



بررسی تأثیر تعداد دهانه بر احتمال رخداد فروریزش لرزه ای در قاب‌های خمشی و مهاربندی

وحید صابری^{*}، حمید صابری^۱، عباسعلی صادقی^۲

^{*}استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشگاه غیر انتفاعی ایوانکی، سمنان، ایران (saberi.vahid@gmail.com)

^۲دکتری مهندسی عمران-سازه، گروه مهندسی عمران، واحد مشهد، دانشگاه آزاد اسلامی، مشهد، ایران

(تاریخ دریافت مقاله: ۱۴۰۰/۱۲/۱۰، تاریخ پذیرش مقاله: ۱۴۰۱/۰۳/۱۷)

چکیده

فروریزش لرزه‌ای ساختمان‌ها سطحی از عملکرد سازه‌ای است که در آن میزان خسارت به حداکثر خود می‌رسد، لذا این رخداد می‌تواند ناگوارترین حادثه در صنعت ساخت‌وساز باشد. با توجه به لرزه خیزی ایران، ارزیابی دقیق‌تر فروریزش سازه‌ها تحت زلزله از چالش‌های مهم مهندسی سازه می‌باشد. در این مقاله، به بررسی اثر تعداد دهانه بر پاسخ لرزه‌ای سه مجموعه قاب فولادی کوتاه مرتبه پرداخته شده است. در هر سه مجموعه، یک نمونه قاب خمشی و دو نمونه قاب مهاربندی شده هم محور و برون محور منظم می‌باشد که تعداد دهانه‌ها در هر سه مجموعه قاب به ترتیب ۲، ۳ و ۴ در نظر گرفته شده است. ابتدا، قاب‌ها تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی بار افزون بر مبنای برش پایه و تغییر مکان بام قرار گرفته تا مکانیسم‌های خرابی محتمل قاب‌های مذکور مشخص شود. در ادامه، تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی با پارامتر سنجه شدت (IM) متناظر با بیشینه جابجایی نسبی بین طبقه‌ای و پارامتر سنجه خسارت (DM) متناظر با شتاب طیفی مد اول $S_a(T_1, 5\%)$ لحاظ شده و سطح عملکرد جلوگیری از فروریزش (CP) بررسی گردیده است. نتایج حاصله از منحنی‌های شکنندگی در حالت حدی بیانگر این مطلب است که با افزایش تعداد دهانه، احتمال خرابی ده درصد برای تمامی قاب‌های مورد مطالعه افزایش و به تبع میزان آسیب پذیری آن‌ها کاهش یافته است.

کلمات کلیدی

تعداد دهانه، قاب خمشی، قاب مهاربندی شده هم محور، قاب مهاربندی شده برون محور، منحنی شکنندگی.



Investigating the Influence of Bay Number on the Possibility of the Occurrence of Seismic Collapse in Moment and Braced Frames

Vahid Saberi ^{1*}, Hamid Saberi ¹, Abbasali Sadeghi ²

^{1*} Assistant Professor, Department of Civil Engineering, University of Eyvanekey, Semnan, Iran
(saberi.vahid@gmail.com)

² Ph.D. of Structural Engineering, Department of Civil Engineering, Mashhad Branch, Islamic Azad University, Mashahad, Iran

(Date of received: 01/03/2022, Date of accepted: 07/06/2022)

ABSTRACT

Seismic collapse of buildings is the level of structural performance in which the amount of damage reaches its maximum, so this event can be the worst happening in the construction industry. Due to the seismicity of Iran, more accurate assessment of the collapse of structures under earthquakes is one of the important challenges of structural engineering. In this paper, the effect of the number of bays on the seismic response of three sets of short steel frames is investigated. In all three sets, moment frame, an eccentric braced frame and the concentric braced frame are considered in the regular state. Then, the number of bays in all three sets of frames are 2, 3 and finally 4, respectively. Nonlinear static analysis is conducted based on base shear and roof displacement to determine the possible failure mechanisms of these frames and incremental nonlinear dynamic analysis is performed with intensity parameter (IM) corresponding to maximum relative displacement between stories and damage measure parameter (DM) corresponding to the spectral acceleration of the first mode $S_a(T1, 5\%)$ were considered. In addition, the collapse-preventing performance level of CP was analyzed. The results of the fragility curves in the limit state (CP) indicate that with increasing the number of bays, the probability of failure of ten percent for all studied frames has increased and consequently their vulnerability has decreased.

Keywords:

Number of Bay, Moment Frame, Eccentric Braced Frame, Concentric Braced Frame, Fragility Curve.



۱- مقدمه

از میان حوادث طبیعی که در جهان رخ می‌دهد زلزله یکی از پرخطرترین حوادثی است که در طول تاریخ بشر جان انسان‌های بسیاری را گرفته است و یکی از مخرب‌ترین بارهایی می‌باشد که سازه ممکن است در طول عمر خود آن را تجربه نماید. بنابراین یکی از اهداف مهم در حوزه مهندسی سازه و زلزله تأمین ایمنی کافی برای سازه تحت انواع بارگذاری‌های محتمل در عمر مفید آن می‌باشد. پیش‌بینی و جلوگیری از فروریزش ساختمان‌ها و برآورد صحیح دقیق از رفتار سازه‌ها در مقابل وقایع لرزه‌ای آینده یکی از چالش‌های مهم مهندسی در طرح لرزه‌ای آن‌ها تلقی می‌شود [۱]. بعد از رخداد زلزله‌های مخرب نورث‌ریچ (۱۹۹۴) و کوبه (۱۹۹۵) و مشاهده‌ی رفتار نامناسب اتصالات سازه‌های فولادی به خصوص در قاب‌های خمشی، مطالعات مهندسی سازه و زلزله در این زمینه گسترش یافت. از جمله می‌توان به ارزیابی سیستم‌های باربر لرزه‌ای نظیر انواع سیستم‌های مهاربندی‌شده نظیر هم‌محور و برون‌محور به‌منظور تأمین شکل‌پذیری و سختی در مناطق لرزه‌خیز اشاره کرد [۲ و ۱]. از مزیت‌های سیستم مهاربندی هم‌محور می‌توان به افزایش سختی، کاهش تغییر مکان جانبی و سهولت اجرای آن اشاره نمود. با توجه به تحقیقاتی که پژوهشگران طی سال‌های متمادی در جهت بهسازی لرزه‌ای سازه‌های موجود و طراحی سازه‌های مقاوم در برابر زلزله‌های آینده نمودند و نتیجه‌ی آن باعث بهبود ضوابط لرزه‌ای سازه‌ها در آیین‌نامه‌های ساختمانی شد هنوز نیازمند تحقیقات بیشتر در زمینه‌ی پارامترهای مؤثر بر عملکرد لرزه‌ای سیستم‌های باربر جانبی از جمله بررسی اثر تعداد دهانه بر پاسخ لرزه‌ای سیستم‌های پرکاربرد در سازه‌های فولادی که شامل قاب خمشی، قاب مهاربندی شده هم‌محور و برون‌محور با استفاده از تحلیل‌های دقیق غیرخطی از قبیل تحلیل استاتیکی غیرخطی بار افزون^۱ و تحلیل دینامیکی افزایشی غیرخطی (IDA)^۲ است. از پژوهش‌های صورت گرفته در این زمینه می‌توان به موارد زیر اشاره نمود:

چاو و گوئل در سال ۲۰۰۶، به بررسی یک روش طراحی لرزه‌ای برای قاب‌های مهاربندی‌شده هم‌محور به‌منظور افزایش عملکرد این قاب‌ها پرداختند. آن‌ها یک قاب تک دهانه را با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی به دو روش طراحی الاستیک (آیین‌نامه) و طراحی پلاستیک مبتنی بر روش انرژی طراحی نمودند. آن‌ها نشان دادند که طراحی به روش آیین‌نامه (SCBF)^۳ پاسخ خیلی ضعیف و شکست زود هنگام مهاربندها را در پی دارد. همچنین منجر به ناپایداری سازه و جابجایی‌های نسبی بزرگ غیرقابل قبول می‌گردد. این در حالی است که طراحی به روش انرژی تمام اهداف مورد نظر طراح از جمله مکانیسم‌های تسلیم مورد نظر و جابجایی نسبی طبقات را برآورده می‌نماید و از شکست مهاربندها تحت سطوح مختلف خطر جلوگیری می‌کند [۲]. رای و گوئل در سال ۲۰۰۳، به ارزیابی لرزه‌ای و ارتقاء قاب‌های مهاربندی‌شده برون‌محور پرداختند. آن‌ها یک ساختمان ۴ طبقه با مهاربند فولادی هم‌محور (CBF)^۴ که در ناحیه شمالی هالیوود قرار داشت و تحت زلزله‌ی نورث‌ریچ (۱۹۹۴) قرار گرفت و آسیب جدی ندید را مورد مطالعه و ارزیابی قرار دادند. آن‌ها برای ارزیابی لرزه‌ای از تحلیل‌های غیرخطی از قبیل تحلیل استاتیکی غیرخطی بار افزون و تحلیل دینامیکی غیرخطی (تاریخچه زمانی) استفاده نمودند و نشان دادند که پر کردن لوله‌های مهاربند CBF توسط بتن ساده باعث بهبود عملکرد لرزه‌ای ساختمان می‌گردد. همچنین با تغییر پیکربندی مهاربند از برون‌محور ۲ طبقه به مهاربند ضربدری می‌توان از ناپایداری و تشکیل مفصل پلاستیک در تیرها جلوگیری نمود. با طراحی مجدد مهاربند و تیرهای طبقه به سمت یک سیستم مهاربند ضعیف-تیر قوی مانند SCBF می‌توان باعث ایجاد پاسخ هیستریزیس بسیار عالی و محدود نمودن کمناش غیر ارتجاعی شد که این امر توزیع متعارف آسیب در ارتفاع ساختمان را به دنبال داشت [۳]. دکلی و مهتا در سال ۲۰۰۷، به بررسی اثر زلزله‌های حوزه نزدیک بر سازه‌های تک و چند طبقه یک دهانه با مهاربند فولادی برون‌محور با و بدون میراگر ویسکوز مایع (FVD)^۵ پرداختند. آن‌ها با انجام تحلیل غیرخطی تاریخچه زمانی نشان دادند که عملکرد لرزه‌ای قاب‌ها با CBF بدون FVD خیلی ضعیف می‌باشد و حساس به زمان تناوب پالس سرعت و شدت زمین‌لرزه‌های حوزه نزدیک گسل است. همچنین با نصب FVD بر روی سازه‌ها با مهاربند CBF

¹ Nonlinear Static Pushover Analysis

² Incremental dynamic Analysis

³ Special Concentric Braced Frame

⁴ Concentric Braced Frame

⁵ Fluid Viscous Damper



به طور قابل توجهی باعث بهبود عملکرد لرزه‌ای مهاربند با حفظ رفتار الاستیک آن می‌شود [۴]. سیستم‌های و همکاران در سال ۲۰۰۸، به بررسی عملکرد سازه‌های فولادی با CBF بر اساس روش طراحی پلاستیک و نیز با استفاده از طیف طراحی NEHERP-1997 پرداختند. آن‌ها نشان دادند که قاب‌های فولادی با مهاربند هم‌مرکز که بر اساس روش پلاستیک طراحی شده است در مقایسه با قاب‌های طراحی شده بر اساس طیف NEHERP-1997 دارای سطوح اطمینان بالاتری در مقابل ویرانی کلی می‌باشند [۵]. در ادامه، با توجه به مطالعات شفيعی و همکاران بر روی انواع سیستم‌های سازه‌ای، مشخص شد که خرابی سازه‌های مختلف که دارای سیستم باربر جانبی یکسان می‌باشند، در مقادیر مختلفی از تغییر مکان نسبی طبقه‌ای اتفاق می‌افتد [۶]. امینی و همکاران در سال ۲۰۱۳، به ارزیابی پاسخ قاب‌های مهاربندی شده دارای پایه‌های زیپر معلق و قاب‌های دارای مهاربند برون‌محور تحت رکوردهای نزدیک گسل پرداختند. آن‌ها سه قاب ۴، ۸ و ۱۲ طبقه را تحت ۳ رکورد دور و نزدیک گسل قرار دادند و نشان دادند که قاب‌های مهاربندی شده قابلیت کنترل جابجایی‌های نسبی را دارا می‌باشد در حالی که زیپر قابی با مهاربند رفتار شکننده دارد که با توزیع جابجایی نسبی‌ها در ارتفاع به قابی شکل‌پذیر تبدیل می‌شود. همچنین قاب با مهاربند برون‌محور تمایل به مکانیسم خرابی طبقه‌ای دارند و ناپایداری $P - \Delta$ نشان‌دهنده تمرکز جابجایی نسبی در طبقات خاص است [۷]. عبداله‌زاده و محمدی در سال ۲۰۱۳، به بررسی ضریب رفتار قاب‌های دوگانه فولادی با مهاربند هم‌محور بزرگ مقیاس پرداختند. منظور از مهاربند هم‌محور بزرگ مقیاس مهاربندی می‌باشد که هر دو طبقه را به صورت ضربدری به هم متصل می‌کند. آن‌ها ۳ سازه ۸، ۱۰ و ۱۲ طبقه را با استفاده از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی، دینامیکی افزایشی غیرخطی و دینامیکی خطی مورد بررسی قرار دادند و ضریب رفتار سازه‌های مورد مطالعه را به دست آوردند. آن‌ها نشان دادند که در اکثر مدل‌ها، ضریب رفتار و پارامترهای مؤثر بر آن از قبیل ضرایب کاهش ناشی از شکل‌پذیری و اضافه مقاومت، با افزایش تعداد طبقات کاهش می‌یابند اما نرخ کاهش ضریب کاهش ناشی از شکل‌پذیری در مقایسه با نرخ کاهش ضریب کاهش ناشی از اضافه مقاومت سریع‌تر می‌باشد [۸]. استغمان مهین و همکاران در سال ۲۰۱۴، به بررسی عملکرد لرزه‌ای سیستم‌های قاب مهاربندی شده مقاوم در برابر کمانش عبارت‌اند از ۱ قاب برون‌محور و ۲ قاب تک قطری پرداختند. آن‌ها نشان دادند که آزمایش‌های صورت گرفته رفتار خوب مهاربندها را نشان می‌دهد [۹]. رهگذر و همکاران در سال ۲۰۱۶، به بررسی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های مهاربند خودمحور پرداختند. آن‌ها نشان دادند که الگوهای اصلی مهاربندهای خودمحور برای سازه‌های کوتاه و میان مرتبه فولادی می‌تواند حاشیه ایمنی کافی در مقابل بارهای لرزه‌ای ایجاد نماید [۱۰]. قلھکی و همکاران در سال ۲۰۱۶، به بررسی اثر ورق نازک فولادی پرکننده در رفتار مهاربند برون‌محوری هشت پرداختند. آن‌ها نشان دادند که ترکیب دو سیستم مهاربند برون‌محور و دیوار برشی فولادی باعث افزایش مناسب ضریب رفتار، سختی، جذب انرژی و مقاومت نهایی آن نسبت به مهاربند برون‌محور می‌باشد [۱۱]. فاروقی و همکاران در سال ۲۰۱۷، به ارزیابی امکان رخداد فروریزش پیش‌رونده در قاب‌های میان مرتبه‌ای ۵ و ۸ طبقه دارای پیکربندی‌های مختلف مهاربند برون‌محور پرداخته‌اند. نتایج نشان می‌دهد که برای قاب ۵ و ۸ طبقه، تعداد بهینه دهانه‌ی مهاربندی به ترتیب ۱۰ تا ۲۰ درصد و ۲۰ تا ۳۰ درصد دهانه‌ی محیطی قاب‌های مورد مطالعه می‌باشد [۱۲]. صابری و همکاران در سال ۲۰۲۰، عملکرد قاب‌های خمشی فولادی ۳، ۶ و ۹ طبقه را توسط تحلیل‌های غیرخطی استاتیکی بار افزون و دینامیکی افزایشی مورد ارزیابی قرار داده‌اند. از تحلیل‌های غیرخطی بار افزون با سه الگوی مختلف بار جانبی به منظور تعیین موقعیت محتمل مفاصل پلاستیک در لحظه‌ی فروریزش استفاده کردند تا بتوانند با بهره‌گیری از آن‌ها، مکانیسم‌های خرابی محتمل قاب‌های مذکور را مشخص نموده و از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی افزایشی به منظور ارزیابی شدت‌های لرزه‌ای متناظر با شکل‌گیری هر یک از مکانیسم‌های خرابی استفاده کنند [۱۳]. صادقی و همکاران در سال ۲۰۲۰، سازه‌های قاب خمشی فولادی سه‌بعدی با شکل‌پذیری ویژه ۴، ۸ و ۱۲ طبقه تحت تحلیل‌های غیرخطی مورد نظر شامل تحلیل‌های استاتیکی بار افزون و دینامیکی غیرخطی افزایشی قرار دادند و در نهایت به منظور بررسی ظرفیت فروریزش آن‌ها از منحنی‌های شکست استفاده نمودند. مدل‌های غیرخطی سازه‌ها نیز به صورت سه‌بعدی در نظر گرفته شده‌اند. اثر زوال سختی و مقاومت المان‌های سازه نیز بر اساس نتایج مدل‌های آزمایشگاهی لحاظ شده و ظرفیت فروریزش سازه‌های سه‌بعدی قاب خمشی فولادی ویژه به صورت احتمالاتی بررسی گردیده است. نتایج نشان می‌دهد که ظرفیت فروریزش سازه‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه تحت زلزله‌های دور از گسل بیشترین و تحت زلزله‌های نزدیک گسل با پالس کمترین



است و در بین آن‌ها سازه‌ی کوتاه مرتبه‌ی ۴ طبقه، ظرفیت فروریزش کمتری دارد [۱۴]. مهدی‌زاده و همکاران در سال ۲۰۲۰، ظرفیت فروریزش و مدت زمان فروریزش لرزه‌ای را در قاب‌های خمشی فولادی ۵ طبقه با شکل‌پذیری‌های مختلف و با مصالح دارای زوال سختی و مقاومت را با استفاده از تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی بررسی کردند. نتایج این تحقیق، ظرفیت فروریزش و مدت زمان فروریزش لرزه‌ای بالاتر قاب خمشی فولادی ویژه را نسبت به قاب‌های خمشی متوسط و معمولی نشان داد [۱۵]. فاروقی و همکاران در سال ۲۰۲۰، به ارائه و معرفی بهترین مدل سازه‌ای درمورد تعداد و موقعیت دهانه‌های مهاربندی در یک سیستم سازه‌ای با سیستم دوگانه قاب خمشی و مهاربند برون‌محور فولادی پرداخته‌اند. علی‌رغم کنترل رابطه زلزله تشدید یافته در مدل‌هایی که ستون‌ها از ۲ جهت به مهاربندها متصل هستند و نیروی زلزله از هر ۲ راستا به ستون وارد می‌شود تعداد مفاصل خرابی (از CP^۶ گذشته) نسبت به مدل‌هایی با مهاربندهای پراکنده میزان قابل توجهی افزایش می‌یابد. از آنجایی که افزایش نیروی محوری در این ستون‌ها باعث کاهش ظرفیت خمشی آنها می‌شود که به علت وجود لنگر خمشی در قاب‌های دوگانه امری اجتناب‌ناپذیر است، این ستون‌ها بسیار زودتر از ستون‌های دیگر دچار خرابی ترد و عبور از آستانه فروریزش می‌شوند [۱۶]. صابری و همکاران در سال ۲۰۲۱، به بررسی عملکرد قاب‌های ۵ طبقه با در نظر گرفتن ۷ سناریو در سه حالت منظم، نامنظم طبقه‌ی خیلی نرم و نامنظم قطع سیستم باربر جانبی پرداخته‌اند. هدف از این تحقیق، بررسی دقت روش‌های تحلیل استاتیکی معادل، دینامیکی طیفی و دینامیکی تاریخچه زمانی می‌باشد. نتایج نشان داد که روش تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی نسبت به سایر روش‌های مورد مطالعه دقت بیشتری دارد. به عنوان نمونه، درصد خطای پاسخ تغییر مکان حداکثر قاب دارای نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی در تحلیل استاتیکی معادل نسبت به تحلیل‌های طیفی و تاریخچه زمانی به ترتیب ۱۵ و ۷۷ درصد می‌باشد [۱۷]. در این مقاله، با توجه به فلسفه‌ی هزینه-سود^۷، به بررسی و مقایسه‌ی اثر تعداد دهانه بر عملکرد لرزه‌ای سیستم‌های فولادی قاب خمشی با شکل‌پذیری متوسط (IMF)^۸، قاب مهاربندی شده هم‌محور (CBF)^۹ و قاب مهاربندی شده برون‌محور (EBF)^{۱۰} پرداخته شده است تا بتوان با حداقل هزینه‌ی اجرا به سیستمی کارا و مقاوم با احتمال خرابی لرزه‌ای کمتر دست یافت. در این تحقیق، احتمال رخداد فروریزش لرزه‌ای در سیستم‌ها مدنظر پیش‌بینی شده است. برای دستیابی به پاسخ دقیق‌تر از تحلیل‌های غیرخطی استاتیکی بار افزون و دینامیکی افزایشی استفاده شده، سپس با بهره‌گیری از منحنی‌های شکنندگی، به بررسی احتمالاتی عملکرد سازه‌های مذکور با در نظرگیری تأثیر تعداد دهانه بر رخداد فروریزش لرزه‌ای پرداخته شده است.

۲- مبانی تحلیل‌ها

۲-۱- تحلیل دینامیکی افزایشی غیرخطی (IDA)

تحلیل دینامیکی افزایشی IDA یک روش پارامتری برای بررسی دقیق‌تر رفتار لرزه‌ای سازه‌ها می‌باشد. در این روش تحلیل، یک مجموعه از زمین‌لرزه‌ها (که زمین‌لرزه‌های سناریو در منطقه نامیده می‌شوند)، انتخاب و به سازه اعمال می‌گردند. این تحلیل در واقع یک تحلیل مؤلفه‌ای به شمار می‌آید که در آن، ظرفیت و تقاضای سازه برای شدت‌های مختلف زمین‌لرزه بیان می‌شود. مهم‌ترین مزیت این نوع تحلیل، بیان در چارچوب احتمال‌ها است که می‌توان از آن در تفکر مهندسی زلزله بر اساس عملکرد استفاده نمود. تحلیل دینامیکی افزایشی دارای قدرت زیاد در بیان رفتار سازه از حالت الاستیک تا مرحله جاری شدن و ناپایداری دینامیکی سازه می‌باشد اما مستلزم صرف وقت و انرژی فراوان است. مراحل انجام تحلیل IDA به صورت زیر می‌باشد [۱۸-۲۰]:

⁶ Collapse Prevention

⁷ Cost-Benefit

⁸ Intermediate Moment Frame

⁹ Concentric Braced Frame

¹⁰ Eccentric Braced Frame



- ۱- انتخاب مبنای اندازه‌گیری خسارت (DM)^{۱۱} مانند تغییر مکان حداکثر بام θ_{roof} یا تغییر مکان حداکثر طبقات θ_{max} $\max\{\theta_1, \theta_2, \dots, \theta_n\}$ (n: تعداد طبقات سازه) و نیز انتخاب مبنای اندازه‌گیری شدت زلزله (IM)^{۱۲} مانند بیشینه شتاب لرزش زمین (PGA) یا شتاب طیفی برای مد اول به ازای میرایی موردنظر $S_a(T_1, \xi = 5\%)$ است.
- ۲- انتخاب یک روش مناسب برای به مقیاس درآوردن رکوردهای انتخابی. الگوریتم مورد استفاده جهت مقیاس رکوردها به الگوریتم گام‌به‌گام موسوم می‌باشد. الگوریتم گام‌به‌گام را می‌توان ساده‌ترین روش جهت فهم و برنامه‌نویسی دانست. تحلیل‌ها با افزایش سطوح IM با گام‌های مساوی تا زمانی که هم‌محوری حاصل شود (نشانه‌ای از ناپایداری دینامیکی کلی) ادامه می‌یابند. در این صورت لازم است که کاربر فقط گام IM و بیشینه تعداد تحلیل‌های دینامیکی را انتخاب نموده تا نتایج حاصل گردد.
- ۳- انتخاب یک مبنای درست و دقیق برای میانبایی نقاط.
- ۴- استفاده از یک مبنای مناسب برای خلاصه‌سازی مجموعه رکوردها.
- ۵- تعریف شاخص‌های هر سطح عملکرد.
- ۶- استفاده از پاسخ‌ها جهت بررسی رفتار سیستم.

۲-۲- تحلیل استاتیکی غیرخطی بار افزون

تحلیل استاتیکی غیرخطی بار افزون می‌تواند به‌عنوان روشی جهت پیش‌بینی نیازهای تغییرشکلی و نیروهای لرزه‌ای مورد استفاده قرار گیرد. در این روش تحلیل ابتدا بار ثقلی با یک ترکیب خاص بر روی قاب قرار داده می‌شود. پس از انجام یک تحلیل استاتیکی غیرخطی و مشخص شدن تغییرشکل‌های اعضا تحت بار ثقلی، نیروی برش پایه به‌صورت استاتیکی تحت الگویی مشخص در تراز طبقات به تدریج و به‌صورت فزاینده به سازه اعمال می‌شود. این افزایش از صفر شروع و تا آنجایی ادامه پیدا می‌کند که تغییر مکان در یک نقطه خاص (نقطه کنترل) تحت اثر بار جانبی، به مقدار مشخصی (تغییر مکان هدف) برسد و یا مکانیسم خرابی در سازه به وجود بیاید. در واقع هدف از این روش، ارزیابی عملکرد مورد انتظار از سیستم سازه‌ای با تخمین نیازهای مقاومت و تغییرشکل آن در زلزله طرح و مقایسه‌ی این نیازها با ظرفیت‌های در دسترس در سطوح عملکرد موردنظر می‌باشد [۲۰]. در روش تحلیل استاتیکی غیرخطی، بار جانبی با آهنگ ثابت و الگوی مشخص تا رسیدن تغییر مکان نقطه‌ی مشخصی از سازه به تغییر مکان هدف از پیش تعیین شده افزایش می‌یابد. الگوهای بار مورد استفاده در این تحلیل به دو دسته‌ی الگوهای بار ثابت و متغیر طبقه‌بندی می‌شوند. در الگوهای بار ثابت، نیروهای اینرسی در حین زلزله ثابت و بدون تغییر باقی می‌ماند. این در حالی است که در الگوهای متغیر، نیروهای اینرسی جانبی با توجه به سختی سازه ناشی از رفتار غیرخطی المان‌های سازه، در هر گام افزایش می‌یابد. استفاده از الگوی بار ثابت در حین تحلیل و در نظر نگرفتن کاهش سختی سازه، از جمله کاستی‌های روش تحلیل استاتیکی غیرخطی سنتی (روش‌های موجود در آیین‌نامه‌های FEMA-356 [۲۱] و ATC-40 [۲۲]) است.

۲-۳- منحنی شکنندگی

منحنی شکنندگی از توابع احتمالاتی برگرفته از مقادیر شدت برای حالات مختلف حدی به‌دست می‌آید. منحنی‌های شکنندگی از رابطه‌ی (۱) حاصل می‌گردد [۲۳].

$$F_i(im) = P(D > d_i | IM = im) \quad (1)$$

که در آن $F_i(im)$ احتمال آسیب بیشتر (D) از یک حالت آسیب خاص (d_i) برای شدت حرکت زمین از $IM=im$ گرفته شده است. پارامتر شدت یک زمین‌لرزه می‌تواند توسط پیک شتاب زمین (PGA)، پیک سرعت زمین (PGV) و پیک جابه‌جایی زمین (PGA) و ... تعریف شود.

¹¹ Damage Measure

¹² Intensity Measure



حالت‌های آسیب "I" می‌تواند از هیچ حالت آسیب (i-0) تا حالت آسیب (i-n) متفاوت باشد. با در نظر گرفتن شاخص خسارت به رابطه‌ی (۲) تغییر می‌یابد.

$$F_i(im) = p(DI > di_i | IM = im) \quad (2)$$

که در آن شاخص آسیب برای حالات آسیب می‌باشد. با توجه به تابع چگالی احتمال DI یا تابع توزیع تجمعی برای هر "im" $f_{im}(di)$ و $F_{im}(di)$ معادله‌ی (۲) را می‌توان از قضیه احتمالاتی به طریق زیر نوشت:

$$F_i(im) = P(DI > di_i | IM = im) = 1 - \int_{-\infty}^{di_i} f_{im}(di) d(di) \quad (3)$$

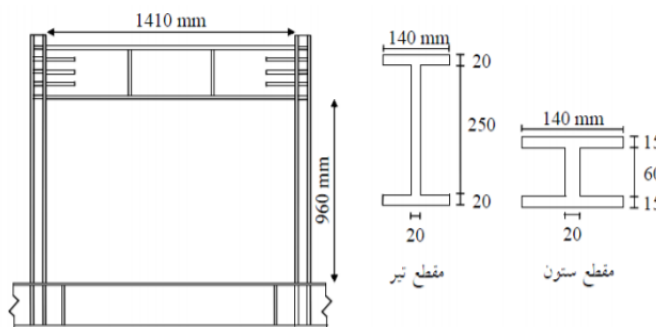
مقادیر شکنندگی در هر یک از $S_a(F_i(S_a))$ توسط تغییر نمادهای رابطه‌ی (۳) و جایگزینی شاخص توزیع خسارت $f_{im}(di)$ توسط توزیع نرمال جابجایی نسبی بین طبقه‌ای $f(isd) = \phi[\overline{ISD}_{Sa}, \sigma_{Sa}]$ محاسبه شود. که در اینجا \overline{ISD}_{Sa} و σ_{Sa} مقادیر میانگین و انحراف معیار جابجایی نسبی‌ها می‌باشند.

$$F_i(Sa) = P(D > d_i | SA = Sa) = 1 - P(D \geq d_i | SA = Sa) = 1 - \phi(\overline{ISD}_{Sa}, \sigma_{Sa}) \quad (4)$$

۳- روش تحقیق

۳-۱- صحت سنجی مدل سازی

در این تحقیق، به منظور صحت سنجی نمونه‌ی آزمایشگاهی قاب خمشی فولادی یک طبقه‌ی یک دهانه با ارتفاع و عرض ۱/۲۵۰ متر و ۱/۵۹۰ در نظر گرفته شده است. بار چرخه‌ای به وسیله‌ی دو جک هیدرولیکی که در دو طرف نمونه قرار دارد، وارد می‌شود. در پشت هر جک یک نیروسنج برای اندازه‌گیری نیرو قرار داده شده است. تغییر مکان نمونه توسط چهار تغییر مکان‌سنج نصب شده در کنار جک‌ها اندازه‌گیری می‌شود. برای اندازه‌گیری تغییر شکل ستون‌ها بر روی هر ستون چهار تغییر مکان‌سنج نصب شده است که یک عدد در بالای ستون و سه عدد دیگر در فواصل مساوی از یکدیگر از پایین تا بالای هر ستون قرار داده شده است. شکل ۱ نمونه آزمایشگاهی را نشان می‌دهد [۲۴].

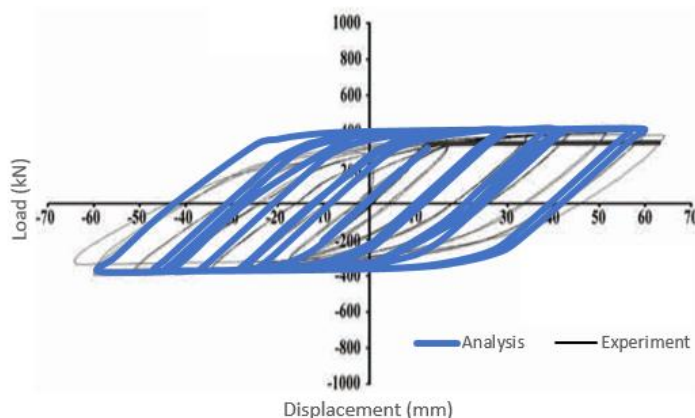


شکل ۱: مشخصات نمونه آزمایشگاهی قاب خمشی فولادی صبور و سجادی [۲۴]

بارگذاری چرخه‌ای مطابق استاندارد ATC-24 [۲۵] بر نمونه‌ی مورد مطالعه اعمال شده است. بار به وسیله‌ی دو جک در دو طرف نمونه وارد شده و مقادیر بار و تغییر مکان ثابت شده است. در شکل ۲ منحنی هیستریزس نمونه تحت بارگذاری چرخه‌ای نشان داده شده است. در شش دوره اول بارگذاری بار به تدریج افزایش داده شد و تقریباً جاری شدگی قابل توجهی در نمونه ایجاد نشد. بار آستانه‌ی جاری شدن ورق نزدیک به $1/7 \delta_y$ میلی‌متر است. به علت کوچک بودن تغییر مکان آستانه‌ی جاری شدن و جلوگیری از خستگی نمونه در زمان آزمایش، گام تغییر مکان تا دوره بارگذاری بیست و ششم برابر سه میلی‌متر و مابقی، شش میلی‌متر در نظر گرفته شد [۲۴]. نتیجه‌ی مدل‌سازی نمونه‌ی قاب خمشی مورد مطالعه در نرم‌افزار OpenSees و مقایسه‌ی منحنی هیستریزس آن



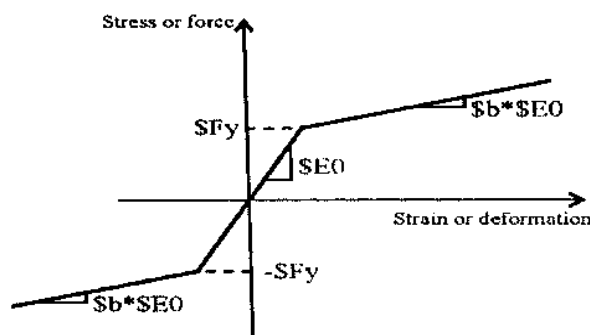
با حالت آزمایشگاهی مطابق شکل ۲، نشان می‌دهد که نحوه‌ی مدل‌سازی در نرم‌افزار مذکور قابل اطمینان می‌باشد و درصد خطا قابل چشم‌پوشی است.



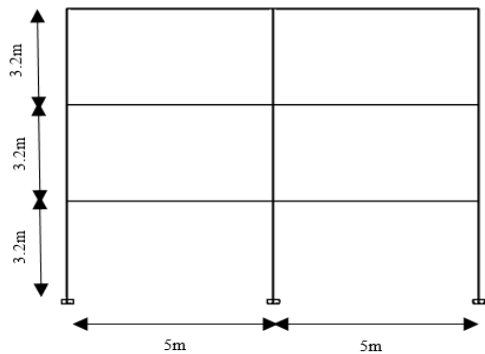
شکل ۲: مقایسه‌ی منحنی هیستریزس نمونه‌ی عددی و نمونه‌ی آزمایشگاهی.

۲-۳- معرفی قاب‌های مدل‌سازی شده

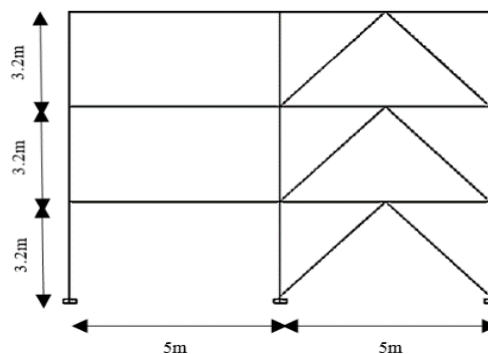
تعداد ۳ قاب ۳ طبقه با ارتفاع طبقات ۳/۲ متر منظم در پلان یکی قاب خمشی و ۲ قاب دیگر یکی ترکیبی دارای مهاربند برون‌محور و دیگری ترکیبی دارای مهاربند هم‌محور طراحی شده است. تعداد دهانه‌ها در سه مجموعه قاب یک‌بار ۲، بار دیگر ۳ و در نهایت ۴ دهانه لحاظ شد. کاربری مسکونی و خاک نوع ۳ و نسبت شتاب مبنای طرح، پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد ($PGA=0.35$) برای تمام سازه‌ها در نظر گرفته شده است. سازه‌های بر اساس ضوابط آیین‌نامه‌ای ایران طراحی شده‌اند [۲۶، ۲۷ و ۲۸]. ابعاد مقاطع تیر، ستون و مهاربند در جدول‌های ۱ تا ۳ نشان داده شده است. طراحی سازه‌ها به صورت سه‌بعدی در نرم‌افزار Etabs 2015 [۲۹] صورت پذیرفت. سپس مدل‌سازی و تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی بار افزون و دینامیکی غیرخطی افزایشی IDA برای قاب دو بعدی محور کناری تمام سازه‌ها در نرم‌افزار اجزا محدود Opensees [۳۰] که یک نرم‌افزار بسیار قوی برای آنالیزهای غیرخطی است، انجام شده است. میرایی معادل ۵٪ لحاظ شده و از مصالح فولاد (Steel01) مطابق شکل ۳ استفاده شده است که این مصالح تک‌محوری دوخطی با سخت‌شوندگی سینماتیک و سخت‌شوندگی ایزوتروپیک اختیاری است که با یک معادله تکاملی غیرخطی توصیف می‌شود [۳۱-۳۴]. ضمناً پیکربندی قاب‌ها مطابق شکل ۴ ارائه شده است.



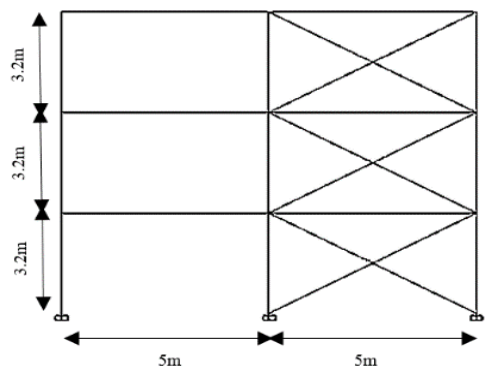
شکل ۳: مشخصات مصالح Steel01 در نرم‌افزار Opensees [۳۱].



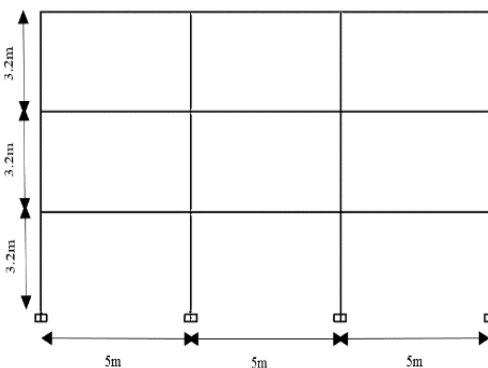
(الف)



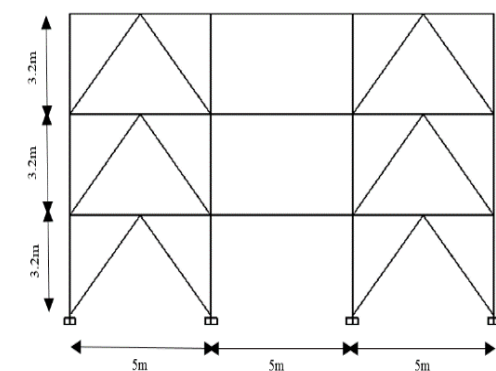
(ب)



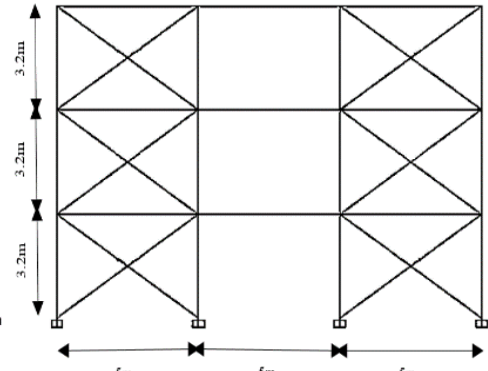
(ج)



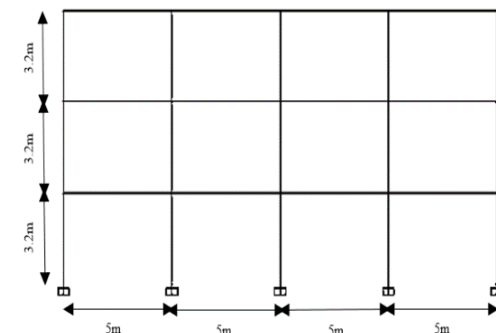
(د)



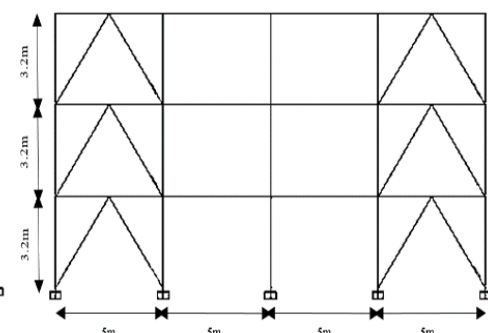
(ه)



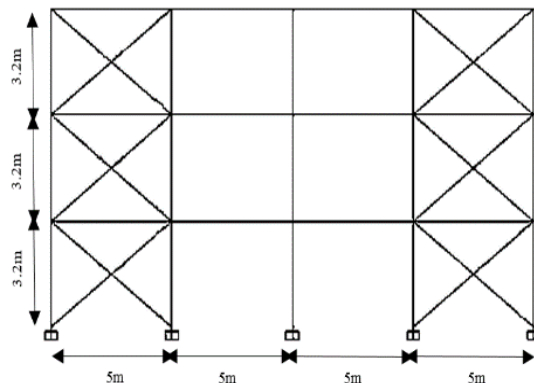
(و)



(ز)



(ح)



(خ)

شکل ۴: نمای قاب‌های دو بعدی کوتاه مرتبه با سیستم قاب خمشی و مهاربندی الف) قاب خمشی دو دهانه ب) قاب مهاربندی شده برون محور دو دهانه پ) قاب مهاربندی شده هم محور دو دهانه ت) قاب خمشی سه دهانه ث) قاب مهاربندی شده برون محور سه دهانه ج) قاب مهاربندی شده هم محور سه دهانه چ) قاب خمشی چهار دهانه ح) قاب مهاربندی شده برون محور چهار دهانه خ) قاب مهاربندی شده هم محور چهار دهانه

جدول ۱: مشخصات مقاطع طراحی شده قاب‌های مورد مطالعه با ۲ دهانه.

قاب خمشی			
مهاربند	تیر	ستون	طبقات
-	IPE330	IPB 220	۱-۲
-	IPE300	IPB 220	۳
قاب مهاربندی شده هم محور			
2UNP 100	IPE270	IPB 180	۱-۳
قاب مهاربندی شده برون محور			
2UNP 100	IPE270	IPB 180	۱-۳

جدول ۲: مشخصات مقاطع طراحی شده قاب‌های مورد مطالعه با ۳ دهانه.

قاب خمشی			
مهاربند	تیر	ستون	طبقات
-	IPE360	IPB 220	۱
-	IPE330	IPB 220	۲
-	IPE300	IPB 220	۳
قاب مهاربندی شده هم محور			
2UNP 100	IPE270	IPB 200	۱-۳
قاب مهاربندی شده برون محور			
2UNP 100	IPE270	IPB 180	۱-۳



جدول ۳: مشخصات مقاطع طراحی شده قاب‌های مورد مطالعه با ۴ دهانه.

قاب خمشی			
مهاربند	تیر	ستون	طبقات
-	IPE360	IPB 220	۱
-	IPE330	IPB 220	۲-۳
قاب مهاربندی شده هم‌محور			
2UNP 120	IPE270	IPB 200	۱-۳
قاب مهاربندی شده برون‌محور			
2UNP 100	IPE270	IPB 200	۱-۳

۳-۳- مشخصات رکوردهای دور از گسل

در این تحقیق از ۱۰ رکورد حوزه دور از گسل منطبق با راهنمای FEMA-P695 [۳۵] مطابق با جدول ۱ استفاده شده است که از سایت PEER دریافت شد [۳۶]. نوع خاک رکوردها بر اساس استاندارد لرزه‌ای ۲۸۰۰ ایران ویرایش چهارم با فرض نوع خاک ۳ لحاظ شد. از رکوردهای مذکور برای انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی افزایشی (IDA) استفاده شده است و رفتار قاب‌های کوتاه مرتبه منظم در پلان و ارتفاع تحت رکوردهای دور از گسل بررسی شده است. رکوردهای مورد مطالعه با ضریب مقیاس‌های مختلف به سازه اعمال و شدت PGA^{۱۳} و نیز پاسخ حداکثر دریفت نسبی بین طبقه‌ای (MIDR)^{۱۴} برای لحظه‌ی فروریزش آن‌ها تعیین شد. در جدول ۴ مشخصات رکوردهای مورد استفاده در این تحقیق شامل بزرگای زلزله، زمان رخداد، فاصله از گسل، نوع گسل و شتاب پیشینه‌ی زمین ارائه شده است.

جدول ۴: مشخصات رکوردهای دور از گسل.

شماره	نام زلزله	نام ایستگاه	سال	بزرگا	فاصله	گسل	(PGA) (g)
R1	Northridge	Beverly Hills - Mulhol- USC	۱۹۹۴	۶/۷	۱۷/۲	Thrust	۰/۵۲
R2	Northridge	Canyon Country-WLC- USC	۱۹۹۴	۶/۷	۱۲/۴	Thrust	۰/۴۸
R3	Duzce, Turkey	Bolu-ERD	۱۹۹۹	۷/۱	۱۲	Strike- slip	۰/۸۲
R4	Hector Mine	Hector-SCSN	۱۹۹۹	۷/۱	۱۱/۷	Strike- slip	۰/۳۴
R5	Imperial Valley	Delta-ENAMUCSD	۱۹۷۹	۶/۵	۲۲	Strike- slip	۰/۳۵
R6	Imperial Valley	El Centro Array #۱۱- USGS	۱۹۷۹	۶/۵	۱۲/۵	Strike- slip	۰/۳۸
R7	Kobe, Japan	Nishi-Akashi-CUE	۱۹۹۵	۶/۹	۷/۱	Strike- slip	۰/۵۱
R8	Kobe, Japan	Shin-Osaka-CUE	۱۹۹۵	۶/۹	۱۹/۲	Strike- slip	۰/۲۴
R9	Kocaeli, Turkey	Duzce-ERD	۱۹۹۹	۷/۵	۱۵/۴	Strike- slip	۰/۳۶
R10	Tabas	Tabas	۱۹۷۸	۷/۷	۱۰	Reverse	۰/۲

¹³ Peak Ground Acceleration

¹⁴ Maximum Interstory Drift Ratio



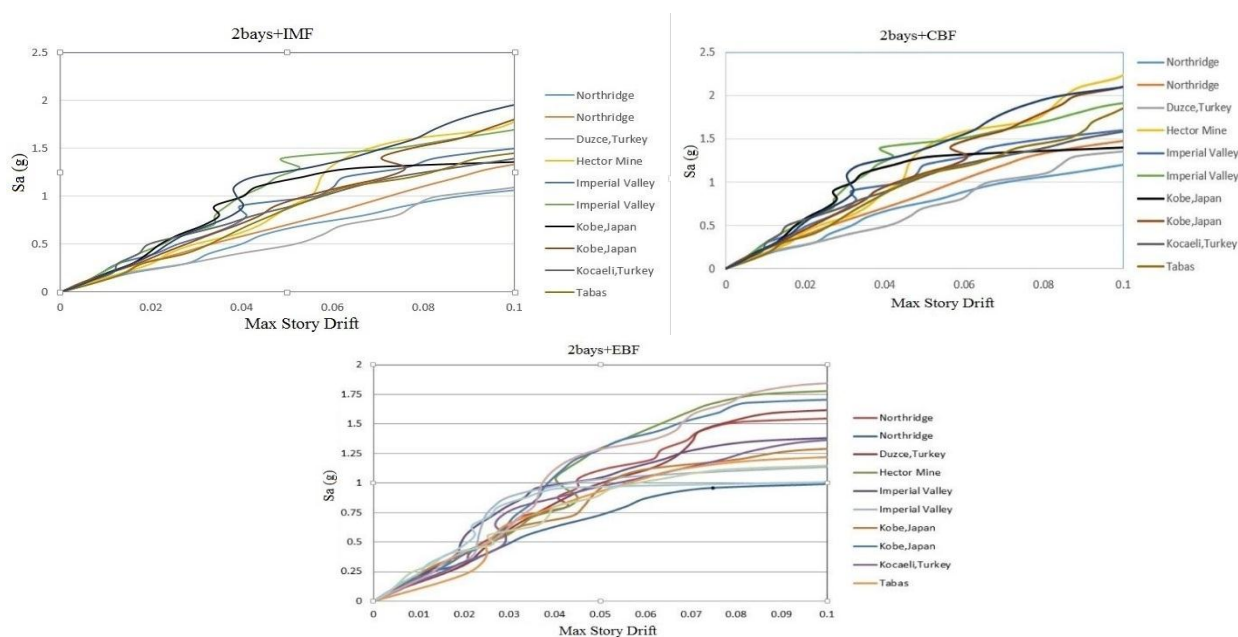
۴- ارائه نتایج تحلیل ها

۴-۱- تحلیل دینامیکی افزایشی

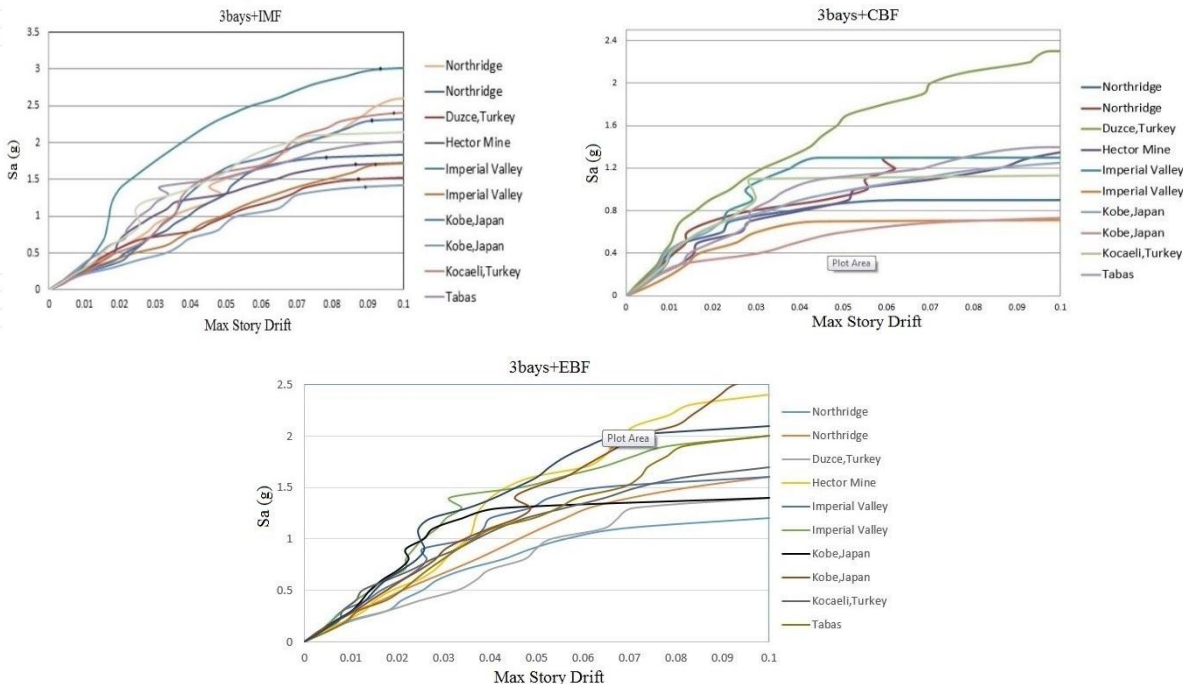
تحلیل دینامیکی افزایشی شامل تعداد زیادی تحلیل دینامیکی غیرخطی تحت شتابنگاشت‌های زلزله می‌باشد. این شتابنگاشت‌ها به گونه‌ای مقیاس می‌شوند که بتوانند محدوده‌ی رفتار خطی، غیرخطی و در نهایت فروریزش سازه را تحت پوشش قرار دهند. هدف اصلی این روش بدست آوردن پاسخ سازه برای مقادیر مختلف شدت زلزله می‌باشد. اندازه‌ی خرابی، متغیر نشان دهنده‌ی پاسخ سازه در مقابل زمین لرزه مقیاس شده است که می‌تواند به صورت مقدار بیشینه برش پایه، دوران گرهی از سازه، بیشترین جابجایی نسبی پشت بام، بیشینه دریافت بین طبقات و یا به صورت زاویه‌ی چرخش طبقه بیان گردد. در این تحقیق، تحلیل دینامیکی افزایشی برای سه مجموعه قاب خمشی متوسط، قاب مهاربندی شده هم‌محور و برون‌محور فولادی تحت رکوردهای دور از گسل صورت پذیرفت. شاخص شدت متناظر با شتاب طیفی مد اول با میرایی ۵٪ و شاخص خسارت متناظر با بیشینه جابجایی نسبی بین طبقه‌ای (θ_{max}) لحاظ شد و قاب‌ها تحت تحلیل دینامیکی افزایشی قرار گرفت. بر طبق استاندارد FEMA-356 برای قاب‌های مورد مطالعه فولادی حالت حدی CP نقطه معادل با ۲۰٪ شیب متوسط اولیه که متناظر با نقطه شروع افقی شدن منحنی‌های IDA می‌باشد یا $\theta_{max} = 10\%$ هر کدام زودتر روی دهد، در نظر گرفته شده است.

۴-۲- ترسیم منحنی‌های دینامیکی افزایشی

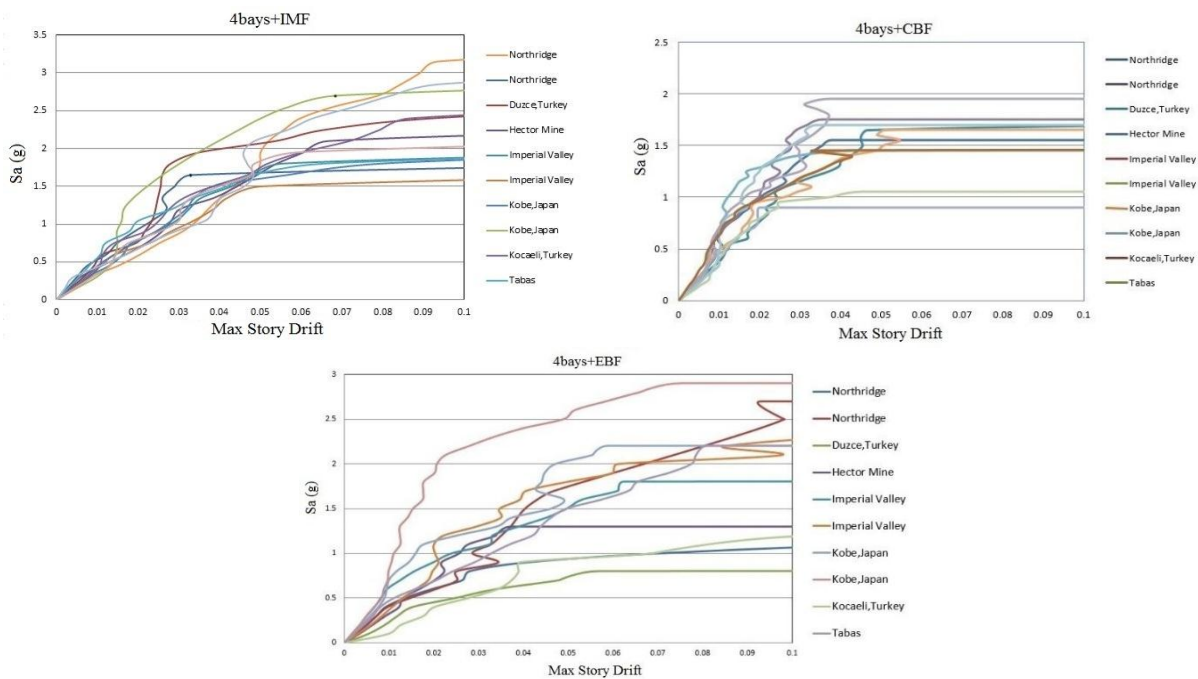
با انجام تحلیل IDA برای قاب‌های خمشی و مهاربند کوتاه مرتبه تحت ۱۰ رکورد دور از گسل و به دست آوردن مقادیر خسارت (DM) در هر تراز شدت (IM) منحنی‌های IDA ترسیم گردید که در شکل‌های ۵ تا ۷ نشان داده شده است. سپس ظرفیت فروریزش قاب‌های مورد مطالعه با ۲، ۳ و ۴ دهانه به ترتیب مطابق شکل‌های ۸ تا ۱۰ ارائه شده است.



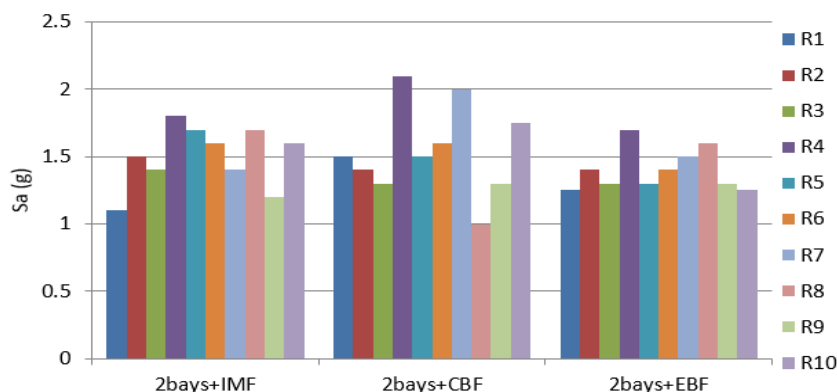
شکل ۵: منحنی‌های IDA به دست آمده برای قاب‌های ۳ طبقه دو دهانه با سیستم‌های لرزه‌ای مورد مطالعه.



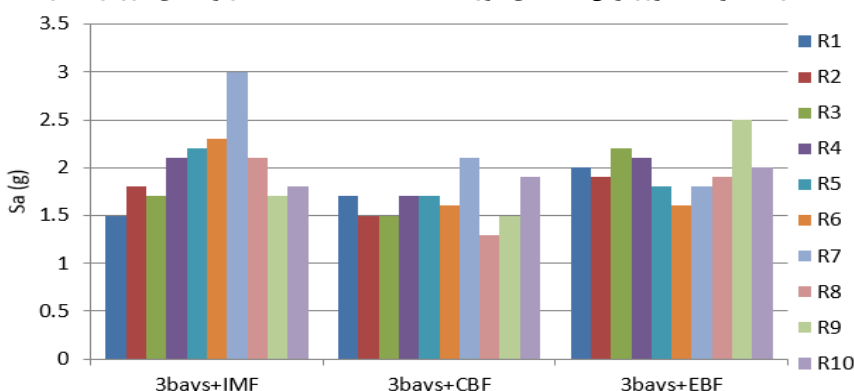
شکل ۶: منحنی‌های **IDA** به‌دست‌آمده برای قاب‌های ۳ طبقه سه دهانه با سیستم‌های لرزه‌ای مورد مطالعه.



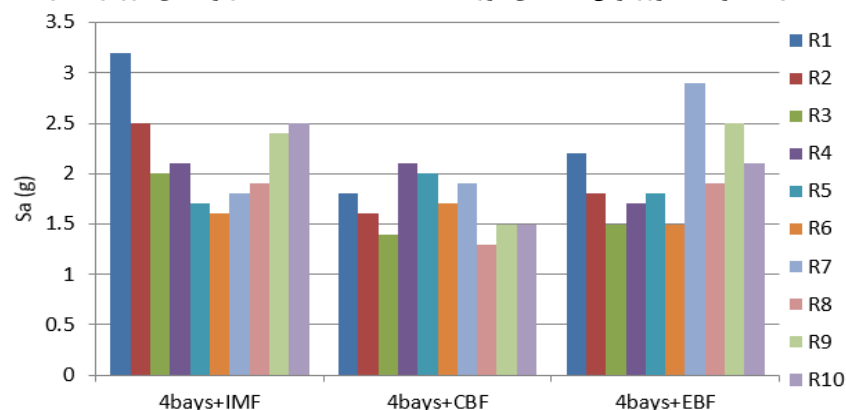
شکل ۷: منحنی‌های **IDA** به‌دست‌آمده برای قاب‌های ۳ طبقه چهار دهانه با سیستم‌های لرزه‌ای مورد مطالعه.



شکل ۸: ظرفیت فروریزش قاب‌های مورد مطالعه با ۲ دهانه تحت زلزله‌های دور از گسل

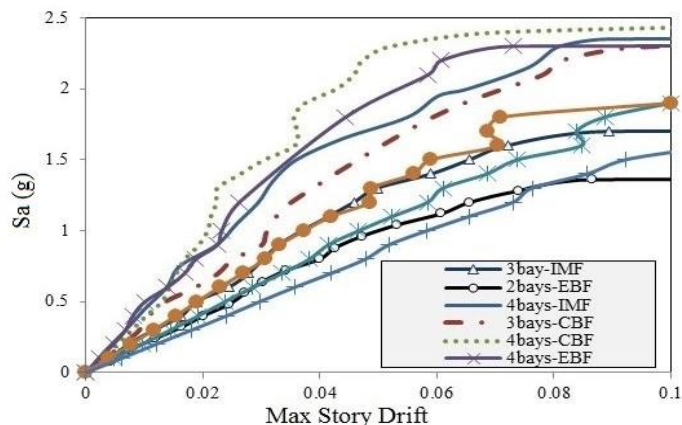


شکل ۹: ظرفیت فروریزش قاب‌های مورد مطالعه با ۳ دهانه تحت زلزله‌های دور از گسل



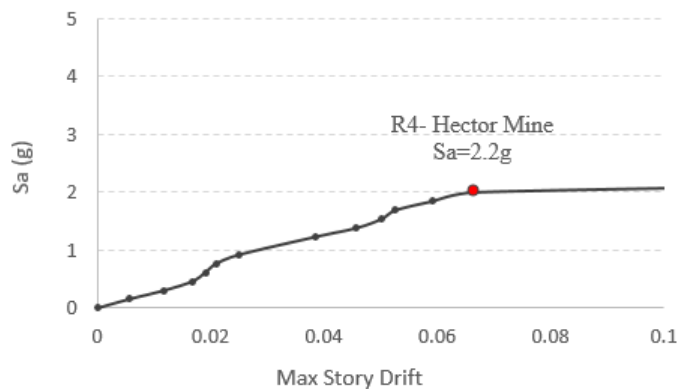
شکل ۱۰: ظرفیت فروریزش قاب‌های مورد مطالعه با ۴ دهانه تحت زلزله‌های دور از گسل

با ارزیابی شکل‌های ۵ تا ۷، مشخص شد که با افزایش تعداد دهانه قاب‌های مورد مطالعه، شتاب طیفی مد اول با میرایی ۵ درصد افزایش می‌یابد و می‌تواند تغییر مکان نسبی بیشتری را تحمل نماید این افزایش شتاب طیفی برای سیستم لرزه‌ای قاب خمشی بیشتر می‌باشد. با بررسی شکل‌های ۸ تا ۱۰، مشخص شد که با افزایش تعداد دهانه، حداکثر ظرفیت فروریزش سیستم سازه‌ای قاب خمشی با ۴ دهانه نسبت به قاب مهاربندی شده هم‌محور و برون‌محور معادل ۳۴ و ۱۳ درصد افزایش یافته است. ضمناً با انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی افزایشی تحت رکوردهای مورد مطالعه، مطابق شکل ۱۱، مقایسه سطح ۵۰٪ برای منحنی‌های IDA به دست آمده ارائه شده است.



شکل ۱۱: مقایسه منحنی ۵٪ برای منحنی‌های IDA به دست آمده برای کلیه حالات.

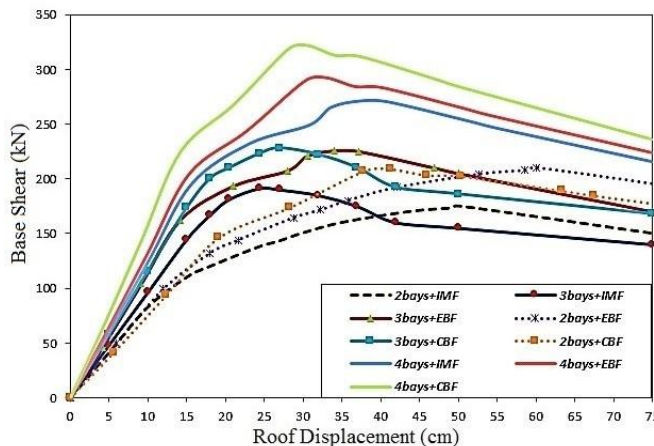
درباره منحنی‌های IDA، اگر چه سازه ثابت باشد، ولی منحنی‌های حاصله از تحلیل‌های متناوب افزایشی تحت رکوردهای انتخابی، یکسان نمی‌باشند. بطور مثال؛ شکل ۱۲، منحنی IDA یک قاب مهاربندی شده هم‌محور با در نظر گرفتن ۲ دهانه را از محدوده پاسخ الاستیک و به دنبال آن بروز کاهندگی تا انهدام کامل، به شکل یکنوا و یا چند نوا نشان می‌دهد. همه منحنی، یک ناحیه خطی مشخص را تا $S_a^{yield} \approx 0.2.2 \text{ g}$ و $\theta_a^{yield} \approx 0.2\%$ که لحظه اولین کمانش مهاربند است، نشان می‌دهند. شیب IM/DM هر منحنی IDA به سختی الاستیک (شیب الاستیک) آن موسوم می‌باشد. این شیب برای یک سیستم SDOF و حتی برای سیستم‌های MDOF، اگر IM اثر مدهای بالاتر را در نظر بگیرد، از یک رکورد به رکورد دیگر ثابت می‌باشد.



شکل ۱۲: منحنی IDA برای قاب مهاربندی شده هم‌محور ۳ طبقه ۲ دهانه تحت زلزله Hector Mine.

۳-۴- برش پایه و تغییر مکان بام

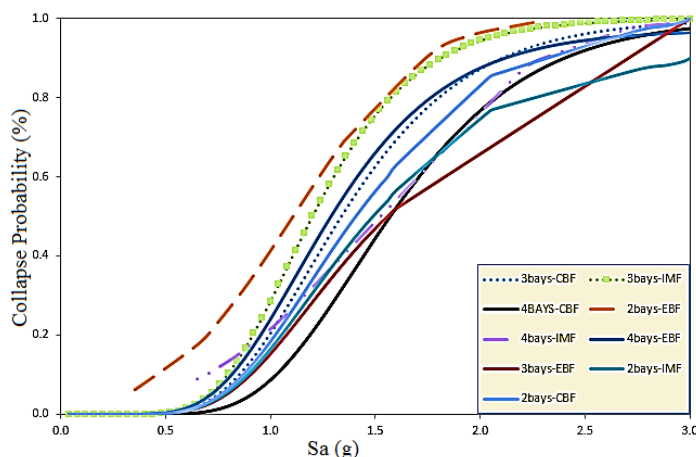
در این تحقیق، هدف از انجام تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی بار افزون صرفاً تعیین حالت ناپایداری در اعضای باربر لرزه‌ای می‌باشد بنابراین تغییر مکان هدف تا جایی ادامه داده شده است که فروریزش سازه قابل رؤیت باشد به عبارت دیگر نمودار بار افزون به ناحیه سختی منفی وارد شود و مقدار برش پایه سازه در ناحیه نرم‌شدگی به ۸۰ درصد حداکثر مقدار برش پایه برسد. این نقطه به عنوان فروریزش سازه در نظر گرفته می‌شود. مطابق شکل ۱۳، محور قائم منحنی‌های بار افزون نشان‌دهنده‌ی برش پایه بر حسب کیلونیوتن و محور افقی آن بر حسب مقدار تغییر مکان بام بر حسب سانتی‌متر می‌باشد. در نتیجه، با انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی بار افزون برای قاب‌های کوتاه مرتبه مورد مطالعه با توزیع بار جانبی مثلثی و به دست آوردن تغییر مکان بام در مقابل برش پایه منحنی‌های پوش آور ترسیم گردید که در شکل ۱۳ ارائه شده است.



شکل ۱۳: منحنی بار افزون برای قاب‌های مورد مطالعه.

۴-۴- ترسیم منحنی شکنندگی

بر طبق این مقاله برای ترسیم منحنی‌های شکنندگی از نرم‌افزار RT برای سطوح عملکرد جلوگیری از فروریزش CP استفاده شده است. بر طبق راهنمای FEMA-356 برای حالت حدی CP جابجایی نسبی ۵٪ لحاظ شد. محور افقی منحنی شکنندگی متناظر با IM و محور قائم آن متناظر با احتمال فراگذشت خرابی است. همان‌طور که در شکل ۱۴ نشان داده شده است مقدار Sa متناظر با احتمال فراگذشت خرابی ۱۰٪ قاب مهاربندی شده برون‌محور با تعداد دهانه ۴ بیشتر از سایر قاب‌ها می‌باشد که نشان‌دهنده این مطلب است که این قاب دارای ظرفیت فروریزش مطمئن‌تری نسبت به سایر قاب‌ها است. همچنین همان‌گونه که در شکل ۱۴ نشان داده شده است مقدار Sa متناظر با احتمال فراگذشت خرابی ۱۰٪ قاب CBF با تعداد دهانه ۴، قاب IMF با تعداد دهانه ۳ و ۴ و قاب برون‌محور با تعداد دهانه ۲ در حالت حدی CP تقریباً یکسان است که نشان‌دهنده این مطلب است که این قاب‌ها تقریباً به صورت هم‌زمان دچار خرابی می‌شوند. نتایج حاصل از ترسیم منحنی‌های شکنندگی برای قاب خمشی و قاب مهاربندی شده هم‌محور و برون‌محور کوتاه مرتبه تحت رکوردهای دور از گسل در جدول ۵ نشان داده شده است. ضمناً در جدول ۶، نتایج حاصل از ترسیم منحنی شکنندگی قاب‌های مورد مطالعه برای سطوح آماری ۱۶، ۵۰ و ۸۴ درصد ارائه شده است.



شکل ۱۴: منحنی‌های شکنندگی قاب‌های مورد مطالعه برای حالت حدی CP.



جدول ۵: نتایج حاصل از منحنی‌های شکنندگی متناظر با احتمال فراگذشت خرابی ۱۰٪.

تعداد دهانه	IMF	CBF	EBF
۴	۰/۸۹	۰/۸۶	۱/۰۴
۳	۰/۸۵	۰/۷	۰/۹
۲	۰/۷۳	۰/۴۵	۰/۸۴

جدول ۶: نتایج حاصل از منحنی‌های شکنندگی قاب‌های مورد مطالعه برای سطوح آماری ۱۶، ۵۰ و ۸۴ درصد.

نوع سیستم سازه‌ای	ظرفیت فروریزش (g)								
	IMF			CBF			EBF		
سطوح آماری (%)	۱۶	۵۰	۸۴	۱۶	۵۰	۸۴	۱۶	۵۰	۸۴
۴ دهانه	۰/۸	۱/۷	۲/۵	۰/۷۴	۱/۵	۲/۲	۰/۸۵	۱/۶	۲/۶
۳ دهانه	۰/۷۵	۱/۶	۲/۳۵	۰/۷	۱/۳	۲/۱	۰/۸	۱/۵	۲/۴
۲ دهانه	۰/۶	۱/۲	۱/۹	۰/۵۵	۱/۱	۱/۸	۰/۶۵	۱/۳	۲

بر اساس این نتایج مشخص می‌شود که در تمامی سیستم‌های سازه‌ای اعم از قاب خمشی فولادی و مهاربندی شده هم‌محور افزایش تعداد دهانه باعث کاهش شدت خرابی متناظر با احتمال ۱۰ درصد شده است. دلیل امر عدم‌تأ ناشی از افزایش اعضای باربر جانبی است که موجب می‌شود با افزایش درجه نامعینی سازه مقدار ظرفیت استهلاک انرژی سازه افزایش یابد. همچنین ملاحظه می‌شود که ارتباط معناداری بین شدت معادل حد CP برای قاب‌هایی که دارای سیستم‌های باربری جانبی مختلفی هستند قابل استنباط نیست زیرا پارامترهای در نظر گرفته شده برای طراحی سازه تعیین می‌کند که عملکرد کدام سیستم در مقابل بارهای زلزله مناسب‌تر باشد.

۵- جمع بندی و نتیجه گیری

در این تحقیق، ارزیابی تأثیر تعداد دهانه بر عملکرد لرزه‌ای سیستم‌های باربر جانبی در ساختمان‌های فولادی انجام شده است. برای این منظور سه سیستم سازه‌ای شامل قاب خمشی متوسط، مهاربند هم‌محور و مهاربند برون‌محور مورد مطالعه قرار گرفتند. برای این منظور، قاب‌های دوبعدی از ساختمان‌های سه بعدی سه طبقه انتخاب شده و با استفاده از روش تحلیل دینامیکی افزایشی تحت زلزله‌های دور از گسل قرار گرفتند. هر یک از سیستم‌های سازه‌ای در سه حالت مختلف طراحی شده و مورد تحلیل قرار گرفتند که در حالت اول ۲ دهانه، حالت دوم ۳ دهانه و حالت سوم نیز ۴ دهانه برای هر قاب در نظر گرفته شد. تحلیل قاب‌های نمونه با استفاده از نرم افزار OpenSees و با اعمال ۱۰ رکورد زلزله انجام شد. از آنجا که از تحلیل IDA برای قاب‌ها استفاده شده است، بنابراین مقادیر پاسخ لرزه‌ای قاب‌ها در شدت‌های لرزه‌ای مختلف حاصل می‌شود و بدین ترتیب مشخص می‌شود که چه شدتی از زلزله می‌تواند باعث رسیدن سازه به حد عملکردی مشخص شود. در این مطالعه، حد عملکرد جلوگیری از فروریزش (CP) مورد نظر قرار گرفت. نتایج حاصل از بررسی قاب‌های کوتاه مرتبه با سیستم‌های باربر لرزه‌ای با ملاحظه اثر تعداد دهانه به شرح ذیل می‌باشند:

- ۱- با افزایش تعداد دهانه و متعاقباً کاهش میزان آسیب‌پذیری قاب‌های مورد مطالعه، احتمال فروریزش ۱۰ درصد قاب مهاربندی برون‌محور با تعداد دهانه ۴ بیشتر از سایر قاب‌های مدنظر و معادل $1/04 g$ می‌باشد.
- ۲- احتمال فروریزش قاب مهاربندی برون‌محور با تعداد دهانه ۳ و ۴ حدود ۲۰ درصد و با تعداد دهانه ۲ حدود ۳۹ درصد بیشتر از قاب مهاربندی هم‌محور است.
- ۳- احتمال فروریزش قاب خمشی ۳ دهانه حدود ۱۵ درصد بیشتر از قاب مهاربندی شده هم‌محور است این در حالی است که این احتمال فروریزش برای قاب خمشی ۴ دهانه حدود ۱۵ درصد کمتر از قاب مهاربندی شده برون‌محور می‌باشد.



۴- احتمال فروریزش قاب خمشی ۲ دهانه حدود ۲۸٪ کم تر از قاب مهاربندی شده هم محور است و احتمال فروریزش قاب خمشی ۲ دهانه حدود ۱۱٪ کم تر از قاب مهاربندی شده برون محور است.

۵- با افزایش تعداد دهانه، ظرفیت فروریزش قابهای مورد مطالعه با سیستمهای سازه‌ای قاب خمشی، قاب مهاربندی شده هم محور و برون محور افزایش یافته است. حداکثر ظرفیت فروریزش سیستم سازه‌ای قاب خمشی با ۴ دهانه نسبت به قاب مهاربندی شده هم محور و برون محور معادل ۳۴ و ۱۳ درصد افزایش یافته است.

۶- همچنین مشخص شد که میزان تأثیر تعداد دهانه بر پاسخ لرزه‌ای قابهای مورد مطالعه می‌تواند به مسائل مختلفی بستگی داشته باشد، از جمله نوع سیستم باربر جانبی، مفروضات طراحی و ... اما روند کلی نشانگر آن است که افزایش تعداد دهانه از ۲ به ۳ و از ۳ به ۴ در تمامی سیستمهای قاب خمشی و مهاربندی شده هم محور و برون محور باعث افزایش ایمنی سازه و افزایش شدت لرزه‌ای متناظر با گسیختگی سازه می‌شود.

۶- مراجع

- [1]- Yaghmaei-Sabegh, S., and Mahdipour-Moghanni, R., 2020, **Effects of Modeling Uncertainties on Fragility Curves of MRFs Considering Accumulation Damage**. Iranian Journal of Science and Technology Transaction of Civil Engineering. (Accepted)
- [2]- Shih, H. C., and Subhash, C. G., 2006, **A Seismic Design Method for Steel Concentric Braced Frames for Enhanced Performance**, International Journal of 4th International Conference on Earthquake Engineering Taipei, No. 227.
- [3]- Rai, D. C., and Goel, S. C., 2003, **Seismic Evaluation and Upgrading of Chevron Braced Frames**, Journal of Constructional Steel Research, 59, 971-994.
- [4]- Dicleli, M., and Mehta, A., 2007, **Effect of Near-Fault Ground Motion and Damper Characteristics on the Seismic Performance of Chevron Braced Steel Frames**, Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 36, 927-948.
- [5]- Systani, A., Asgarian, B., and Jalaii far, A., 2008, **Incremental Dynamic Analysis of Concentrically Braced Frames Subject to Near Field Ground Motions**. Journal of Modares Civil Engineering, 16(2), 135-145. (In Persian)
- [6]- Shafei, B., Zareian, F., and Lignos, D. G., 2011, **A simplified method for collapse capacity assessment of moment-resisting frame and shear wall structural systems**, Engineering Structures, 33(4), 1107-1116.
- [7]- Amini, M., and Alirezaei, M., 2013, **Response Evaluation of Braced Frames with Suspended Zipper Struts and Chevron Braced Frames in Near-Fault Earthquake Ground Motions**, American Journal of Sustainable Cities and Society, 2(1), 151-164.
- [8]- Abdollahzadeh, Gh., and Mohammadi, S., 2013, **Behaviour Factor of Double Steel Frame with Concentric Braces of Large Scale**, Journal of Modeling in Engineering, 10(31), 1-13.
- [9]- Mahin, S., Uriz, P., Aiken, I., Field, C., and Ko, E., 2004, **Seismic Performance Of Buckling Restrained Braced Frame Systems**, International Journal of 13th World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, 1-14.
- [10]- Rahgozar, N., and Moghadam, A., 2016, **Probabilistic Safety Assessment of Self-Centering Steel Braced Frame**, International Journal of Frontier of Structure of Civil Engineering, 1-20.
- [11]- Gholhaki, M., and Ahmadi, S. M., 2016, **the Effect of a Thin Steel Plate Filler in the Bracing Behavior of Eight**, Journal of Modares Civil Engineering, 15(2), 67-78.



- [12]- Faroughi, A., Moghadam, A. S., and Hosseini, M., 2017, **Seismic progressive collapse of MRF–EBF dual steel systems**, Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings, 170(1), 67-75.
- [13]- Saberi, V., Saberi, H., and Sadeghi, A., 2020, **A. Collapse Assessment of Steel Moment Frames Based on Development of Plastic Hinges**, Iranian Journal of Science and Technology Transaction of Civil Engineering (accepted).
- [14]- Sadeghi, A., Hashemi, S., and Mehdizadeh, K., 2020, **Probabilistic Assessment of Seismic Collapse Capacity of 3D Steel Moment-Resisting Frame Structures**, Journal of Structural and Construction Engineering. (Accepted) (In Persian).
- [15]- Mehdizadeh, K., Karamodin, A., and Sadeghi, A., 2020, **Progressive Sidesway Collapse Analysis of Steel Moment-Resisting Frames Under Earthquake Excitations**, Iranian Journal of Science and Technology Transaction of Civil Engineering, 44, 1209–1221.
- [16]- Faroughi, A., Mohammadi, S., and Sarvghad Moghaddam, A., 2020, **The effect of Number and Position of Braced Frames on Failure Distribution and Column Behavior of the Dual Steel Structural System (MRF and EBF)**, Quarterly Specialized Journal of Structural Engineering. 17(1), 35-42. (In Persian).
- [17]- Saberi, V., Saberi, H., Babanegar, M., Sadeghi, A., and Moafi, A., 2021, **Investigation the Effect of Cutting the Lateral Bearing System and Very Soft Story Irregularities on the Seismic Performance of Concentric Braced Frames**, Journal of Structural and Construction Engineering. (Accepted) (In Persian).
- [18]- Pouraminian, M., Hashemi, S., Sadeghi, A., and Pournakhshian, S., 2020, **Probabilistic Assessment the Seismic Collapse Capacity of Buckling-Restrained Braced Frames Equipped with Shape Memory Alloys**, Journal of Structural and Construction Engineering. (Accepted) (In Persian)
- [19]- Hashemi, S. V., Pouraminian, M., Sadeghi, A., and Pournakhshian, S., 2021, **Seismic Performance of Buckling Restrained Braced Frames with Shape Memory Alloy Subjected to Mainshock-Aftershock Near-Fault Ground Motion**, IQBQ, 21(4), 35-50. (In Persian).
- [20]- Shankar, H. J. P., Lamsal, S., Shrestha, P., Ganesh, B., and Prabhakara, R., 2020, **Performance Evaluation of Concentric and Eccentric Buckling Restrained Braces on the Dynamic Behaviour of RC Structures. In: Vinyas M., Loja A., Reddy K. (eds) Advances in Structures, Systems and Materials**, Lecture Notes on Multidisciplinary Industrial Engineering. Springer, Singapore.
- [21]- FEMA-356, 2000, **commentary for the seismic rehabilitation of buildings, report FEMA-356**, in, DC: SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management Agency, Washington.
- [22]- Applied Technology Council, 1996, **Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Building**, Report ATC-40. Redwood City.
- [23]- Hashemi, S., Pouraminian, M., and Sadeghi, A., 2021, **A. Seismic Fragility Curve Development of Frames with BRB's Equipped with Smart Materials subjected to Mainshock-Aftershock Ground Motion**, Journal of Structural and Construction Engineering, (2021). (In Persian).
- [24]- Sabouri, S., and Asad Sajadi, S. R., 2008, **Experimental Investigation of Force Modification Factor and Energy Absorption Ductile Steel Plate Shear Walls with Stiffeners and without Stiffener**, Journal of Structure and Steel, 4(3), 13-25.
- [25]- ATC-24, 1992, **Guidelines for Cyclic Seismic Testing of Components of Steel Structures**, Applied Technology Council, California, U.S.A.



- [26]- BHRC, 2014, **Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings**, Tehran: Building and Housing Research Centre, Standard No. 2800. (In Persian).
- [27]- INBC, 2013, **Design and Construction of Steel Structures**, Tehran: Ministry of Housing and Urban Development, Iranian National Building Code, Part 10. (In Persian).
- [28]-INBC, 2013, **Design Loads for Buildings**, Tehran: Ministry of Housing and Urban Development, Iranian National Building Code, Part 6. (In Persian).
- [29]- Habibullah, A., 2015, **ETABS-Three Dimensional Analysis of Building Systems Manual**, Computers and Structures Inc. Berkeley, California.
- [30]- Mazzoni, S., 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>.
- [31]- Kim, J., Park, J. and Lee, T., 2011, **Sensitivity analysis of steel buildings subjected to column loss**, Engineering Structures, 33(2), 421-432.
- [32]- Sadeghi, A., Kazemi, H., and Samadi, M., 2021, **Probabilistic seismic analysis of steel moment-resisting frame structure including a damaged column**, Structures, 33, 187-200.
- [33]- Sadeghi, A., Kazemi, H., and Samadi, M., 2021, **Single and multi-objective optimization of steel moment-resisting frame buildings under vehicle impact using evolutionary algorithms**, Journal of Building Rehabilitation, 6(21), 12-24.
- [34]- Sadeghi, A., Kazemi, H., and Samadi, M., 2021, **Reliability and Reliability-based Sensitivity Analyses of Steel Moment-Resisting Frame Structure subjected to Extreme Actions**. Frattura ed Integrità Strutturale, 15(57), 138–159.
- [35]- FEMA P 695, 2009, **Quantification of Building Seismic Performance Factors**, Washington, D.C. Federal Emergency Management Agency, USA. (2009).
- [36]-Next Generation Attenuation of Ground Motion (Nga) Project. <http://Peer.Berkeley.Edu/nga>. (2006).