میرایی در طول تحلیل از یک گام به گام بعد می‌تواند تغییر کند. اما این ماتریس‌ها در طول هر گام زمانی، ثابت است و پاسخ مدل تحت شتاب زلزله به روش‌های عددی و برای هر گام زمانی محاسبه می‌شود. کرنش سخت شدگی نیز ۳ درصد لحاظ شده است. به منظور انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی در برنامه‌ی OpenSees، هر المان به ۱۰ قسمت تقسیم می‌شود و در این بخش‌ها در ۳ نقطه در گوشه‌های بالا، پایین و وسط مقطع، تنش‌ها و کرنش‌های مربوطه استخراج و از روی آن انرژی چرخه‌ای از دست‌رفته هر عضو محاسبه می‌گردد.



شکل ۵: مدل رفتار فولاد مورد استفاده در این تحقیق [۴۸].

۶- شتابنگاشت‌های مورد استفاده

یکی از مهم‌ترین پارامترهای موثر در انرژی ورودی به سازه‌ها، شتاب نگاشت زلزله به کار رفته در تحلیل لرزه‌ای می‌باشد و همچنین انتخاب شتاب نگاشت‌های زمین‌لرزه جهت تحلیل دینامیکی سازه‌ها، در ارزیابی آسیب‌پذیری آن‌ها بسیار اهمیت دارد. در این پژوهش، جهت انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی، چهار رکورد زمین لرزه نزدیک به گسل طبس، منجیل، السنتر و Borrego Mountain که از بانک داده‌های زلزله (PEER) استخراج شده که دارای بزرگای بین ۶/۵ تا ۷/۵ و در خاک نوع II با سرعت موج برشی $375 < V_s < 750$ ثبت گردیده، انتخاب شده‌اند [۴۹]. سعی شده است شرایط تکتونیک حاکم بر فلات ایران در تحلیل‌ها لحاظ شده بنابراین دو زلزله از فلات ایران انتخاب گردیده و همچنین با توجه به آن که معمولاً خیلی از شهرها دور از منابع لرزه‌ای قوی احداث شده‌اند، فاصله ایستگاه ثبت این شتاب نگاشت از مرکز سطحی زلزله آن‌ها کمتر از ۱۵ کیلومتر انتخاب شده‌اند. شتاب بیشینه‌ی زلزله‌های طبس، منجیل، السنتر و Borrego Mountain به ترتیب ۰/۸۲، ۰/۵۶، ۰/۳۱ و ۰/۱ می‌باشد. زلزله‌ها به طوری در نظر گرفته شده‌اند که تفاوت خرابی‌ها و عملکرد شاخص‌های خرابی مختلف در طبقات قاب‌ها قابل ارزیابی و مقایسه باشد.



شکل ۶: شتاب نگاشت‌های زلزله‌های مورد مطالعه.

در این تحقیق، برای بررسی دقیق‌تر و درک بهتر رفتار سازه‌ها به انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی با استفاده از چهار شتاب نگاشت حوزه‌ی نزدیک پرداخته شده است.

۷- معرفی شاخص‌های خرابی مورد مطالعه

شاخص‌هایی که بیانگر خسارت محلی در یک عضو و یا یک گره (اتصال) تحت بارگذاری زلزله هستند، شرح داده می‌شوند. در اکثر حالات، این شاخص‌ها پارامترهای بدون بُعدی هستند که مقدار صفر را برای حالت بدون خسارت و مقدار یک را برای فروریزش سازه به خود می‌گیرند، ضمن آن‌که مقادیر بین صفر و یک، درجات مختلف خرابی را نشان می‌دهند. اکثر شاخص‌های محلی، طبیعتاً تجمعی می‌باشند که وابستگی خسارت به دامنه و تعداد نوسان‌های بارگذاری را منعکس می‌کنند.

۷-۱- شاخص خرابی وابسته به تغییر شکل

ساده‌ترین تعریف یک تابع خرابی، مطابق رابطه‌ی (۱)، مربوط به شاخص خرابی شکل‌پذیری می‌باشد [۴۲]. شاخص خرابی شکل‌پذیری میزان انرژی تلف‌شده‌المان‌ها را لحاظ نمی‌کند و فقط تغییر شکل بیشینه را در بیان میزان خرابی استفاده می‌کند.

$$DI_{Ductility} = \frac{\theta_m}{\theta_u} \quad (1)$$

در این رابطه DI شاخص خرابی شکل‌پذیری، θ_m چرخش بیشینه انتهای عضو در حین زلزله و θ_u چرخش نهایی مقطع المان می‌باشد. مقادیر بزرگتر از یک این شاخص، شکست المان بیان می‌کند.

۷-۲- شاخص خرابی وابسته به انرژی

شاخص خرابی انرژی، برخلاف شاخص خرابی شکل‌پذیری، فقط انرژی تلف‌شده توسط المان‌ها را لحاظ می‌کند و تغییر شکل آن‌ها را در نظر نمی‌گیرد. از مزیت‌های شاخص‌ها اثر مدت زمان زلزله را در رفتار سازه لحاظ می‌کنند و میزان خرابی به صورت تجمعی محاسبه می‌گردد. شاخص خرابی انرژی مطابق رابطه‌ی (۲) تعریف شده است [۲۹].



$$DI_{Energy} = \frac{EH/M_y \theta_y}{(\theta_u/\theta_y - 1)} \quad (2)$$

در روابط EH، انرژی تلف شده توسط المان ها و M_y لنگر حد تسلیم عضو می باشد.

۷-۳- شاخص خرابی ترکیبی

شاخص هایی که اثرات تغییر شکل و انرژی تلف شده المان ها را تواما لحاظ کند، بیشتر می تواند قابل اعتماد باشد. بدین منظور شاخص خرابی پارک انگ مطابق رابطه ی (۳) تعریف شده است. این شاخص کاربرد گسترده ای در مطالعات بررسی میزان خرابی المان های تیر بتنی دارد و در مورد المان های فولادی نیز مورد استفاده قرار گرفته است [۱۲].

$$DI_{Park-Ang} = \frac{\theta_m}{\theta_u} + \beta \frac{EH}{M_y \theta_u} \quad (3)$$

مقدار عددی β به صورت تجربی ۰/۱۵ تعریف شده است. شاخص خرابی پارک انگ از جمله توابع خرابی است که محدوده بندی مشخصی جهت بیان مفهوم فیزیکی اعداد این شاخص ارائه می کند. مقادیر بزرگتر از یک شاخص شکست و فروریختگی المان یا سازه را نشان می دهد [۱۳].

۸- محاسبه شاخص های خرابی

با توجه به روابط (۱، ۲، ۳)، به منظور تعیین شاخص های خرابی، پارامترهای θ_m ، θ_u ، θ_y ، M_y و EH محاسبه می شوند. پارامترهای θ_m و EH، از تحلیل دینامیکی غیرخطی قاب های مورد نظر و سایر پارامترهای فوق، تابع مشخصات مقطع اعضا می باشند که پس از طرح مقاطع المان ها قابل محاسبه می شوند. مطابق شکل (۷)، به عنوان نمونه تاریخچه دوران انتهای یکی از المان ها نشان داده شده است. از روی این شکل می توان دوران بیشینه را به دست آورد (مثلا تحت زلزله طبس $\theta_m = |-0.021| = 0.021 \text{ rad}$). مطابق شکل (۸)، به منظور محاسبه پارامتر انرژی EH، به عنوان مثال نمودارهای هیستریزس لنگر-دوران ($M-\theta$) انتهای یکی از المان ها تحت زلزله های مختلف نمایش داده شده است. سطح زیر این نمودارها بیانگر پارامتر انرژی EH می باشد. به منظور محاسبه شاخص های خرابی طبقات لازم است ابتدا شاخص خرابی محلی المان های طبقات و سپس شاخص خرابی کل طبقات مطابق روابط (۴، ۵، ۶) محاسبه شود [۱۳]. شاخص خرابی محلی، میزان خسارت وارد بر هر المان را نشان می دهند. رابطه ی (۴) نحوه محاسبه شاخص خرابی محلی را برای اعضا نشان می دهد [۱۳].

$$DI_{component} = \frac{DI_{left} + DI_{right}}{2} \quad (4)$$

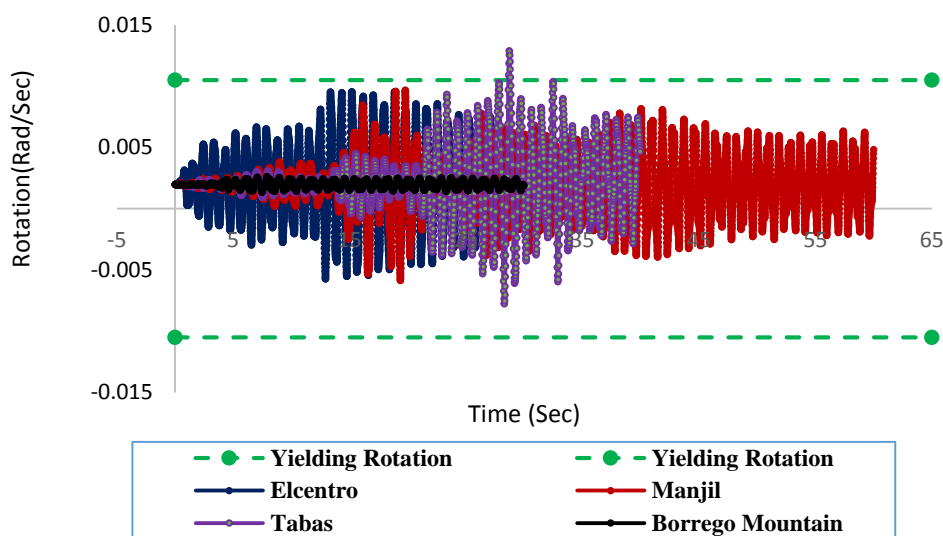
در این رابطه $DI_{component}$ شاخص خرابی عضو را نشان می دهد. DI_{left} ، شاخص خرابی انتهای چپ و DI_{right} ، شاخص خرابی انتهای راست المان را بیان می کند.



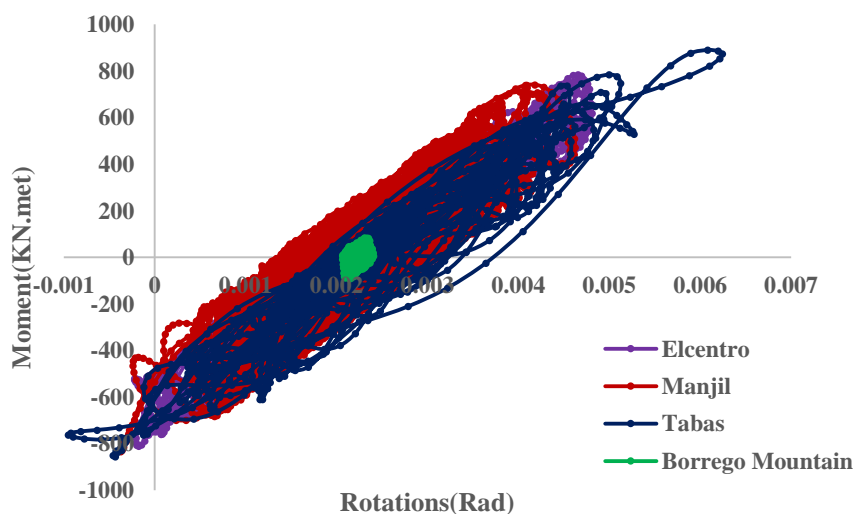
$$DI_{story} = \sum (\lambda_i)_{component} (DI_i)_{component} \quad (5)$$

$$(\lambda_i)_{component} = \left(\frac{E_i}{\sum E_i} \right)_{component} \quad (6)$$

در این روابط DI_{story} شاخص‌های خرابی طبقات سازه، $(\lambda_i)_{component}$ ضریب وزنی مربوط به المان‌های طبقات می‌باشند. E_i انرژی تلف‌شده در المان نام می‌باشد.



شکل ۷: تاریخچه‌ی زمانی دوران انتهای چپ تیر دهانه‌ی اول واقع در طبقه‌ی اول قاب ۴ طبقه‌ی ۳ دهانه.

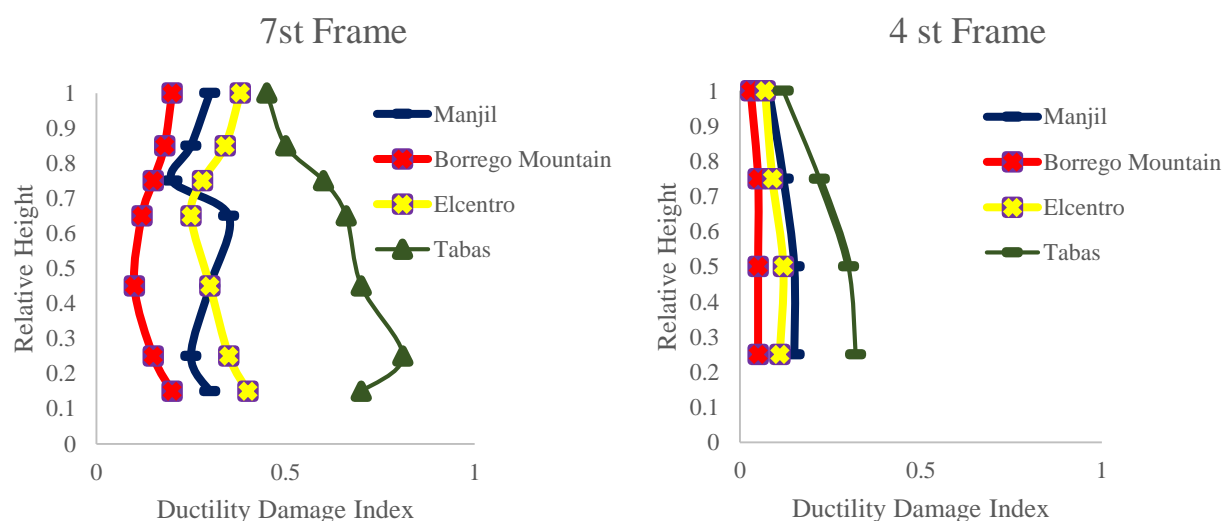


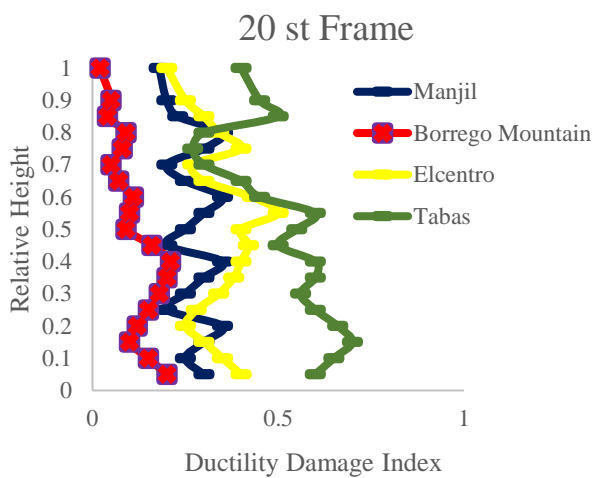
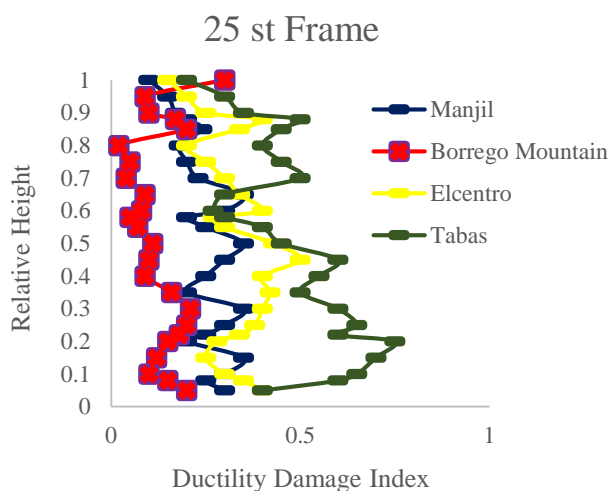
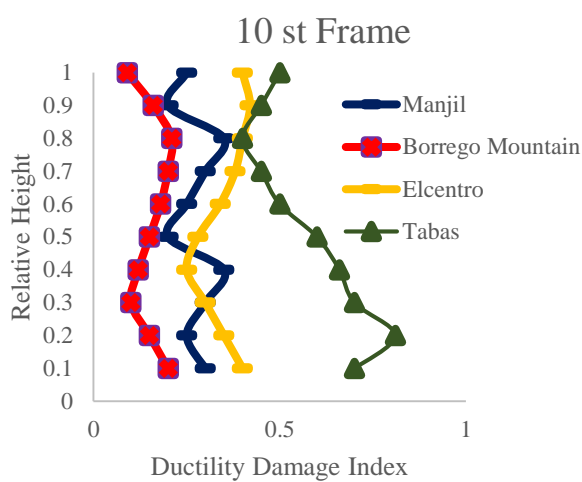
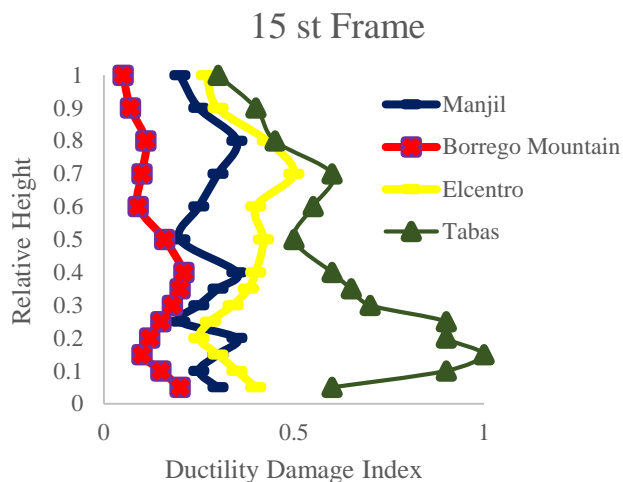
شکل ۸: منحنی لنگر-دوران انتهای چپ تیر طبقه‌ی اول واقع در دهانه‌ی اول قاب ۴ طبقه‌ی ۳ دهانه تحت زلزله‌های مورد مطالعه.



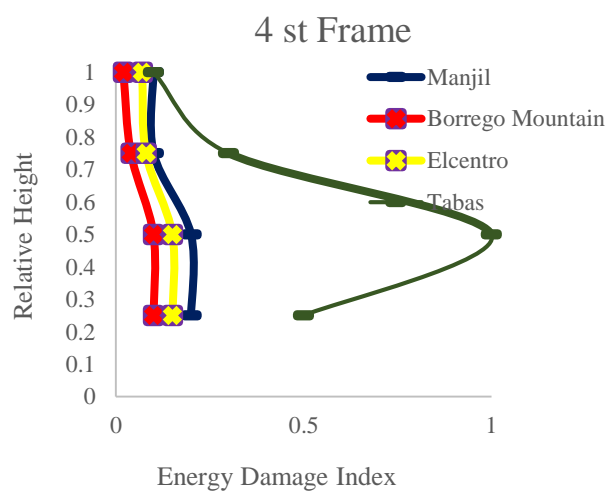
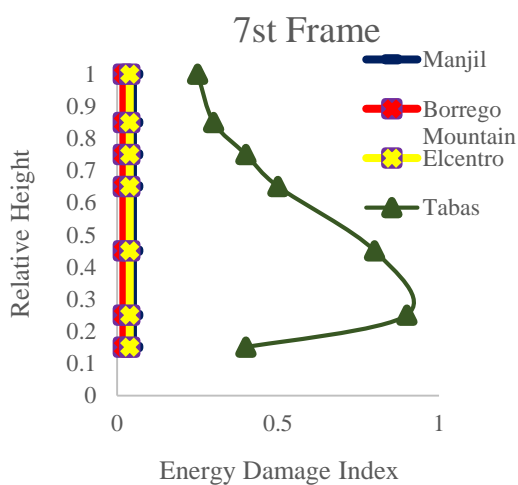
۹- بررسی نتایج

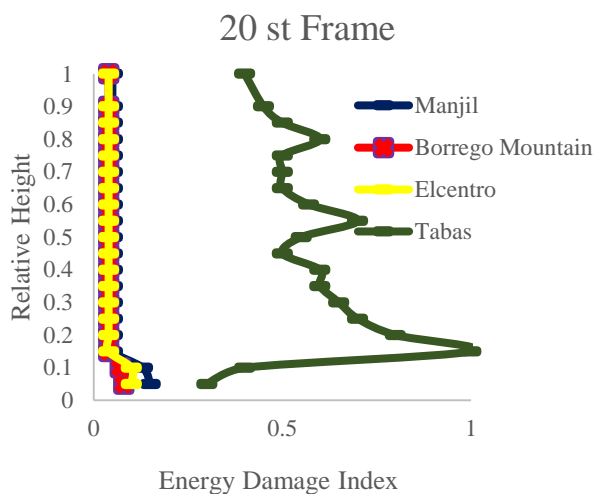
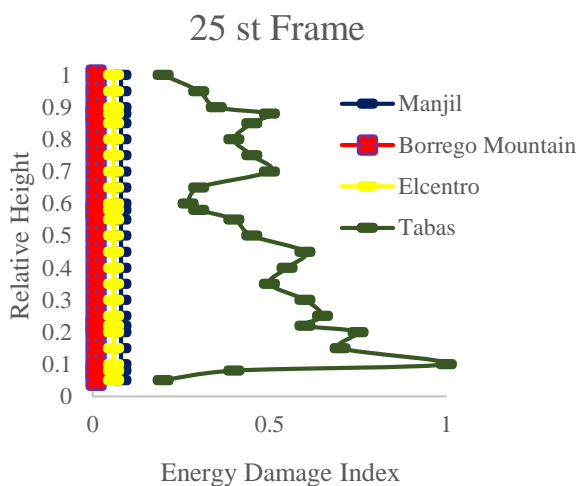
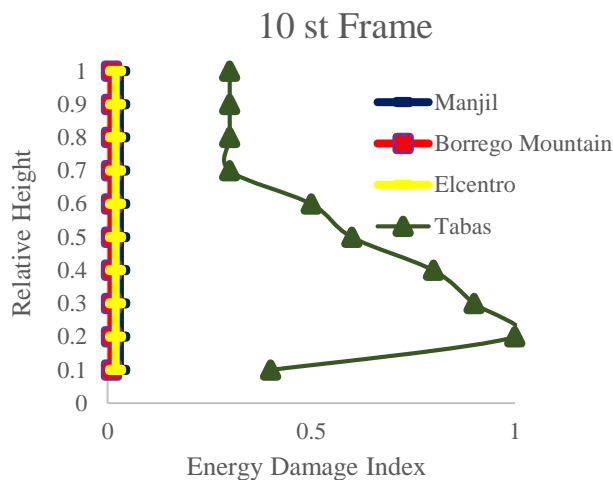
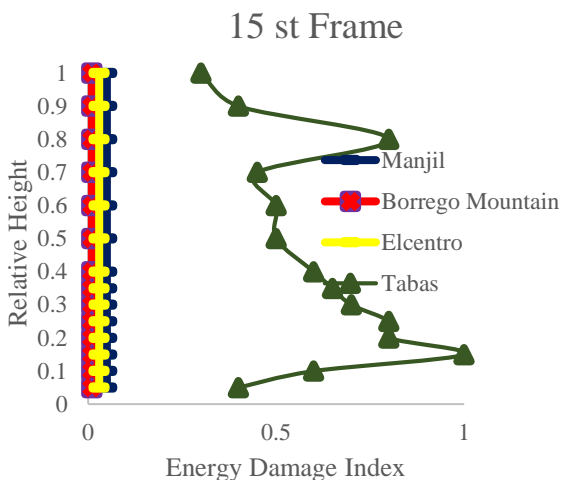
شکل‌های (۹) الی (۱۲)، نمودارهای مربوط به مقادیر شاخص‌های خرابی شکل‌پذیری، انرژی و پارک-انگ را نشان می‌دهد. محور افقی این نمودارها مقادیر شاخص خرابی و محور قائم ارتفاع نسبی قاب را بیان می‌کند. مطابق شکل (۹)، تحت زلزله طیس، بیشترین مقدار شاخص خرابی شکل‌پذیری برای قاب ۴ طبقه ۰/۳ می‌باشد و مربوط به طبقه اول می‌باشد. در مورد قاب ۷ طبقه، بیشترین مقدار این شاخص ۰/۸۲ است و مربوط به طبقه دوم است. در مورد قاب ۱۰ طبقه، بیشترین مقدار شاخص خرابی ۰/۷۵ است و به طبقه دوم مربوط می‌شود. نمودار مربوط به قاب ۱۵ طبقه، بیشترین مقدار را ۱/۳ نشان می‌دهد که مربوط به طبقات سوم و چهارم است. در مورد قاب‌های ۲۰ و ۲۵ طبقه نیز این مقدار به ترتیب ۰/۷۳ و ۰/۷ می‌باشد که مربوط به طبقه پنجم و ششم است. مقادیر این شاخص برای زلزله طیس بزرگتر و در مورد زلزله Borrego Mountain ناچیز است. مشخص است که مقادیر بزرگتر از یک این شاخص خرابی، تغییر شکل‌های منجر به فروریختگی یا شکست المان‌ها را نشان می‌دهد. همان‌طور که ملاحظه می‌شود، تحت زلزله طیس، تغییر شکل‌های المان قاب بدون احتساب عامل انرژی شکست طبقات قاب ۱۵ طبقه را منجر شده است و در طبقات دوم تا پنجم و سیزدهم تغییر شکل‌های نیاز بزرگتر از تغییر شکل‌های مجاز به دست آمده است. در مورد شاخص خرابی شکل‌پذیری، مطابق شکل (۹)، تلفات انرژی المان‌ها، تحت زلزله طیس محسوس است. در مورد زلزله منجیل، مطابق شکل (۱۰)، قاب‌های ۴ و ۲۰ طبقه انرژی جذب نموده‌اند. تحت زلزله السنترو نیز تنها قاب ۲۰ طبقه جذب انرژی را نشان می‌دهد و میزان اتلاف انرژی سایر طبقات در مقایسه با زلزله طیس محسوس نیست. میزان اتلاف انرژی طبقات قاب‌ها تحت زلزله Borrego Mountain، قابل اغماض است. مقایر شاخص خرابی ترکیبی پارک-انگ، مطابق شکل (۱۱) می‌باشد. این شاخص اثر توأم تغییر شکل المان‌ها و انرژی تلف‌شده المان‌ها را لحاظ نموده است. مطابق شکل (۱۱)، تحت زلزله طیس، طبقه دوم قاب ۷ طبقه دچار شکست و طبقه دوم قاب ۱۰ طبقه در آستانه شکست قرار گرفته است. مقدار شاخص خرابی پاک-انگ مربوط به این طبقه تحت این زلزله ۱ می‌باشد. طبقات دوم تا پنجم و سیزدهم قاب ۱۵ طبقه نیز با شکست مواجه شده است. مطابق رابطه (۷) می‌توان اختلاف مقادیر شاخص‌های خرابی پارک-انگ و شکل‌پذیری را طبق رابطه (۸) بیان نمود.



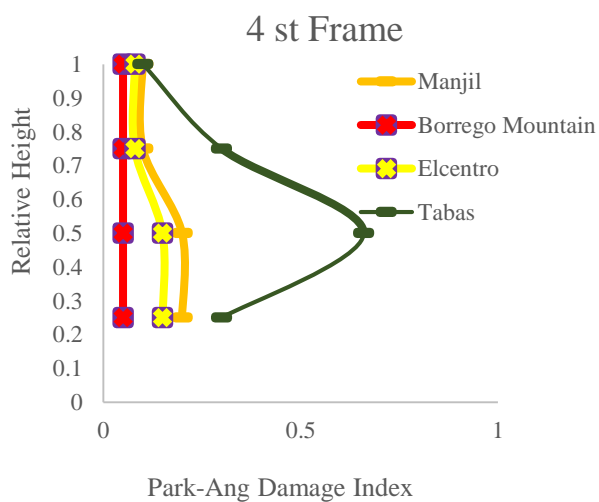
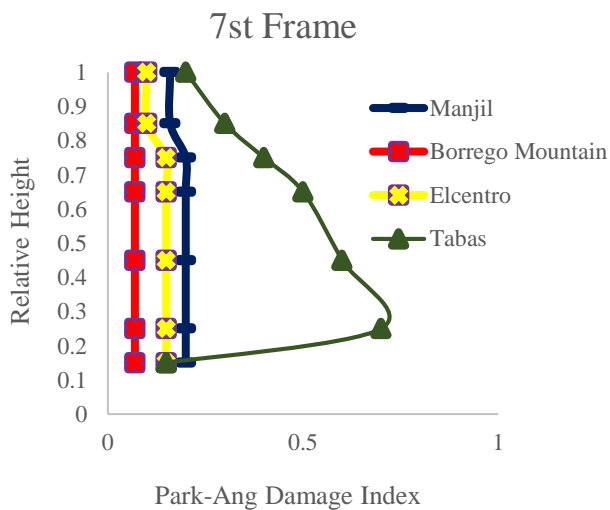


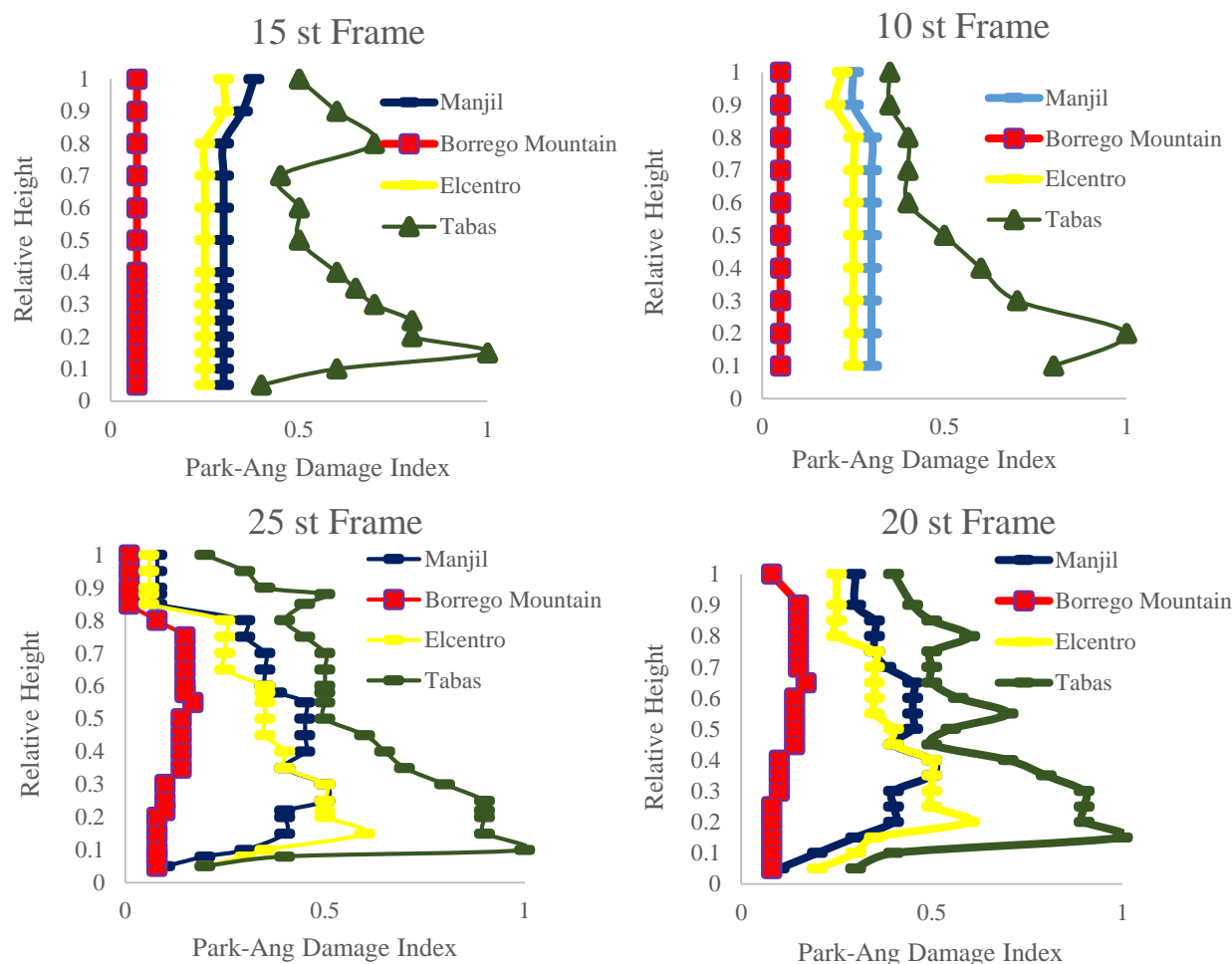
شکل ۹: مقادیر شاخص خرابی شکل پذیری طبقات قاب‌های موردنظر تحت زلزله‌های مختلف.





شکل ۱۰: مقادیر شاخص خرابی انرژی طبقات قابهای موردنظر تحت زلزله‌های مختلف.





شکل ۱۱: مقادیر شاخص خرابی پارک-انگ طبقات قاب‌های موردنظر تحت زلزله‌های مختلف.

۱۰- جمع بندی و نتیجه گیری

برای بررسی وضعیت آسیب‌پذیری لرزه‌ای و تعیین خرابی لرزه‌ای سازه‌های موردنظر با توجه به پارامترهای تغییر شکل و انرژی، پس از مدل‌سازی قاب‌های خمشی فولادی در نرم‌افزار OpenSees تحت شتابنگاشت زلزله‌های حوزه نزدیک به گسل مورد تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی قرار گرفت و شاخص‌های خرابی شکل‌پذیری، انرژی و پاک-انگ به دست آمده است. هر یک از این شاخص‌ها به نوبه‌ی خود می‌تواند معیاری برای ارزیابی آسیب‌پذیری سازه‌ها در نظر گرفته شوند. پاسخ‌ها در هر حالت تعیین و سپس مورد مقایسه قرار گرفتند. با توجه به مطالعات و تحلیل‌های انجام‌شده، مهم‌ترین یافته‌های حاصل از این تحقیق به شرح ذیل قابل ذکر می‌باشد:

۱- مقادیر شاخص‌های خرابی که اثر تغییر شکل و انرژی تلف‌شده را توأمان لحاظ می‌کنند، بیشتر می‌توانند بیانگر واقعیت باشند. به‌عنوان نمونه همانطور که ملاحظه شد، شاخص خرابی بر اساس تغییر شکل، در مورد قاب ۱۰ طبقه شکست طبقه را نشان



نمی‌دهد و مقدار شاخص خرابی شکل‌پذیری در این طبقه ۰/۷۷ می‌باشد. اثر توامان انرژی و تغییر شکل، این طبقه را در آستانه‌ی شکست قرار داده است مقدار شاخص خرابی ترکیبی پارک-انگ در این طبقه برابر با ۱ می‌باشد.

۲- قاب‌های خمشی فولادی طرح شده بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ ایران ویرایش چهارم، عملکرد قابل قبولی تحت زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک به گسل منجیل، السنترو و Borrego Mountain نشان داده‌اند ولی قاب‌های ۷، ۱۰ و ۱۵ طبقه تحت زلزله‌ی طبس و بر اساس شاخص خرابی پارک-انگ با فروریزش طبقات مواجه شده‌اند.

۳- بر اساس معیار خرابی پارک-انگ، میزان خسارت در ۵۰ درصد ابتدای ارتفاع قاب‌های ۴ و ۷ طبقه، محسوس‌تر است. خرابی طبقات واقع در ۲۵ درصد ابتدای ارتفاع قاب‌های ۱۰، ۱۵، ۲۰ و ۲۵ بیشتر است.

۴- میزان اتلاف انرژی طبقات قاب‌ها تحت اثر زلزله‌ی طبس محسوس‌تر است. میزان اتلاف انرژی طبقات قاب‌ها تحت سایر زلزله‌ها کمتر است.

۵- میزان خرابی قاب ۱۵ طبقه بیش از سایر قاب‌ها بوده است. قاب‌های ۷ و ۱۰ طبقه نیز با شکست المان‌ها مواجه شده‌اند. کمترین میزان خرابی به لحاظ معیار خسارت پارک-انگ مربوط به قاب ۴ طبقه می‌باشد.

۶- مقادیر شاخص خرابی پارک-انگ در طبقاتی که انرژی بیشتری تلف نموده‌اند، بیش از مقادیر شاخص خرابی شکل‌پذیری می‌باشد. تحت زلزله‌ی طبس، در مورد قاب ۴ طبقه بیشترین مقدار شاخص شکل‌پذیری ۰/۳ و بیشترین مقدار شاخص خرابی پارک-انگ ۰/۵۴ می‌باشد. سهم تغییر شکل در معیار پارک-انگ، ۵۶ درصد و سهم انرژی ۴۶ درصد است. در مورد قاب ۷ طبقه، بیشترین مقدار شاخص خرابی شکل‌پذیری ۰/۸۲ و شاخص خسارت پارک-انگ ۱/۱۸ می‌باشد. سهم تغییر شکل در شاخص پارک-انگ ۷۳ درصد و سهم انرژی ۲۷ درصد است. در مورد قاب ۱۰ طبقه، بیشترین مقدار شاخص پارک-انگ ۱ و بیشترین مقدار شاخص شکل‌پذیری ۰/۷۷ است. سهم تغییر شکل ۷۷ درصد و سهم انرژی ۲۳ درصد در معیار خرابی پارک-انگ می‌باشد. بیشترین مقدار شاخص‌های خسارت پارک-انگ و شکل‌پذیری برای قاب ۱۵ طبقه به ترتیب ۱/۶ و ۱/۳ است. سهم تغییر شکل ۸۲ درصد و سهم انرژی ۲۲ درصد می‌باشد. در مورد قاب ۲۰ طبقه، بیشترین مقدار شاخص پارک-انگ ۰/۹۱ و مقدار متناظر شاخص شکل‌پذیری ۰/۷۱ است. سهم تغییر شکل و انرژی در شاخص پارک-انگ به ترتیب ۷۸ و ۲۲ درصد است. در خصوص قاب ۲۵ طبقه، میزان شاخص شکل‌پذیری ۰/۷ و میزان شاخص پارک-انگ ۰/۸۷ است و سهم تغییر شکل ۸۲ درصد و سهم انرژی ۱۸ درصد می‌باشد.

۷- تاثیر میزان اتلاف انرژی در مقادیر شاخص خرابی پارک-انگ برای قاب کوتاه مرتبه‌ی ۴ طبقه بیشتر است و کمترین میزان سهم انرژی مربوط به قاب بلند مرتبه‌ی ۲۵ طبقه می‌باشد.

۱۱- مراجع

[1]- Shiga, T., Shibata, A., and Takahashi, T., 1968, **Earthquake damage and wall index of reinforced concrete buildings**, Proc. Ohoku District Symposium., Architectural Institute of Japan, pp. 29-32.



- [2]- Yang, Y., and Yang, L., 1980, **Empirical Relationship between Damage to Multistory Brick Buildings And Strength of Walls During The Tangshan Earthquake**, Proc. 7th World Conference On Earthquake Engineering, Vol. 6, Istanbul, pp 501-508.
- [3]- Williams, M. S., and Sexsmith, R. G., 1995, **Seismic damage indices for concrete structures: a state-of-the-art review**, Earthquake Spectra, Vol.II, and No.2.
- [4]- Ishiyama, Yuji, 2012, **Introduction to Earthquake Engineering and Seismic Codes in the World**.
- [5]- Kazemi, H., Ashtiany, M., and Azarbakht, A., 2015, **Development of Fragility Curves by using New Spectral Shape Indicators and a Weighted Damage Index: Case Study of the City of Mashhad, Iran**, Journal of Earthquake Engineering and Structural Vibration, pp.18-32.
- [6]- Whitman, R. V., Reed, J. W., and Hong, S. T., 1973, **Earthquake Damage Probability Matrices**, Proceedings of the Fifth World Conference on Earthquake Engineering, Rome, Italy.
- [7]- Nakano, Y., and Okada, T., 1974, **Reliability analysis on seismic capacity of existing reinforced concrete buildings in Japan**, Journal of Structural and Construction Engineering, AIJ; 406, pp.37-43.
- [8]- Stephens, J. E., Yao, J. T. P., 1987, **Damage Assessment Using Response Measurements**, Journal of Structural Engineering, ASCE. 113, 4, pp.787-801.
- [9]- Bertero, V. and Bresler, Y., 2001, **Improved Shaking and Damage Parameters for Post Earthquake Applications**, Proceedings of the SMIP01 Seminar on Utilization on Strong Motion Data, Los Angeles, California, September 12, p.1-22.
- [10]- Banon, H., and Veneziano, D., 1982, **Seismic Damage in Reinforced Concrete Frames**, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 10, pp.179-193.
- [11]- Krawinkler, H. and Zohrei, M., 1983, **Cumulative Damage in Steel Structures Subjected to Earthquake Ground Motions**, Computing in Structure, 16(1-4), pp.531-54.
- [12]- Park, Y. J, Reinhorn, A. M., and Kunnath, S. K., 1987, **Inelastic Damage Analysis of Frame Shear Wall Structure**, Technical Report NCEER 87-0008.
- [13]- Park, Y. J., and Ang, A. H. S., 1985, **Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete**, Journal of Structural Engineering, (ASCE), 111, 3, pp.722-739.
- [14]- Roufaiel, M. S. L., and Meyer, C., 1987, **Analytical Modelling of Hysteretic Behavior of R/C Frames**, Journal of Structural Engineering, 113, 3, pp.429-444.
- [15]- Powell, G. H., and Allahabadi, R., 1998, **Seismic damage prediction by deterministic methods: concept and procedures**, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 16, pp.120-132.
- [16]- Cortez, Y., 2000, **Correlation of Building Damage with Indices of Seismic Ground Motion Intensity during the 1999 Chi-Chi, Taiwan Earthquake**, International Workshop on annual Commemoration of Chi-Chi Earthquake Taipei, Taiwan, R. O. C., September 18-20.
- [17]- Bracci, J. M., Reinhorn, A. M., Mander, J. B., and Kunnath, S. K., 1989, **Deterministic Model for Seismic Damage Evaluation of Reinforced Concrete Structures**, Technical Report NCEER-89-0033, State University of New York, Buffalo.
- [18]- Krawinkler, H., Nassar, A. A., 1992, **Seismic Design based on Ductility and Cumulative Damage Demands and Capacities, Nonlinear Seismic Analysis and Design Reinforced Concrete Buildings**, Edited by: Fajfar P., Krawinkler H., Elsevier Applied Science.



- [19]- Kevil ,O., 2000, **Classifications of Structural Types and Damage Patterns of Buildings for Earthquake Field Investigation**, Proc. of the 12th World Conf. of Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, 2000.
- [20]- Daali, M. L., and Korol, R. M., 1996, **Adequate ductility â steel beams under earthquake-type loading Engineering Structures**, Earthquake Engineering and Structural Dynamics , 18, 2, pp.179-189.
- [21]- Ghobarah, A., Abou-elfath, H., and Biddah, A., 1999, **Response-based damage assessment of structures**, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 28, pp.70-84.
- [22]- Ghobarah, A. and EI-Attar, M.,1998, **Seismic performance evaluation of reinforced concrete buildings**, 11 th European Conference on Earthquake Engineering, Balkema, Rotterdam.
- [23]- Skjaerbaek, P. S., Nielsen, S. R. K., Kirkegaard, P. H., and Cakmak, A. S.,1998, **Damage localization and quantification of earthquake excited RC- frames**, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 27, pp.65-78.
- [24]- Miyakoshi, j. and Hayashi, Y., 2000, **Correlation of Building Damage with Indices of Seismic Ground Motion Intensity during the 1999 Chi-Chi, Taiwan Earthquake**, International Workshop on annual Commemoration of Chi-Chi Earthquake Taipei, Taiwan, R. O. C., September 18-20.
- [25]-Mikami, T., and Imura, H, 2001, **Demand Spectra of Yield Strength and Ductility Factor to Satisfy the Required Seismic Performance Objectives**, Proceeding of JSCE, No. 689/1-57, p. 333-342.
- [26]-Papadopoulos, P., Mitsopoulou, E. and Athanatopoulou, A., 2002, **Failure Indices for R/C Building Structures**, 12th European Conference on Earthquake Engineering. Paper Reference 616, Elsevier Science Ltd.
- [27]- Barghi, M., and Abasnia, R., 2004, **Augury of RC columns destruction type in cyclic lateral load**, Proc. 7th International Conference on Civil Eng., Tehran, Iran, 2004.
- [28]-Kianfar, A., Estekanchi, H. and Vafai, A., 2005, **A study of damage indexes performance in seismic analysis of steel frames**, Proceedings of the 2nd National Congress on Civil Engineering, IUST, Iran, 1025, pp.1-8, (in Persian).
- [29]- Gerami, M., 2010, **Study the Function of Deformation Energy Parametric Assessing Seismic Damages in Steel Frames**, Journal of Earthquake Engineering, pp.20-34.
- [30]- Jeong, S. H., and Elnashai, A. S., 2006, **New three-dimensional damage index for RC buildings with planar irregularities**, Journal of Structural Engineering, 132(9), pp.1482-1490.
- [31]-Ganjavi, B., Vaseghi Amiri, J., Ghodrati Amiri, G., and Sarvghad moghadam, A. R., 2014, **Distribution of damage, absorption and loss of seismic energy in moment resisting RC frames (MDOF)**, Proceedings of the 2nd national congress on civil engineering, Iran University of Science and Technology, pp.5-12.
- [۳۲]- برقی، مصطفی، روح اله، رجبی، و رجبی، رضا، ۱۳۸۸، توسعه مدل شاخص خسارت **Park - Ang** و برنامه کامپیوتری **IDARC-2D**، نخستین کنفرانس بین المللی تکنولوژی بتن، تبریز، مرکز ملی مقاومسازی، ص ۱-۸.
- [33]- Kabir Sadeghi, A., 2011, **Energy based structural damage index based on nonlinear numerical simulation of structures subjected to oriented lateral cyclic loading**, International Journal of Civil Engineering, 9, 3, pp 155-164, Accession Number: WOS:000295205800002, IDS Number:824MK, ISSN: 1735-0522, September.



- [34]- Cao, V. V., and Raonagh, H. R., 2014, **Correlation between seismic parameters of far-fault motions and damage indices of low-rise reinforced concrete frames**, soil dynamic and earthquake engineering 66, pp.102-112.
- [35]- Jeong, G. D., 1998, **The Effect of Earthquake Duration on the Damage of Structures**, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 16, pp.1201-1211.
- [36]- Murik, A., and Simon, R., 2014, **Use of constant cumulative ductility spectra for performance-based seismic design of ductile frames**, 13th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, pp.20-28.
- [37]-Rajeev, P., and Wijesundara, K. K., 2014, **Energy-based damage index for concentrically braced steel structure using continuous wavelet transform**, Journal of Constructional Steel Research, 103, pp.241-250.
- [۳۸]- شعبانی افراپلی، سمیه و عبدالله زاده، غلامرضا، ۱۳۹۴، **تاثیر میراگرهای ویسکوالاستیک بر کاهش خسارت لرزه‌ای قاب‌های فولادی تحت زلزله‌های حوزه دور**، دومین کنفرانس بین‌المللی ژئوتکنیک و مهندسی لرزه‌ای شهری، تبریز، شرکت دانش بنیان لرزه پایدار آذربایجان زیر نظر دانشگاه تبریز، ص ۸-۱.
- [39]- Emami, A. R., and Halabian, A. M., 2015, **Spatial distribution of ductility demand and damage index in 3D RC frame structures considering directionality effects**, The Structural Design of Tall and Special Buildings 24, 16, pp.941-961.
- [۴۰]- عباسی، شهرام و میرزایی، رحمان، ۱۳۹۵، **ارزیابی لرزه‌ای ساختمانهای بتنی نسبت به نوع شاخصهای خرابی و رسم منحنی شکنندگی**، دومین کنفرانس بین‌المللی یافته‌های نوین پژوهشی در مهندسی عمران، معماری و مدیریت شهری، تهران، کنفدراسیون بین‌المللی مخترعان جهان (IFIA)، دانشگاه جامع علمی کاربردی، ص ۴-۱۰.
- [41]- Mirzaaghabeik, H., and Vosoughifar, H. R., 2016, **Comparison between quality and quantity seismic damage index for LSF systems**, Engineering Science and Technology, an International Journal, 19, 1, P.497-510.
- [42]- Sadeghi, A., Kazemi, H., and Hashemi, S. V., 2018, **Prioritization and assessment of the existing damage indices in steel moment-resisting framed structures**, Journal of Civil Engineering and Structures, 2, 3, pp.20-42.
- [43]- Kumar, M., Stafford, P. J. and Elghazouli, A. Y., 2013, **Influence of ground motion characteristics on drift demands in steel moment frames designed to Eurocode 8**, Engineering Structure, pp.52:502-517.
- [۴۴]- مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، ۱۳۹۲، **بارهای وارد بر ساختمان**، دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، معاونت نظام مهندسی و اجرای ساختمان، تهران، نشر توسعه ایران.
- [۴۵] استاندارد ۲۸۰۰، ۱۳۹۳، **طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله**، ویرایش چهارم، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، وزارت مسکن و شهرسازی.
- [۴۶]- مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، ۱۳۹۲، **طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی**، دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، معاونت نظام مهندسی و اجرای ساختمان، تهران، نشر توسعه ایران.
- [47]- SAP2000, Linear and Nonlinear Static and Dynamic Analysis and Design of Three Dimensional Structures, Computers and Structures, Inc.Berkeley, California.



- [48]- Mazzoni, S. and Mckenna, F., Scott, M. H. and Fenves, G. L., 2006, **OpenSEES Command Language Manual**, [http://OpenSEES.Berkeley.edu/OPENSEES/manuals/user_manual/OpenSEES Command Language Manual June 2006.pdf](http://OpenSEES.Berkeley.edu/OPENSEES/manuals/user_manual/OpenSEES_Command_Language_Manual_June_2006.pdf).
- [49]- PEER Ground Motion Database, 2006, **Pacific Earthquake Engineering Research Centre**, Web Site: [.http://peer.berkeley.edu/peer_ground_motion_database](http://peer.berkeley.edu/peer_ground_motion_database).