



بررسی تأثیر ترکیب مهاربند کمانش تاب و قاب خمشی در ارتفاع بر فروریزش لرزه ای قاب های فولادی

وحید صابری^{۱*}، حمید صابری^۱، ندا امیری کیا^۲، عباسعلی صادقی^۳

^{۱*}استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشگاه ایوانکی، سمنان، ایران (saberi.vahid@gmail.com)

^۲کارشناسی ارشد مهندسی عمران-سازه، گروه مهندسی عمران، دانشگاه ایوانکی، سمنان، ایران

^۳ دانشجوی دکتری، گروه مهندسی عمران، واحد مشهد، دانشگاه آزاد اسلامی، مشهد، ایران

(تاریخ دریافت مقاله: ۱۴۰۰/۰۸/۰۱، تاریخ پذیرش مقاله: ۱۴۰۰/۱۱/۲۲)

چکیده

در این تحقیق، ابتدا سازه‌ی فولادی سه بعدی ۱۲ طبقه با سیستم ترکیبی مهاربند کمانش تاب و قاب خمشی در شش حالت (۱) همه‌ی طبقات دارای سیستم مهاربند کمانش تاب، (۲) شش طبقه اول مهاربند کمانش تاب و شش طبقه دوم قاب خمشی، (۳) پنج طبقه اول مهاربند کمانش تاب و هفت طبقه دوم قاب خمشی، (۴) هفت طبقه اول مهاربند کمانش تاب و پنج طبقه دوم قاب خمشی، (۵) سه طبقه اول مهاربند کمانش تاب و نه طبقه دوم قاب خمشی، (۶) نه طبقه اول مهاربند کمانش تاب و سه طبقه دوم قاب خمشی طراحی شدند. سپس با استفاده از نرم افزار Opensees، قاب محور کناری تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی بار افزون و تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی (IDA) با پارامتر شدت IM متناظر با بیشینه‌ی جابجایی نسبی بین طبقه‌ای و پارامتر پاسخ DM متناظر با شتاب طیفی مد اول $S_a(T_1, 5\%)$ قرار گرفته‌اند و سطح عملکرد جلوگیری از فروپاشی CP بررسی گردیده است. در ادامه، منحنی‌های شکنندگی و ضریب رفتار ارائه شده‌اند. با بررسی نتایج مشاهده گردید که قاب دارای تعداد مهاربند بیشتر، در یک سطح شدت لرزه‌ای ثابت دارای احتمال خرابی کمتری نسبت به سایر قاب‌ها می‌باشد. بنابراین، افزایش درصد استفاده از مهاربند منجر به ایجاد ضریب رفتار بیشتر و احتمال خرابی کمتر نسبت به سایر حالات می‌گردد و با کاهش شکل‌پذیری قاب‌ها، احتمال خرابی آن‌ها نیز کاهش می‌یابد.

کلمات کلیدی

مهاربند کمانش تاب، قاب خمشی فولادی، تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی (IDA)، منحنی شکنندگی، ضریب رفتار.



Investigating the Effect of Combination of Buckling Restrained Brace and Moment Frame in Height on the Seismic Collapse of Steel Frames

Vahid Saberi ^{1*}, Hamid Saberi ¹, Neda Amirikia ², Abbasali Sadeghi ³

^{*1} Assistant Professor, Department of Civil Engineering, University of Eyvanekey, Semnan, Iran

(saberi.vahid@gmail.com)

² MSc, Department of Civil Engineering, University of Eyvanekey, Semnan, Iran

³ Ph.D Candidate, Department of Civil Engineering, Mashhad Branch, Islamic Azad University, Mashhad, Iran

(Date of received: 23/10/2021, Date of accepted: 11/02/2022)

ABSTRACT

In this study, firstly, the 12-story 3D structure with hybrid system of buckling restrained brace and moment frame with 6 states such as 1) whole stories with buckling restrained brace system, 2) the first 6 stories with buckling restrained brace system and the second one with moment frame, 3) the first 5 stories with buckling restrained brace and the 7 stories with moment frame, 4) the first 7 stories with buckling restrained brace and the 5 stories with moment frame, 5) the first 3 stories with buckling restrained brace and the 9 stories with moment frame, 6) the first 9 stories with buckling restrained brace and the 3 stories with moment frame. Then, using Opensees software, the side axle frame is modeled subjected to incremental nonlinear static analysis and incremental nonlinear dynamic analysis (IDA) with the intensity parameter (IM) corresponding to the maximum relative displacement and the DM response parameter corresponding to the first mode spectral acceleration $S_a(T1, 5\%)$ and the level of collapse prevention performance (CP) has been evaluated. In the following, fragility curves and modification factor are presented. By investigation of the results, it is observed that the frame with more braces, at a constant seismic intensity level, is less likely to fail than other frames. Therefore, increasing the percentage of brace use leads to a higher modification factor and less probability of failure than other cases, and by reducing the ductility of the frames, the probability of their failure also decreases.

Keywords:

Buckling Restrained Brace, Steel Moment Frame, Incremental Dynamic Analysis, Fragility Curve, Modification Factor.



بعد از رخداد زلزله‌های مخرب نورتریج (۱۹۹۴) و کوبه (۱۹۹۵) و مشاهده‌ی رفتار نامناسب اتصالات سازه‌های فولادی بخصوص قاب خمشی مطالعات مهندسی زلزله به سمت ارزیابی سیستم‌های باربر لرزه‌ای نظیر انواع سیستم‌های مهاربندی شده به‌منظور شکل‌پذیری مناسب و تأمین سختی جانبی کافی برای کنترل جابه‌جایی بین طبقات در مناطق لرزه‌خیز گسترش یافت که از جمله‌ی این سیستم‌های مهاربندی شده می‌توان به سیستم مهاربند هم‌محور اشاره نمود که نسبت به سایر سیستم‌ها به علت کماتش مهاربند هنگامی که هدف تغییر مکان بزرگ باشد، بهتر عمل می‌نماید که این امر به طراحی ساده و کارایی بالای مهاربندهای هم‌محور نسبت به سایر سیستم‌ها از قبیل قاب‌های خمشی ویژه برمی‌گردد [۱-۳]. از مزیت‌های سیستم مهاربند هم‌محور می‌توان به افزایش سختی، کاهش تغییر مکان جانبی و سهولت اجرای آن اشاره نمود. با توجه به تحقیقاتی که پژوهشگران طی سالیان 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 پرکاربرد در سازه‌های فولادی با استفاده از تحلیل‌های دقیق غیرخطی از قبیل تحلیل استاتیکی غیرخطی بار افزون و تحلیل دینامیکی افزایشی غیرخطی (IDA)^۱ دانست. به دلیل ضعف مهاربندهای معمولی در مواردی مانند انعطاف پذیری کم، کاهش مقاومت، از بین رفتن سختی و نامتقارن بودن در کشش و فشار استفاده از مهاربند کماتش تاب (BRB)^۲ پیشنهاد شده است. مهاربندهای کماتش تاب دارای مزایایی مانند انعطاف‌پذیری زیاد، تغییرمکان نسبی زیاد، تحمل سختی و کماتش زیاد است. مهاربند کماتش تاب از سه قسمت تشکیل شده است: (۱) هسته‌ی فولادی، (۲) پوشش بیرونی و (۳) لایه‌ی محافظت‌کننده. در سیستم ترکیبی قاب خمشی و مهاربندی کماتش تاب، بارهای قائم عمدتاً توسط قاب ساختمانی تحمل می‌شوند. مقاومت در برابر بارهای جانبی توسط مجموعه‌ای از مهاربندهای کماتش تاب و قاب خمشی تأمین می‌گردد. سهم برش‌گیری هر یک از ۲ مجموعه با توجه به سختی جانبی و اندرکنش آن دو در تمام طبقات تعیین می‌گردد. ضریب رفتار محصولی از سه عامل اضافه مقاومت، شکل‌پذیری و نامعینی است که برای دست آوردن چنین ضرایبی تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی انجام شده است. مهاربندهای کماتش تاب در اواخر دهه ۱۹۹۰ معرفی شدند و پس از آن در سازه‌های زیادی مورد استفاده قرار گرفته‌اند. در سال‌های اخیر سطح آگاهی عمومی در جامعه مهندسی از مهاربند کماتش تاب بصورت قابل توجهی رشد داشته است. با این حال با تمام تحقیقات انجام شده و اطلاعات در دسترس، هنوز راهی طولانی برای دستیابی به دانش تحلیل و طراحی این نوع سیستم سازه‌ای با حداکثر کارایی در انجام وظیفه برای جامعه مهندسی باقی مانده است. این مهم سبب گردیده، محققان زیادی در سراسر جهان برای رسیدن به سطح مهمی از تکامل در این تکنولوژی فعالیت نمایند [۴-۷]. 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 مهاربندی شده 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 زودهنگام 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 موردنظر طراح از جمله مکانیسم‌های تسلیم موردنظر و جابجایی نسبی طبقات را برآورده می‌نماید و از شکست مهاربندها تحت سطوح مختلف خطر جلوگیری می‌کند [۸]. رای و گوئل در سال ۲۰۰۳، به ارزیابی لرزه‌ای و ارتقاء قاب‌های مهاربندی شده برون‌محور پرداختند. آن‌ها یک ساختمان ۴ طبقه با مهاربند فولادی هم‌محور (CBF)^۴ که در ناحیه شمالی هالیوود قرار داشت و تحت زلزله‌ی نورتریج (۱۹۹۴) قرار گرفت و آسیب جدی ندید را مورد مطالعه و

¹ Incremental Dynamic Analysis

² Buckling Restrained Brace

³ Special Concentric Braced Frame

⁴ Concentric Braced Frame



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 هیستریزس بسیار عالی و محدود نمودن کمناش غیر ارتجاعی شد که این امر توزیع متعارف آسیب در ارتفاع ساختمان را به دنبال داشت [۹]. 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 به‌طور قابل توجهی باعث بهبود عملکرد لرزه‌ای مهاربند با حفظ رفتار الاستیک آن می‌شود [۱۰]. سیستانی و همکاران در سال ۲۰۰۸، به بررسی عملکرد سازه‌های فولادی با CBF بر اساس روش طراحی پلاستیک و نیز با استفاده از طیف طراحی NEHRP-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 NEHRP-1997 دارای سطوح اطمینان بالاتری در مقابل ویرانی کلی می‌باشند [۱۱]. 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 [۱۲]. 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 [۱۳]. عبدالله‌زاده و محمدی در سال ۲۰۱۳، به بررسی ضریب رفتار قاب‌های دوگانه فولادی با مهاربند‌های هم‌محور بزرگ‌مقیاس پرداختند. منظور از مهاربند هم‌محور بزرگ‌مقیاس مهاربندی می‌باشد که هر دو طبقه را به‌صورت 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 به‌دست 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 [۱۴]. استغان مهین و همکاران در سال ۲۰۱۴، به بررسی عملکرد لرزه‌ای سیستم‌های قاب مهاربندی شده مقاوم در برابر کمناش عبارت‌اند از ۱ قاب برون‌محور و ۲ قاب تک‌قطری پرداختند. آن‌ها نشان دادند که آزمایش‌های صورت گرفته رفتار خوب مهاربند‌ها را نشان می‌دهد [۱۵]. 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 [۱۶]. قلحکی 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 [۱۷]. سانژینگ و همکاران^۶ در سال ۲۰۱۸، با به کار بردن آلیاژ حافظه‌دار در قاب‌های با مهاربند‌های هم‌مرکز هشتی، عملکرد آن‌ها را با مهاربند‌های کمناش تاب مقایسه کردند. نتایج این تحقیق نشان داد که بهتر است از

⁵ Fluid Viscous Damper

⁶ Canxing et al.



مهاربندهای همگرای مجهز به آلیاژ حافظه‌دار شکلی به جای مهاربند کمانش‌تاب استفاده گردد [۱۸]. نظری مفرد و شکرگزار در سال ۲۰۱۹، در دو سازه ۴ و ۸ طبقه، آلیاژ حافظه‌دار شکلی را در هسته مهاربند کمانش‌تاب بکار بردند. سپس با انجام تحلیل پوش‌آور و دینامیکی افزایشی، عملکرد لرزه‌ای آن‌ها را تحت ۶ شتاب‌نگاشت زلزله ارزیابی کردند. نتایج این تحقیق حاکی از بهبود پاسخ‌های لرزه‌ای مورد مطالعه بوده است [۱۹]. پاچیده و همکاران در سال ۲۰۲۰، به مطالعه‌ی آزمایشگاهی و عددی اثرات ناشی از نوع فولاد هسته و فاصله‌ی هسته از غلاف بر رفتار مهاربند کمانش‌تاب پرداخته‌اند. نتایج آزمایشگاهی نشان می‌دهد که استفاده از فولاد نرم‌تر با تنش تسلیم پایین‌تر و با ضخامت برابر در هسته موجب کاهش ظرفیت باربری و مقاومت مهاربند می‌گردد [۲۰]. پاچیده و همکاران در سال ۲۰۲۰، به معرفی و بررسی عملکرد آزمایشگاهی سیستم نوین مهاربندی و ترکیب آن با میراگر تسلیم‌شونده پرداخته‌اند. این سیستم که در راستای افزایش شکل‌پذیری، جذب انرژی بالاتر و پوشش ضعف‌های سیستم‌های موجود مورد پیشنهاد و بررسی قرار گرفته است، از یک عضو مهاربند لوزی شکل به همراه میراگر تسلیم‌شونده حلقوی در وسط آن تشکیل شده است. در ساخت نمونه‌ها ۳ مدل مختلف با اتصالات صلب، نیمه صلب و مفصلی مدنظر قرار گرفته است که پس از ساخت، تحت بار چرخه‌ای قرار گرفته و نتایج آن‌ها با یکدیگر مورد مقایسه شدند. نتایج این تحقیق بیانگر قابلیت بالای هر سه سیستم در جذب انرژی و شکل‌پذیری می‌باشد [۲۱]. 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 به‌منظور 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 به‌منظور ارزیابی شدت‌های لرزه‌ای متناظر با شکل‌گیری هر یک از مکانیسم‌های خرابی استفاده کنند [۲۲]. صادقی و همکاران در سال ۲۰۲۰، سازه‌های قاب خمشی فولادی سه‌بعدی با شکل‌پذیری ویژه ۴، ۸ و ۱۲ طبقه تحت تحلیل‌های غیرخطی موردنظر شامل تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی بار افزون و دینامیکی غیرخطی افزایشی قرار دادند و در نهایت به‌منظور بررسی ظرفیت فروریزش آن‌ها از منحنی‌های شکست استفاده نمودند. مدل‌های غیرخطی سازه‌ها نیز به‌صورت سه‌بعدی در نرم‌افزار OpenSees ایجاد 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 به‌صورت 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 [۲۳]. در این مقاله، به بررسی تأثیر ترکیب مهاربند کمانش‌تاب و قاب خمشی فولادی در ارتفاع بر فروریزش لرزه‌ای قاب‌های فولادی پرداخته شده است. سپس، احتمال رخداد فروریزش لرزه‌ای در سیستم‌ها مورد مطالعه پیش‌بینی گردیده است. برای دستیابی به پاسخ‌های دقیق‌تر از تحلیل‌های غیرخطی استاتیکی بار افزون و دینامیکی افزایشی بهره برده شده است. در ادامه، با استفاده از منحنی‌های شکنندگی به بررسی احتمالاتی عملکرد قاب‌های مذکور با در نظر گرفتن تأثیر سیستم ترکیبی مهاربند کمانش‌تاب و قاب خمشی فولادی پرداخته شده است.

۲- مبانی تحلیل

۲-۱- تحلیل دینامیکی افزایشی غیرخطی (IDA)

تحلیل دینامیکی افزایشی IDA یک روش پارامتری برای بررسی دقیق‌تر رفتار لرزه‌ای سازه‌ها می‌باشد [۳]. 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 [۳]:

- ۱) انتخاب مبنای اندازه‌گیری خسارت (DM)^۷ مانند تغییر مکان حداکثر بام θ_{roof} یا تغییر مکان حداکثر طبقات θ_{max}
- ۲) زمین (PGA) یا شتاب طیفی برای مد اول به ازای میرایی موردنظر $S_a(T_1, \xi = 5\%)$ است.
- ۳) 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.
- ۴) انتخاب یک مبنای درست و دقیق برای میانمایی نقاط.
- ۵) استفاده از یک مبنای مناسب برای خلاصه‌سازی مجموعه رکوردها.
- ۶) تعریف شاخص‌های هر سطح عملکرد.
- ۷) استفاده از پاسخ‌ها جهت بررسی رفتار سیستم.

۲-۲- تحلیل استاتیکی غیرخطی بار افزون

تحلیل استاتیکی غیرخطی بار افزون می‌تواند به عنوان 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 به صورت استاتیکی تحت الگویی مشخص در تراز طبقات به تدریج و به صورت 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 [۳]. 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 [۲۴] و ATC-40 [۲۵]) است.

⁷ Damage Measure

⁸ Intensity Measure



۳-۲- منحنی شکنندگی

منحنی شکنندگی از توابع احتمالاتی برگرفته از مقادیر شدت برای حالات مختلف حدی به دست می آید. منحنی های شکنندگی از رابطه‌ی (۱) حاصل می گردد [23].

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

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 زمین لرزه می تواند توسط پیک شتاب زمین (PGA)، پیک سرعت زمین (PGV) و پیک جابه جایی زمین (PGA) و ... تعریف شود. حالت های آسیب "۱" می تواند از هیچ حالت آسیب ($i=0$) تا حالت آسیب ($i=n$) متفاوت باشد. با در نظر گرفتن شاخص خسارت به رابطه‌ی (۲) تغییر می یابد.

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

که در آن di_i شاخص آسیب برای حالات آسیب می باشد. با توجه به تابع چگالی احتمال DI یا تابع توزیع تجمعی برای هر im و $f_{im}(di)$ و $F_{im}(di)$ معادله‌ی (۲) را می توان 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 نسبی ها می باشند.

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

۳- روش تحقیق

به منظور دستیابی به اهداف این تحقیق، ابتدا سازه‌ی فولادی سه بعدی ۱۲ طبقه با سیستم ترکیبی مهاربند کمانش تاب و قاب خمشی در شش حالت (۱) همه‌ی طبقات دارای سیستم مهاربند کمانش تاب، (۲) شش طبقه اول مهاربند کمانش تاب و شش طبقه دوم قاب خمشی، (۳) پنج طبقه اول مهاربند کمانش تاب و هفت طبقه دوم قاب خمشی، (۴) هفت طبقه اول مهاربند کمانش تاب و پنج طبقه دوم قاب خمشی، (۵) سه طبقه اول مهاربند کمانش تاب و نه طبقه دوم قاب خمشی، (۶) نه طبقه اول مهاربند کمانش تاب و سه طبقه دوم قاب خمشی مطابق فرض شدند. 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 آیین نامه‌ای ایران طراحی شده‌اند [۲۶، ۲۷ و ۲۸]. در گام بعدی با بکارگیری نرم افزار غیرخطی OpenSees روی قاب محور کناری مدل‌ها تحلیل غیرخطی انجام گردیده است. در این بررسی، تغییر مکان نسبی سازه‌ها به عنوان معیار و شاخص آسیب در نظر گرفته شده است. در هر تحلیل سطوح خرابی مورد نظر تعیین می شود. ارزیابی ساختمان‌ها بعد از انجام تحلیل‌های دینامیکی غیر خطی برای ۸ رکورد زلزله انتخابی دور از گسل با استفاده از نمودارهای بیشینه شتاب زمین در مقابل بیشینه تغییر مکان نسبی طبقه تعیین شده اند و در نهایت منحنی های شکنندگی سازه‌ها برای سطح عملکردی آستانه فروریزش (CP) بدست آمده است. بتن مورد استفاده در دیوار و سقف از یک نوع هستند. در اجرا نیز به علت همزمانی بتن ریزی سقف و دیوار معمولاً از یک نوع بتن استفاده می شود. ضخامت دال بتنی



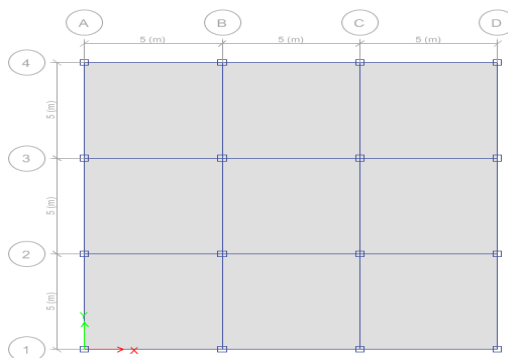
یکی از پارامترهای مهمی است که در سقف های بتنی پیش از بارگذاری باید تعیین گردد. مشخصات مصالح فولادی و بتنی مطابق جدول های ۱ و ۲ ارائه شده است. پلان مشترک مدل ها و نمای قاب ها به ترتیب در شکل های ۱ تا ۱۳ نشان داده شده است.

جدول ۱: مشخصات مصالح فولادی.

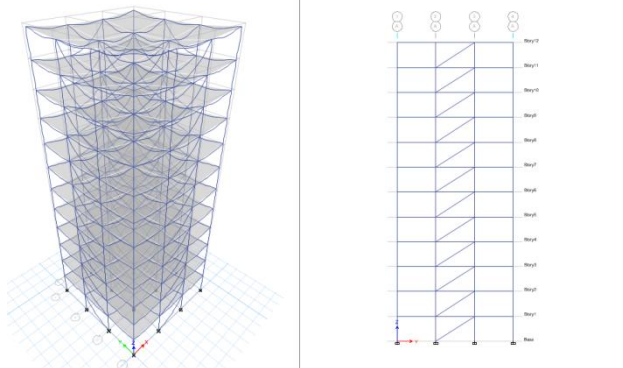
ST37 مصالح فولادی از نوع	
جرم واحد حجم، M	0.8 ton/m ³
وزن واحد حجم، W	7.85 ton/m ³
مدول الاستیسیته، E	2.1*10 ⁷ ton/m ³
تنش تسلیم فولاد، $\sigma_y F$	24000 ton/m ²
مقاومت نهایی فولاد، $\sigma_u F$	37000 ton/m ²

جدول ۲: مشخصات مصالح بتنی.

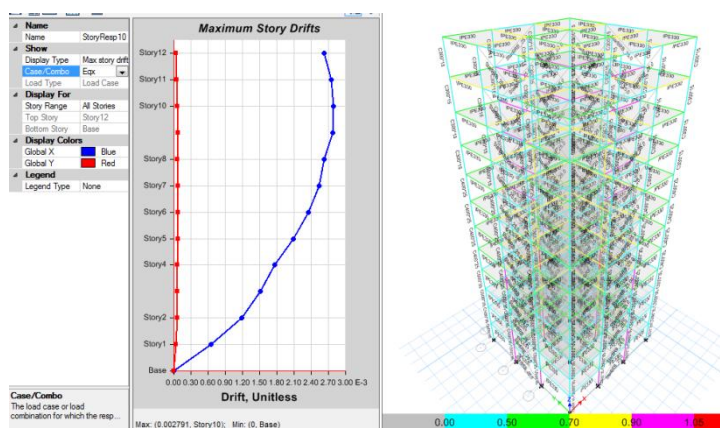
C25 مصالح بتنی از رده ی	
جرم واحد حجم، M	0.255 ton/m ³
وزن واحد حجم، W	2.1 ton/m ³
مدول الاستیسیته، E	2.5*10 ⁶ ton/m ³
f_c مقاومت فشاری بتن،	2500 ton/m ²
f_y تنش تسلیم میلگرد طولی،	40000 ton/m ²
f_{ys} تنش تسلیم خاموت،	30000 ton/m ²



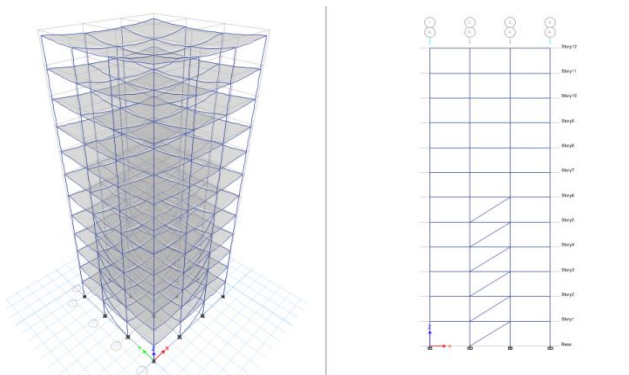
شکل ۱: پلان سازه های طراحی شده.



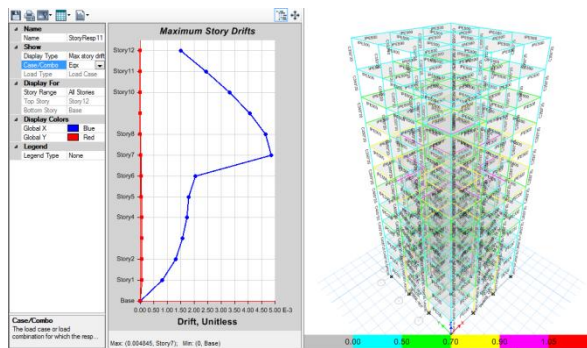
شکل ۲: سازه طراحی شده (سازه ۱۲ طبقه، همه طبقات دارای سیستم مهاربند کماتش تاب).



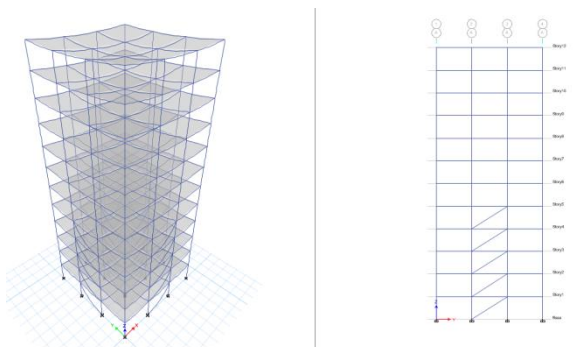
شکل ۳: بیشینه تغییرمکان نسبی سازه طراحی شده (سازه ۱۲ طبقه، همه طبقات دارای سیستم مهاربند کماتش تاب).



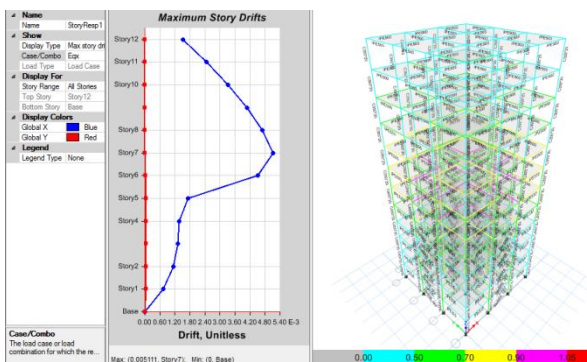
شکل ۴: سازه طراحی شده (سازه ۱۲ طبقه، ۶ طبقه اول مهاربند کماتش تاب و ۶ طبقه دوم قاب خمشی).



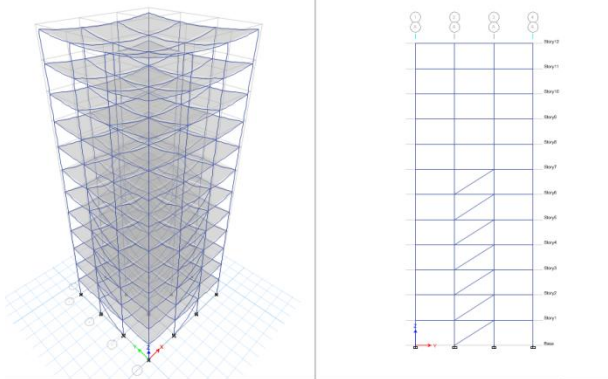
شکل ۵: بیشینه تغییرمکان نسبی سازه طراحی شده (سازه ۱۲ طبقه، ۶ طبقه اول مهاربند کمانش تاب و ۶ طبقه دوم قاب خمشی).



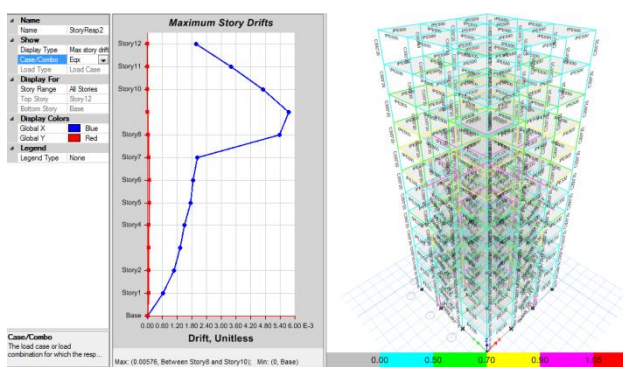
شکل ۶: سازه طراحی شده (سازه ۱۲ طبقه، ۵ طبقه اول مهاربند کمانش تاب و ۷ طبقه دوم قاب خمشی).



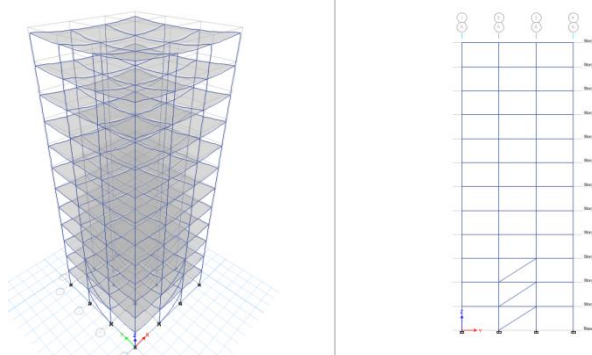
شکل ۷: بیشینه تغییرمکان نسبی سازه طراحی شده (سازه ۱۲ طبقه، ۵ طبقه اول مهاربند کمانش تاب و ۷ طبقه دوم قاب خمشی).



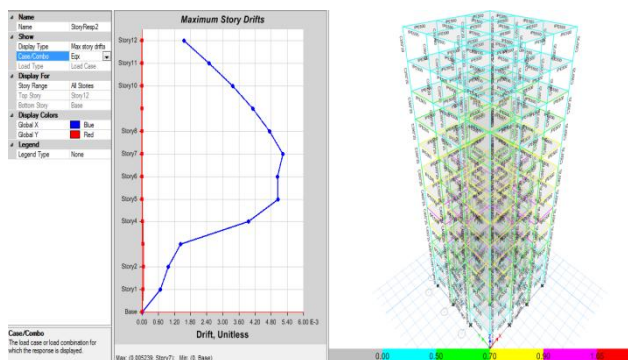
شکل ۸: سازه طراحی شده (سازه ۱۲ طبقه ، ۷ طبقه اول مهاربند کمناش تاب و ۵ طبقه دوم قاب خمشی).



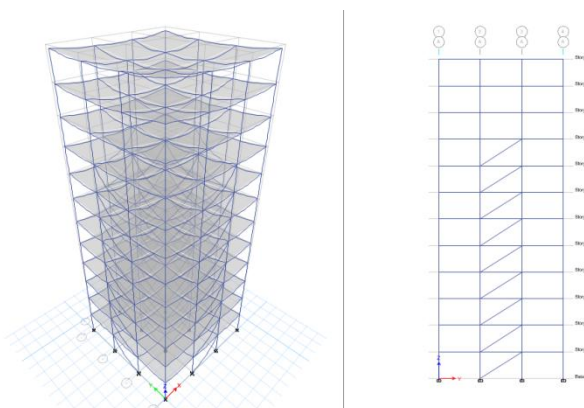
شکل ۹: بیشینه تغییر مکان نسبی سازه طراحی شده (سازه ۱۲ طبقه ، ۷ طبقه اول مهاربند کمناش تاب و ۵ طبقه دوم قاب خمشی).



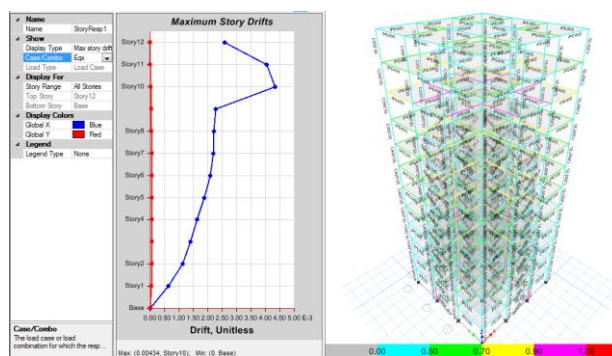
شکل ۱۰: سازه طراحی شده (سازه ۱۲ طبقه ، ۳ طبقه اول مهاربند کمناش تاب و ۹ طبقه دوم قاب خمشی).



شکل ۱۱: بیشینه تغییرمکان نسبی سازه طراحی شده (سازه ۱۲ طبقه ، ۳ طبقه اول مهاربند کماتش تاب و ۹ طبقه دوم قاب خمشی).

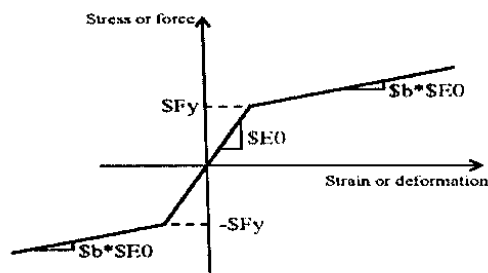


شکل ۱۲: سازه طراحی شده (سازه ۱۲ طبقه ، ۹ طبقه اول مهاربند کماتش تاب و ۳ طبقه دوم قاب خمشی).



شکل ۱۳: بیشینه تغییرمکان نسبی سازه طراحی شده (سازه ۱۲ طبقه ، ۹ طبقه اول مهاربند کماتش تاب و ۳ طبقه دوم قاب خمشی).

ابعاد مقاطع تیر، ستون و مهاربند در جدول ۳ نشان داده شده است. طراحی سازه‌ها به صورت سه بعدی در نرم افزار Etabs 2015 [۲۹] صورت پذیرفت. سپس مدل سازی و تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی بار افزون و دینامیکی غیرخطی افزایشی IDA برای قاب دو بعدی محور کناری تمام سازه‌ها در نرم افزار اجزا محدود Opensees [۳۰] که یک نرم افزار بسیار قوی برای آنالیزهای غیرخطی است، انجام شده است. میرایی معادل ۰.۵٪ لحاظ شده و از مصالح فولاد (Steel01) مطابق شکل ۱۴ استفاده شده است که این مصالح تک محوری دوخطی با سخت‌شوندگی سینماتیک و سخت‌شوندگی ایزوتروپیک اختیاری است که با یک معادله تکاملی غیرخطی توصیف می‌شود [۳۱].



شکل ۱۴: مشخصات مصالح Steel01 در نرم افزار OpenSees [۳۱].

جدول ۳: مقاطع طراحی شده در قاب‌های مورد مطالعه.

قاب ۱۲ طبقه، همه طبقات دارای سیستم مهاربند کمانش تاب			
مهاربند	تیر	ستون	
StarBRB_25.0	IPE 330	Box 500*500*35	طبقه اول تا چهارم
StarBRB_25.0	IPE 330	Box 400*400*25	طبقه پنجم تا هشتم
StarBRB_25.0	IPE 330	Box 300*300*15	طبقه نهم تا دوازدهم
قاب ۱۲ طبقه، ۶ طبقه اول مهاربند کمانش تاب و ۶ طبقه دوم قاب خمشی			
مهاربند	تیر	ستون	
StarBRB_18.0	IPE 330	Box 450*450*20	طبقه اول تا چهارم
StarBRB_18.0	IPE 330	Box 400*400*20	طبقه پنجم تا ششم
-----	IPE 500	Box 350*350*20	طبقه هفتم تا دوازدهم
قاب ۱۲ طبقه، ۵ طبقه اول مهاربند کمانش تاب و ۷ طبقه دوم قاب خمشی			
مهاربند	تیر	ستون	
StarBRB_18.0	IPE 330	Box 450*450*20	طبقه اول تا چهارم
StarBRB_18.0	IPE 500	Box 400*400*20	طبقه پنجم
-----	IPE 500	Box 350*350*20	طبقه ششم تا دوازدهم
قاب ۱۲ طبقه، ۷ طبقه اول مهاربند کمانش تاب و ۵ طبقه دوم قاب خمشی			
مهاربند	تیر	ستون	
StarBRB_25.0	IPE 330	Box 500*500*30	طبقه اول تا چهارم
StarBRB_25.0	IPE 330	Box 350*350*20	طبقه پنجم تا هفتم
-----	IPE 500	Box 300*300*20	طبقه هشتم تا دوازدهم
قاب ۱۲ طبقه، ۳ طبقه اول مهاربند کمانش تاب و ۹ طبقه دوم قاب خمشی			
مهاربند	تیر	ستون	
StarBRB_18.0	IPE 330	Box 450*450*20	طبقه اول تا سوم
-----	IPE 500	Box 400*400*20	طبقه چهارم تا پنجم
-----	IPE 500	Box 350*350*20	طبقه ششم تا دوازدهم
قاب ۱۲ طبقه، ۹ طبقه اول مهاربند کمانش تاب و ۳ طبقه دوم قاب خمشی			
مهاربند	تیر	ستون	
StarBRB_25.0	IPE 330	Box 500*500*35	طبقه اول تا چهارم
StarBRB_25.0	IPE 330	Box 400*400*25	طبقه پنجم تا هشتم
-----	IPE 400	Box 350*350*20	طبقه نهم تا دوازدهم

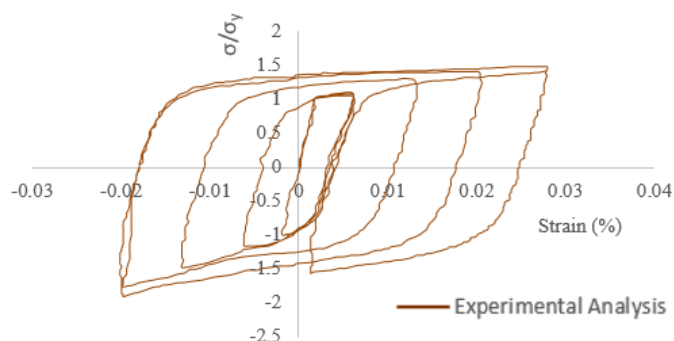


۳-۱- راستی آزمایشی

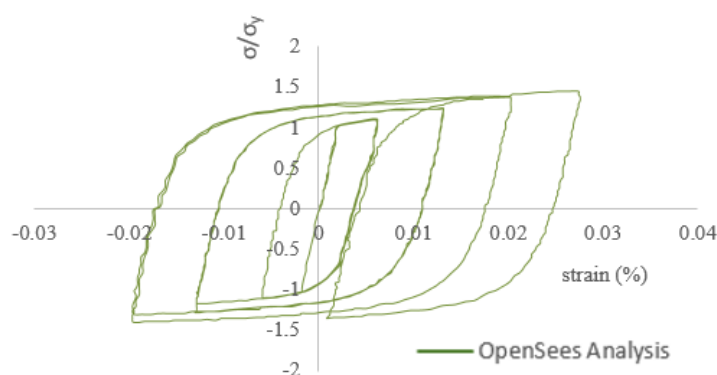
در این تحقیق، برای راستی آزمایشی مدل سازی، از نمونه‌ی آزمایشگاهی مهاربند کمانش تاب ترمبلی و همکاران [۳۲] در نرم افزار Opensees استفاده شده است. شکل ۱۵ مهاربند آزمایش شده توسط ترمبلی و همکاران را نشان می‌دهد. مهاربند کمانش تاب مذکور یک مهاربند با هسته فولادی صفحه ای شکل و سیستم مقید کننده کمانش شامل غلاف فولادی پر شده از بتن می‌باشد. برای مدل سازی هسته مهاربند در نرم افزار مذکور از المان Truss استفاده شده است. همچنین از تکیه گاههای مفصلی در دو انتهای مهاربند برای اعمال شرایط مرزی مهاربند استفاده گردیده است. مدل مصالح در نظر گرفته شده برای مهاربند Steel01 با سخت شدگی کرنشی ایزوتروپیک و کینماتیک می‌باشد. مطابق شکل ۱۶، منحنی هیستریزس مدل آزمایشگاهی ارائه شده و در شکل ۱۷، منحنی هیستریزس مدل عددی در نرم‌افزار مذکور نشان داده شده است. نتایج مدل سازی عددی مهاربند کمانش تاب مطابقت مناسبی با نتایج آزمایشگاهی دارد. در نتیجه نحوه‌ی مدل سازی مهاربند کمانش تاب در نرم افزار مذکور مورد تایید می‌باشد.



شکل ۱۵: نمونه‌ی مهاربند کمانش تاب آزمایش شده توسط ترمبلی و همکاران [۳۲].



شکل ۱۶: منحنی هیستریزس مدل آزمایشگاهی [۳۲].



شکل ۱۷: منحنی هیستریزس مدل عددی.



۳-۲- مشخصات رکوردهای دور از گسل

در این تحقیق از ۸ رکورد حوزه دور از گسل منطبق با راهنمای FEMA-P695 [۳۳] مطابق با جدول ۱ استفاده شده است که از سایت PEER دریافت شد [۳۴]. نوع خاک رکوردها بر اساس استاندارد لرزه‌ای ۲۸۰۰ ایران ویرایش چهارم [۲۶] با فرض نوع خاک ۳ لحاظ شد. از رکوردهای مذکور برای انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی افزایشی (IDA) استفاده شده است و رفتار قاب‌های مورد مطالعه تحت رکوردهای دور از گسل بررسی شده است. رکوردهای مورد مطالعه با ضریب مقیاس‌های مختلف به سازه اعمال و شدت PGA^۹ و نیز پاسخ حداکثر تغییر مکان نسبی بین طبقه‌های (MIDR)^{۱۰} برای لحظه 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 بیشینه‌ی زمین ارائه شده است.

جدول ۴: مشخصات لرزه‌ای رکوردهای دور از گسل.

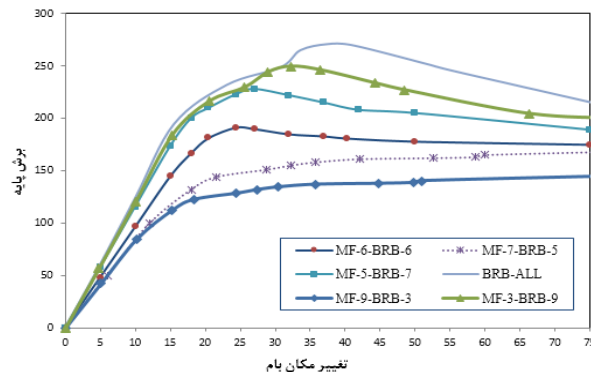
شماره	نام زلزله	نام ایستگاه	سال	بزرگا	فاصله	گسل	(PGA) (g)
R1	Northridge	Beverly Hills - Mulhol- USC	۱۹۹۴	۶/۷	۱۷/۲	Thrust	۰/۵۲
R2	Northridge	Canyon Country-WLC- USC	۱۹۹۴	۶/۷	۱۲/۴	Thrust	۰/۴۸
R3	Duzce, Turkey	Bolu-ERD	۱۹۹۹	۷/۱	۱۲	Strike- slip	۰/۸۲
R4	Hector Mine	Hector-SCSN	۱۹۹۹	۷/۱	۱۱/۷	Strike- slip	۰/۳۴
R5	Imperial Valley	Delta-ENAMUCSD	۱۹۷۹	۶/۵	۲۲	Strike- slip	۰/۳۵
R6	Imperial Valley	-۱۱ El Centro Array # 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

۴- ارائه نتایج تحلیل‌ها

۴-۱- تحلیل استاتیکی غیرخطی بار افزون

در این تحقیق، هدف از انجام تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی بار افزون صرفاً تعیین حالت ناپایداری در اعضای باربر لرزه‌ای می باشد بنابراین تغییر مکان هدف تا جایی ادامه داده شده است که فروریزش سازه قابل رؤیت باشد به عبارت دیگر نمودار بار افزون به ناحیه‌ی 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 ۱۸، 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. همانطور که از شکل ۱۸ بر می‌آید منحنی بار افزون برای سازه منعطف‌تر و دارای تعداد مهاربند کمتر در سطح پایین‌تری قرار دارد که این موضوع حاکی از آن است که سازه‌های دارای تعداد مهاربند بیشتر دارای شکل پذیری کمتری بوده و در نتیجه منحنی آن در سطح بالاتری قرار می‌گیرد و به عبارتی مطابق جدول ۵، با افزایش شکل پذیری در تحلیل استاتیکی غیرخطی بار افزون منحنی بار افزون در سطح پایین‌تری قرار می‌گیرد.

^۹ Peak Ground Acceleration^{۱۰} Maximum Interstory Drift Ratio



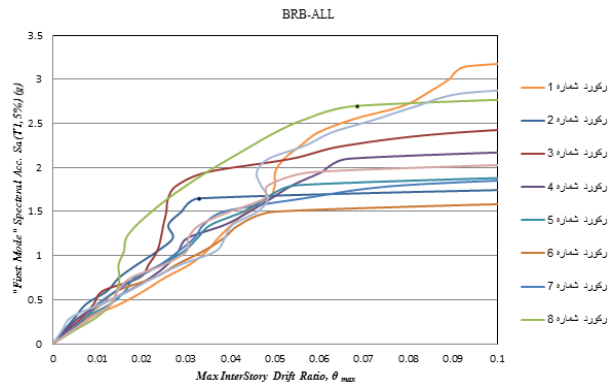
شکل ۱۸: نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی بار افزون برای هر ۶ قاب.

جدول ۵: متوسط ضرایب شکل پذیری قاب‌های مورد مطالعه.

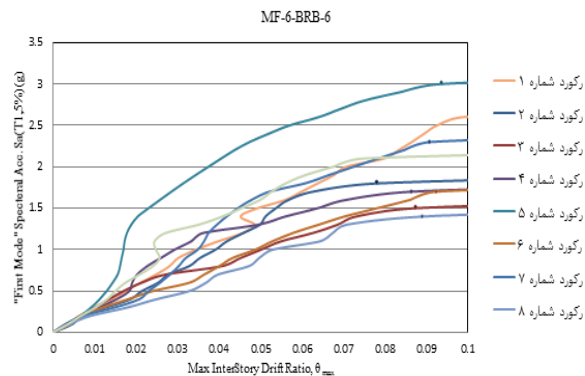
تیپ سازه	BRB-ALL	MF-3-BRB-9	MF-5-BRB-7	MF-6-BRB-6	MF-7-BRB-5	MF-9-BRB-3
متوسط ضریب شکل-پذیری	۱/۷۸	۱/۸۲	۱/۸۵	۱/۹۴	۱/۹۸	۱/۹۹۷

۲-۴- تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی

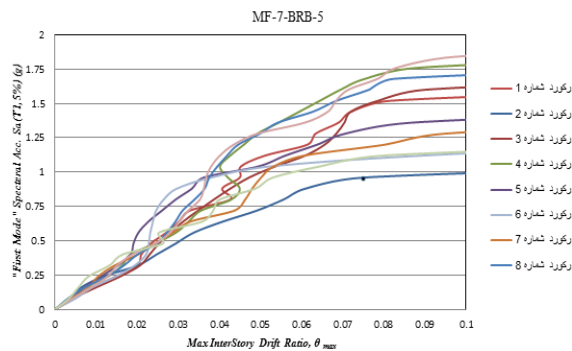
تحلیل دینامیکی افزایشی شامل تعداد زیادی تحلیل دینامیکی غیرخطی تحت شتابنگاشت‌های زلزله می‌باشد. این شتابنگاشت‌ها به گونه‌ای مقیاس می‌شوند که بتوانند محدوده‌ی رفتار خطی، غیرخطی و در نهایت فروریزش سازه را تحت پوشش قرار دهند. هدف اصلی این روش بدست آوردن پاسخ سازه برای مقادیر مختلف شدت زلزله می‌باشد. اندازه‌ی 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 دریف‌ت بین طبقات و یا به صورت زاویه‌ی چرخش طبقه بیان گردد [۳۵-۳۸]. در این تحقیق، تحلیل دینامیکی فزاینده 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 طبقه‌های (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. 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 ۱۹ تا ۲۴ نشان داده شده است.



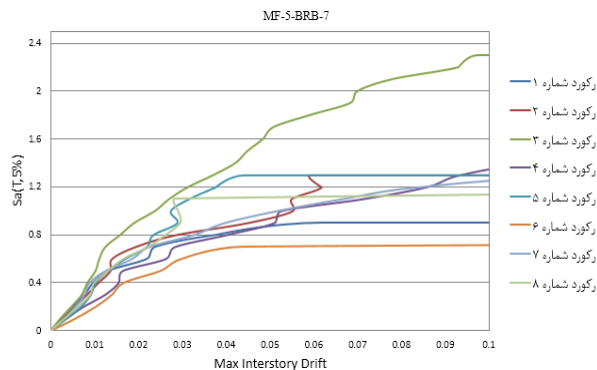
شکل ۱۹: منحنی‌های IDA بدست آمده برای قاب ۱۲ طبقه، همه طبقات دارای سیستم مهاربند کماتش تاب.



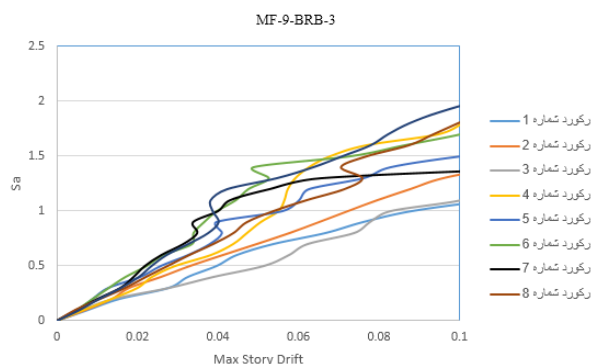
شکل ۲۰: منحنی‌های IDA بدست آمده برای قاب ۱۲ طبقه، ۶ طبقه اول مهاربند کماتش تاب و ۶ طبقه دوم قاب خمشی.



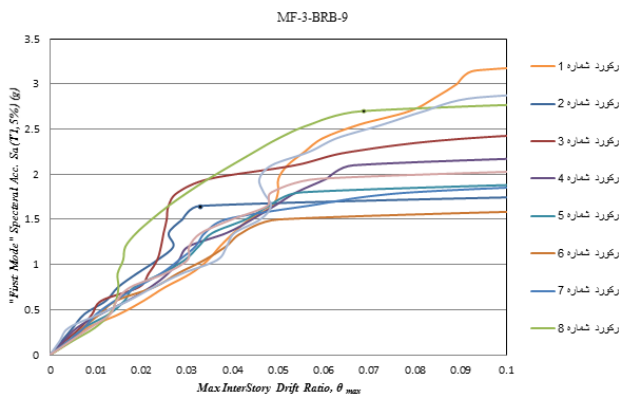
شکل ۲۱: منحنی‌های IDA بدست آمده برای قاب ۱۲ طبقه، ۵ طبقه اول مهاربند کماتش تاب و ۷ طبقه دوم قاب خمشی.



شکل ۲۲: منحنی‌های IDA بدست آمده برای قاب ۱۲ طبقه، ۷ طبقه اول مهاربند کماتش تاب و ۵ طبقه دوم قاب خمشی.

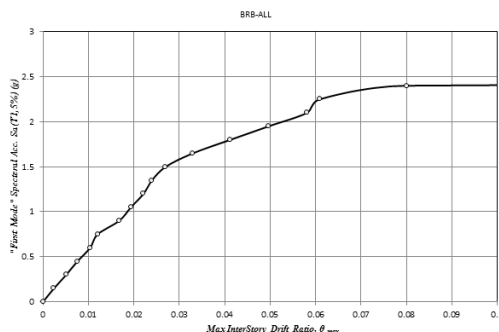


شکل ۲۳: منحنی‌های IDA بدست آمده برای قاب ۱۲ طبقه، ۳ طبقه اول مهاربند کماتش تاب و ۹ طبقه دوم قاب خمشی.

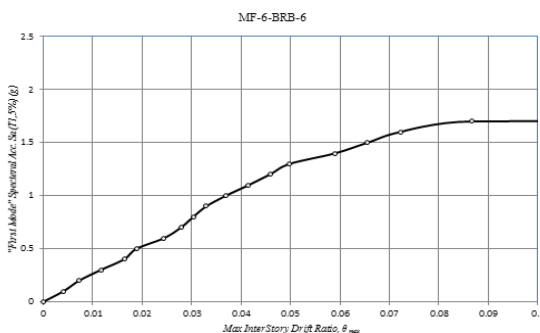


شکل ۲۴: منحنی‌های IDA بدست آمده برای قاب ۱۲ طبقه، ۹ طبقه اول مهاربند کماتش تاب و ۳ طبقه دوم قاب خمشی.

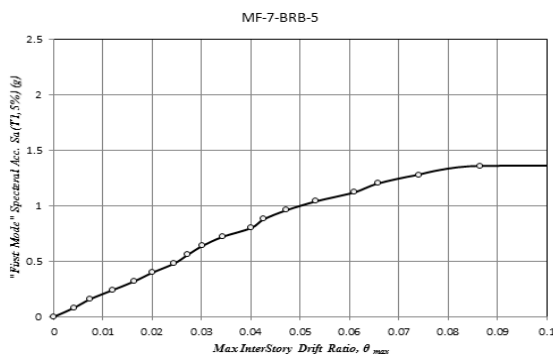
نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی (IDA) در شکل‌های ۱۹ تا ۲۴ برای تعداد ۸ شتاب نگاشت ارائه شده است. در ادامه، مطابق شکل‌های ۲۵ تا ۳۰، مقایسه میانگین ۵۰٪ منحنی‌ها برای هر شش قاب انجام شده است. همانطور که از شکل‌های مذکور برمی‌آید قاب‌های دارای تعداد مهاربند کمتر دارای شکل پذیری بیشتر می‌باشند که این موضوع در نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی نیز نمود پیدا کرده بود.



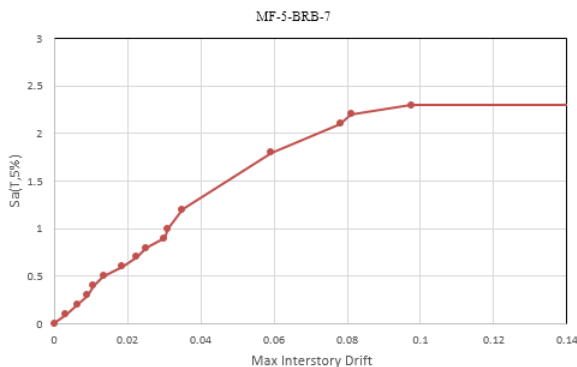
شکل ۲۵: خلاصه منحنی‌های IDA 50% بدست آمده برای قاب ۱۲ طبقه، همه طبقات دارای سیستم مهاربند کماتش تاب.



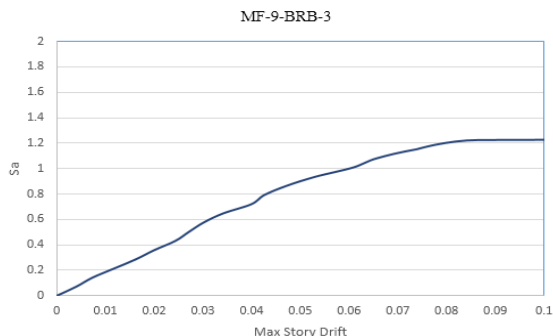
شکل ۲۶: خلاصه منحنی‌های IDA 50% بدست آمده برای قاب ۱۲ طبقه، ۶ طبقه اول مهاربند کماتش تاب و ۶ طبقه دوم قاب خمشی.



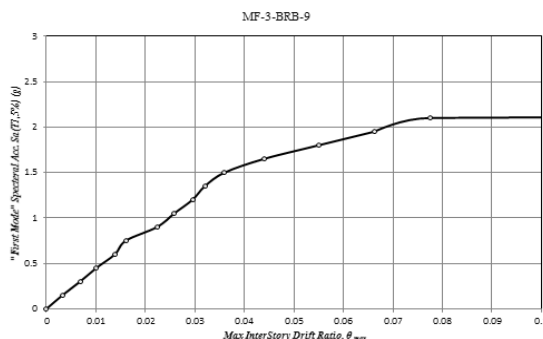
شکل ۲۷: خلاصه منحنی‌های IDA 50% بدست آمده برای قاب ۱۲ طبقه، ۵ طبقه اول مهاربند کماتش تاب و ۷ طبقه دوم قاب خمشی.



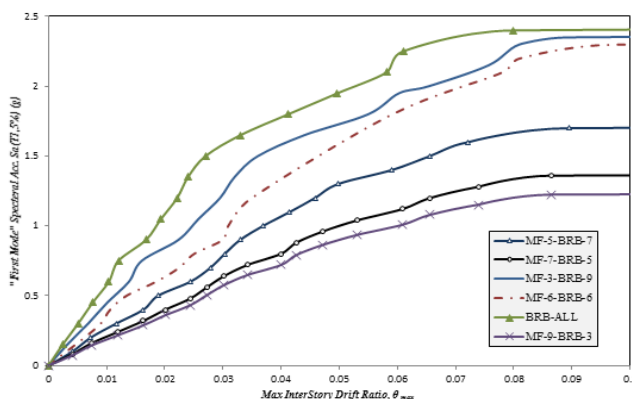
شکل ۲۸: خلاصه منحنی‌های IDA 50% بدست آمده برای قاب ۱۲ طبقه، ۷ طبقه اول مهاربند کماتش تاب و ۵ طبقه دوم قاب خمشی.



شکل ۲۹: خلاصه منحنی‌های 50%IDA بدست آمده برای قاب ۱۲ طبقه، ۳ طبقه اول مهاربند کماتش تاب و ۹ طبقه دوم قاب خمشی.



شکل ۳۰: خلاصه منحنی‌های 50%IDA بدست آمده برای قاب ۱۲ طبقه، ۳ طبقه اول مهاربند کماتش تاب و ۹ طبقه دوم قاب خمشی.



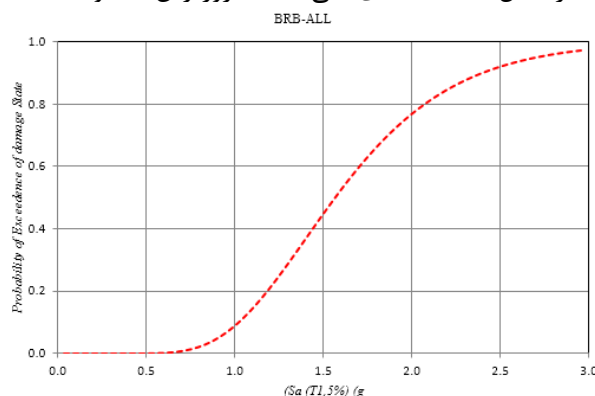
شکل ۳۱: مقایسه منحنی‌های 50%IDA بدست آمده برای کلیه حالات.

جهت مقایسه نتایج توصیه شده است که این دسته از منحنی‌ها خلاصه گردند و سپس با یکدیگر مقایسه گردند. در شکل ۳۱ مقایسه میانگین 50% منحنی‌ها برای هر ۶ سازه انجام شده است. همانطور که از شکل ۳۱، بر می آید سازه‌های دارای تعداد مهاربندی کمتر دارای شکل پذیری بیشتر و در نتیجه در سطح شدت لرزه‌ای پایین تری افقی می‌گردند که این موضوع در نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی نیز نمود پیدا کرده است.

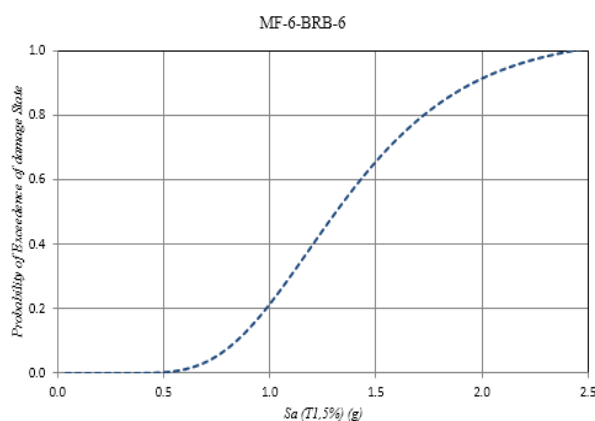


۳-۴- منحنی های شکنندگی

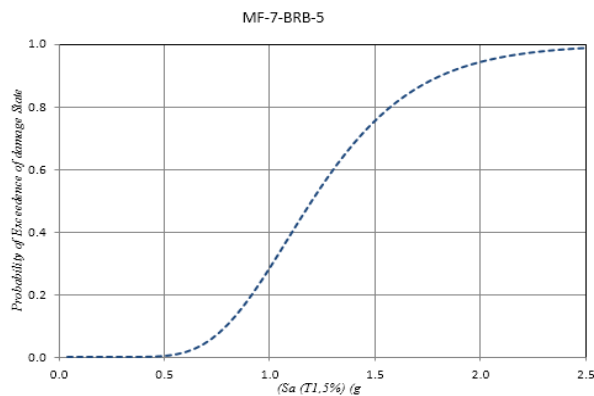
منحنی شکنندگی، احتمال خرابی متناظر با یک حالت خرابی معین را در چندین سطح از جنبش‌های لرزه ای زمین بیان می‌کند. در واقع منحنی شکنندگی، نسبت بین شدت زمین -لرزه و سطح خرابی لرزه‌ای محتمل را توصیف می‌کند. جهت تعیین دقیق چنین نسبتی انتخاب صحیح شدت زلزله در منطقه ی سازه‌ی تحت بررسی مهم می باشد. به منظور استخراج احتمال بروز حالات حدی از خروجی های تحلیل IDA، از نمودارهایی موسوم منحنی های شکنندگی استفاده می شود که برای رسم این نمودارها، شدت لرزه ای IM متناظر با وقوع حالات حدی مورد نظر، به ازای تمامی شتاب نگاشت ها به ترتیب نزولی مرتب می گردد. با استفاده از مقادیر مرتب شده، احتمال وقوع حالت حدی در سازه، به ازای مقادیر کوچکتر یا مساوی یک مقدار IM مورد نظر، که یک احتمال تجمعی است، محاسبه می شود و نمودار آن در مقابل مقدار IM رسم می گردد. با استفاده از این نمودار، می توان گفت که به ازای هر سطح IM، احتمال وقوع حالت حدی، به شرط آن که مقدار IM به سطح مورد نظر محدود شود، به چه میزان است. 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. در ادامه، مطابق شکل‌های ۳۲ تا ۳۷، منحنی‌های شکنندگی ۶ حالت برای سطح عملکردی CP ارائه شده است. ضمناً در شکل ۳۸، مقایسه‌ی کلی حالت فروریزش ۶ نمونه قاب نشان داده شده است.



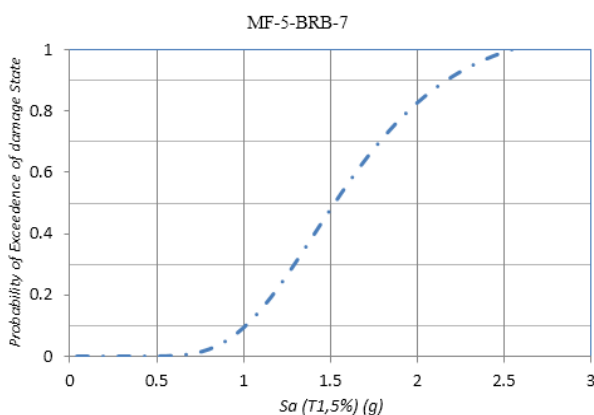
شکل ۳۲: منحنی شکنندگی برای سطح خرابی CP متناظر با قاب ۱۲ طبقه، همه طبقات دارای سیستم مهاربند کمانش تاب.



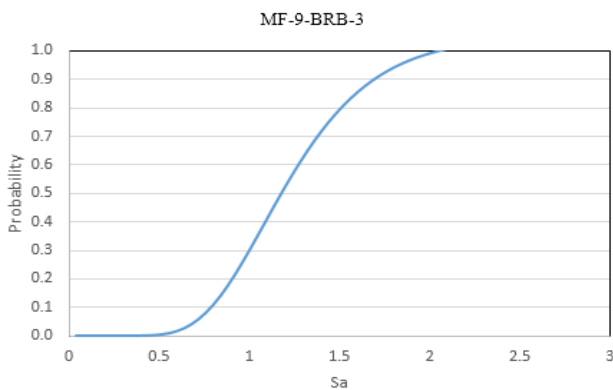
شکل ۳۳: منحنی شکنندگی برای سطح خرابی CP متناظر با قاب ۱۲ طبقه، ۶ طبقه اول مهاربند کمانش تاب و ۶ طبقه دوم قاب خمشی.



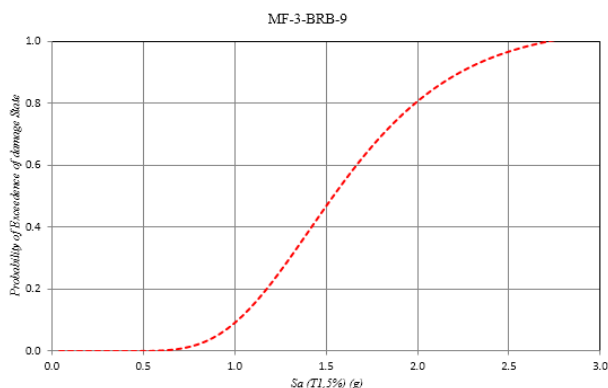
شکل ۳۴: منحنی شکنندگی برای سطح خرابی CP متناظر با قاب ۱۲ طبقه، ۵ طبقه اول مهاربند کمانش تاب و ۷ طبقه دوم قاب خمشی.



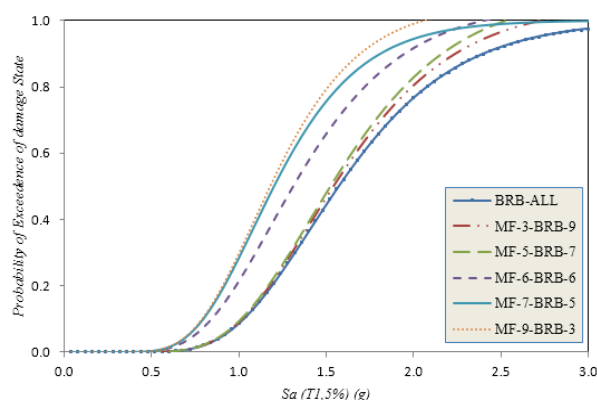
شکل ۳۵: منحنی شکنندگی برای سطح خرابی CP متناظر با قاب ۱۲ طبقه، ۷ طبقه اول مهاربند کمانش تاب و ۵ طبقه دوم قاب خمشی.



شکل ۳۶: منحنی شکنندگی برای سطح خرابی CP متناظر با قاب ۱۲ طبقه، ۳ طبقه اول مهاربند کمانش تاب و ۹ طبقه دوم قاب خمشی



شکل ۳۷: منحنی شکنندگی برای سطح خرابی CP متناظر با قاب ۱۲ طبقه، ۹ طبقه اول مهاربند کمانش تاب و ۳ طبقه دوم قاب خمشی.



شکل ۳۸: مقایسه منحنی های شکنندگی برای سطح CP برای کلیه حالات

در شکل ۳۸، منحنی احتمال خرابی سازه های مدلسازی شده با استفاده از نتایج تحلیل دینامیکی افزایشی بدست آمده است و مقایسه بین نتایج صورت پذیرفته است. همانطور که از این شکل مقایسه‌ای قابل برداشت است، سازه‌ای که دارای تعداد مهاربند بیشتر می‌باشد، در یک سطح شدت لرزه‌ای ثابت دارای احتمال خرابی کمتری نسبت به سایر سازه‌ها دارا می‌باشد. بنابراین با کاهش شکل پذیری سازه‌ها، احتمال خرابی آنها نیز کاهش می‌یابد. بر این اساس در صورت نیاز به افزودن طبقات، می‌توان مثلا در سازه ۱۲ طبقه ۵ طبقه اضافه شده را قاب خمشی در نظر گرفت (حدود ۴۰ درصد طبقات) بدون اینکه تأثیر چشمگیری در افزایش احتمال خرابی در سطوح مختلف لرزه‌ای ایجاد کند.

۵- جمع بندی و نتیجه گیری

در این تحقیق، به ارزیابی تأثیر ترکیب مهاربند کمانش تاب و قاب خمشی در ارتفاع بر فروریزش لرزه‌ای قاب‌های فولادی پرداخته شده است. برای این منظور شش حالت نظیر (۱) همه طبقات دارای سیستم مهاربند کمانش تاب، (۲) شش طبقه اول مهاربند کمانش تاب و شش طبقه دوم قاب خمشی، (۳) پنج طبقه اول مهاربند کمانش تاب و هفت طبقه دوم قاب خمشی، (۴) هفت طبقه اول مهاربند کمانش تاب و پنج طبقه دوم قاب خمشی، (۵) سه طبقه اول مهاربند کمانش تاب و نه طبقه دوم قاب خمشی، (۶) نه طبقه اول مهاربند کمانش تاب و سه طبقه دوم قاب خمشی مورد مطالعه قرار گرفتند. تحلیل قاب‌های نمونه با استفاده از نرم افزار OpenSees و با اعمال ۸ 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 مورد مطالعه با ملاحظه اثر ترکیب مهاربند کماتش تاب و قاب خمشی به شرح ذیل می‌باشند:

- با توجه به صحت‌سنجی انجام‌شده در این تحقیق، نتایج نشان می‌دهد که مدل‌های غیرخطی ایجاد شده در نرم افزار اجزا محدودی OpenSees قابل اطمینان بوده و نتایج ارائه شده‌ی تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی بار افزون و دینامیکی غیرخطی افزایشی (IDA) به صورت نسبتاً دقیقی ارائه شده است.
- همانطور که مشاهده گردید میزان آسیب پذیری قاب‌های مورد مطالعه با استفاده از منحنی‌های شکنندگی تعیین گردید و احتمال خرابی هر یک از سازه‌ها نیز در قالب منحنی‌های شکنندگی برای سطح عملکرد آستانه فروریزش مشخص گردید.
- در روش طراحی براساس عملکرد می‌توان رفتار واقعی تری از سازه‌ها، نسبت به قبل، در صورت وقوع یک زمین لرزه مشخص، به دست آورد. شاید مهم‌ترین دلیل اهمیت بحث روی طرح لرزه‌ای براساس عملکرد، به نوع تشویق بکارگیری ابتکار در توسعه روش‌هایی برای ارتقاء عملکرد باشد.
- بدون در نظر گرفتن مقادیر خطر لرزه‌ای در محاسبه احتمال شکست، با کاهش تناوب، احتمال فروریزش (یا برآورد نکردن سطح عملکردی CP) در سازه در سطح ثابت از شدت لرزه‌ای کاهش پیدا می‌کند.
- از طرفی با کاهش تعداد طبقات سازه، در این تحقیق شکل پذیری سازه‌ها کاهش یافته منحنی‌های IDA در سطح IM پایین تری افقی می‌گردند. که این نشان دهنده‌ی این امر می‌باشد که با افزایش شکل پذیری سازه‌ها می‌توان به تغییر مکان نسبی بالاتری در سازه‌ها، در یک سطح زلزله‌ی زلزله یکسان دست یافت.
- سازه‌های دارای تعداد مهاربند بیشتر دارای شکل پذیری بیشتری بوده و در نتیجه منحنی آن در سطح بالاتری قرار می‌گیرد و به عبارتی با افزایش شکل پذیری در تحلیل استاتیکی غیرخطی (پوش آور) منحنی پوش آن در سطح پایین تری قرار می‌گیرد.
- از مقایسه نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی (IDA) بدست آمده برای سازه‌های این پژوهش چنین بر می‌آید که برای تعداد ۸ شتاب شتاب نگاشت معرفی شده در فصل سوم آورده شده است. جهت مقایسه نتایج توصیه شده است که این دسته از منحنی‌ها خلاصه گردند و سپس با یکدیگر مقایسه گردند. در شکل فوق مقایسه میانگین ۵۰٪ منحنی‌ها برای هر ۶ سازه انجام شده است. همانطور که از شکل فوق بر می‌آید سازه‌های دارای تعداد مهاربندی کمتر دارای شکل پذیری کمتر و در نتیجه در سطح شدت لرزه‌ای پایین تری افقی می‌گردند و سازه‌های دارای تعداد مهاربند بیشتر سطح بالاتری قرار می‌گیرند که این موضوع در نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی نیز نمود پیدا کرده است.
- با مقایسه ضریب رفتار بدست آمده برای هر ۶ سازه مدنظر این پژوهش مشاهده می‌گردد سازه دارای تعداد مهاربند بیشتر دارای ضریب رفتار بیشتر نسبت به آنچه در طراحی‌ها لحاظ شده بود، دارا می‌باشد و همچنین ارتباط مستقیم ضریب شکل پذیری محاسبه شده با ضریب رفتار بدست آمده مشهود می‌باشد. صفحه بندی شود:
- از مقایسه منحنی‌های شکنندگی برای سازه‌های مدلسازی شده با استفاده از نتایج تحلیل دینامیکی افزایشی قابل برداشت است، سازه شماره ۱ که دارای تعداد مهاربند بیشتر می‌باشد، در یک سطح شدت لرزه‌ای ثابت دارای احتمال خرابی کمتری نسبت به سایر سازه‌ها دارا می‌باشد. بنابراین با کاهش شکل پذیری سازه‌ها، احتمال خرابی آنها نیز کاهش می‌یابد.



- [1]-Yaghmaei-Sabegh, S., 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. Ch., 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]-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.
- [4]- Hashemi, S., Pouraminian, M., and Sadeghi, A., 2021, **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. (In Persian). (Accepted)
- [5]- 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. (In Persian). (Accepted)
- [6]- Hashemi, S., Miri, M., Rashki, M., and Etedali, S., 2021, **Investigation the Sidesway Collapse and Seismic Fragility Analysis of Frames with BRB Equipped with SMAs**, Amirkabir Journal of Civil Engineering. (In Persian). (Accepted)
- [7]-Saberi, V., Saberi, H., Hashemi, S., and Sadeghi, A., 2020, **The Parametric Assessment of Geometric Shape and Steel Material of Connection Plate Effect on the Cyclic Performance of the Buckling Restrained Braces**, New Approaches in Civil Engineering, 3(4), 48-69. (In Persian).
- [8]- Shih, H. Ch. 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.
- [9]- Rai, D. C. and Goel, S. C., 2003, **Seismic Evaluation and Upgrading of Chevron Braced Frames**, Journal of Constructional Steel Research, 59, 971-994.
- [10]- 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.
- [11]-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).
- [12]- Farshchi, H. R., S. Moghadam, A. and Vetr, M. Gh., 2008, **Experimental Study Of Connection Strength Effects in X-Type Braced Frames**, Journal of Structure and Steel, 4, 3, 62-73.
- [13]- 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.
- [14]- Abdollahzadeh, Gh., And Mohammadi, Sh., 2013, **Behaviour Factor of Double Steel Frame with Concentric Braces of Large Scale**. Journal of Modeling in Engineering, 10, 31, 1-13. (In Persian).



- [15]- 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.
- [16]- Rahgozar, Navid. Rahgozar, Nima. And Moghadam, Abdolreza. (2016). Probabilistic Safety Assessment of Self-Centering Steel Braced Frame. International Journal of Frontier of Structural Civil Engineering, 1-20.
- [17]- 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.
- [18]-Canxing, Q., Yichen, Z., Han, L., Bing, Q., Hetao, H., and Li, T., 2018, **Seismic performance of Centrally Braced Frames with non-buckling braces**, Engineering Structures, 154, 93-102.
- [19]- Nazarimofrad, E., and Shokrgozar, A., 2019, **Seismic performance of steel braced frames with self-centering buckling-restrained brace utilizing superelastic shape memory alloys**, Structure Design Tall Spectra Building. (Accepted)
- [20]- Pachideh, Gh, Gholhaki, M., and Kafi, M., 2020, **Experimental and numerical evaluation of an innovative diamond-scheme bracing system equipped with a yielding damper**, Steel and Composite Structures, 36, 2, 197-211.
- [21]- Pachideh, Gh., Kafi, M., and Gholhaki, M., 2020, **Evaluation of cyclic performance of a novel bracing system equipped with a circular energy dissipater**, Structures, 28, 467-481.
- [22]- Saberi, V., Saberi, H., Mazaheri, O., and Sadeghi, A., 2020, **Numerical Investigation of Shape Memory Alloys and Side Plates Perforation Effect on Hysteresis Performance of Connections**, Amirkabir Journal of Civil Engineering (2020). (In Persian). (Accepted).
- [23]- Sadeghi, A., Hashemi, S. V., and Mehdizadeh, K., 2020, **Probabilistic Assessment of Seismic Collapse Capacity of 3D Steel Moment-Resisting Frame Structures**. Journal of Structural and Construction Engineering, (In Persian). (Accepted).
- [24]- FEMA-356, **commentary for the seismic rehabilitation of buildings**, report FEMA-356, in, DC: SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management Agency, Washington, (2000).
- [25]- Applied Technology Council, 1996, **Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Building**, Report ATC-40. Redwood City.
- [26]- Standard No.2800 BHRC, 2014, **Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings**. Tehran: Building and Housing Research Centre, (In Persian).
- [27]- Iranian National Building Code (INBC), 2013, **Design and Construction of Steel Structures**, Tehran: Ministry of Housing and Urban Development, Part 10. (In Persian).
- [28]- INBC. Design Loads for Buildings. Tehran: Ministry of Housing and Urban Development, Iranian National Building Code, Part 6. (2013). (In Persian).
- [29]- Habibullah, A., 2015, **ETABS-Three Dimensional Analysis of Building Systems**, Manual. Computers and Structures Inc. Berkeley, California. (2015).
- [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]- Tremblay, R., Bolduc, P., Neville, R., and DeVall, R., 2006, **Seismic testing and performance of buckling-restrained bracing systems**, Canadian Journal of Civil Engineering, 33, 2, 183-198.



- [33]- FEMA P 695, 2009, **Quantification of Building Seismic Performance Factors**, Washington, D.C. Federal Emergency Management Agency, USA. (2009).
- [34]- Next Generation Attenuation of Ground Motion (Nga) Project. [http://Peer. Berkeley. Edu/nga](http://Peer.Berkeley.Edu/nga). (2006).
- [35]- 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.
- [36]- Sadeghi, A., Kazemi H., Samadi, M., 2021, **Probabilistic seismic analysis of steel moment-resisting frame structure including a damaged column**, *Structures*, 33, 187-200.
- [37]- 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, 20-35.
- [38]- 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.