

Fragility Analysis of Building Frames with Buckling Resistance Braces Using Incremental Dynamic Analysis Based on Pushover Curve

Abdol Ghaium Dehviri ^{1*}

1- Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Velayat University, Iranshahr, Iran

ABSTRACT

In this study, the probabilistic seismic performance of building frames with non-buckling braces has been investigated using the incremental dynamic analysis method based on the pushover curve obtained from the non-linear static analysis. The incremental dynamic analysis method is known as one of the accurate analysis methods for estimating the lateral seismic collapse capacity of structures, but it is costly due to the need for nonlinear dynamic analyzes in a record-by-record approach. In this article, without performing such time-consuming analyzes of incremental dynamic method, with proper accuracy and using the results of non-linear static analysis and applying an algorithm to extract the summary of incremental dynamic analysis curves from the results of non-linear static analysis, incremental dynamic analysis curves have been extracted in quantiles of 16, 50, and 84%, and in the following, after obtaining the statistical characteristics of the earthquake intensity at the thresholds of the damage parameter such as the relative displacement of the floor, the seismic evaluation of the studied structures at different performance levels has been carried out in a probabilistic approach and with the drawing of fragility curves. The results of the average acceleration in the performance levels of life safety (i.e., in the risk level of earthquakes with a return period of 475 years) 1.30 g, 0.77 g, 0.92 g, and 0.60 g, and the threshold of collapse (i.e., in the risk level Earthquakes with a return period of 2475 years) are 1.56 g, 0.96 g, 1.15 g, and 0.75 g for frames of 4, 8, 12, and 16 floors, respectively. Therefore, the results show that only in the 4-story frame, the intended performance for seismic risk levels has been provided, and other frames have not been able to provide the required performance criteria.

ARTICLE INFO

Receive Date: 01 July 2023

Revise Date: 13 September 2023

Accept Date: 13 October 2023

Keywords:

Buckling-Resistant Brace, Fragility Curve, Incremental Seismic Analysis, Seismic Performance Levels, Seismic Risk Level

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://doi.org/10.22065/jsce.2023.405003.3164>

*Corresponding author: Abdol Ghaium Dehviri.

Email address: a.dehviri@velayat.ac.ir

تحلیل شکنندگی قاب‌های ساختمانی دارای مهاربند کمانش تاب با استفاده از تحلیل دینامیکی افزایشی مبتنی بر منحنی پوش آور

عبدالقیوم دهواری^{*۱}

۱- استادیار گروه مهندسی عمران، دانشگاه ولایت، ایرانشهر، ایران

چکیده

در مقاله حاضر عملکرد لرزه‌ای احتمالاتی قاب‌های ساختمانی دارای مهاربند کمانش تاب به روش تحلیل دینامیکی افزایشی مبتنی بر منحنی پوش آور حاصل از تحلیل استاتیکی غیر خطی مورد بررسی قرار گرفته است. روش تحلیل دینامیکی افزایشی به عنوان یکی از روش‌های تحلیلی دقیق برای تخمین ظرفیت فروریزش جانبی لرزه‌ای سازه‌ها شناخته شده، اما به دلیل نیاز به تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی بصورت رکورد به رکورد زلزله هزینه‌بر است. در این مقاله بدون انجام چنین تحلیل‌های زمانبر روش دینامیکی غیرخطی، با دقت مناسب و با به کارگیری الگوریتم جدیدی که قابلیت استخراج خلاصه منحنی‌های تحلیل دینامیکی افزایشی از نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی را دارد، منحنی‌های تحلیل دینامیکی افزایشی در چندک‌های ۱۶، ۵۰ و ۸۴ درصد استخراج شده‌اند. در ادامه پس از بدست آوردن مشخصه‌های آماری شتاب طیفی زلزله در آستانه‌های پارامتر آسیبی مانند جابجایی نسبی طبقه، بصورت احتمالاتی و همراه با ترسیم منحنی‌های شکنندگی ارزیابی لرزه‌ای سازه‌های مورد بررسی در سطوح عملکردی مختلف انجام شده است. نتایج بدست دهنده میانه شتاب در سطوح عملکردی ایمنی جانی (یعنی در سطح خطر زلزله‌های با دوره بازگشت ۴۷۵ سال) $0.130g$ ، $0.177g$ و $0.192g$ و $0.160g$ و آستانه فروریزش (یعنی در سطح خطر زلزله‌های با دوره بازگشت ۲۴۷۵ سال) $0.156g$ ، $0.196g$ و $0.115g$ و به ترتیب برای قاب‌های ۴، ۸، ۱۲ و ۱۶ طبقه می‌باشند. بنابراین نتایج بدست می‌دهد که تنها در قاب ۴ طبقه عملکرد مدنظر برای سطوح خطر لرزه‌ای تامین شده است و سایر قاب‌ها نتوانسته‌اند معیارهای عملکردی مورد نیاز را فراهم نمایند.

کلمات کلیدی: مهاربند کمانش تاب، منحنی شکنندگی، تحلیل دینامیکی افزایشی، سطوح عملکرد لرزه‌ای، سطح خطر لرزه ای

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:			
doi:	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
https://doi.org/10.22065/jsce.2023.405003.3164	۱۴۰۳/۰۳/۳۱	۱۴۰۲/۰۷/۲۱	۱۴۰۲/۰۷/۲۱	۱۴۰۲/۰۶/۲۲	۱۴۰۲/۰۴/۱۰
10.22065/jsce.2023.405003.3164	عبدالقیوم دهواری [*] a.dehvari@velayat.ac.ir			نویسنده مسئول: پست الکترونیکی:	

۱- مقدمه

امروزه مهاربندهای کمانش تاب به دلیل عملکرد پایدار بصورت اعضای مقاوم در برابر بار جانبی و همچنین اجزای مستهلک کننده انرژی توسط مهندسين طراح در قاب‌های ساختمانی به عنوان عناصر برابر جانبی مورد استفاده قرار گرفته‌اند. سیستم‌های متعارف مقاوم در برابر نیروی جانبی زلزله مانند قاب‌های خمشی و قاب‌های ساختمانی مهاربندی شده به گونه‌ای طراحی شده‌اند که در طول زلزله‌های سطح طراحی دچار تغییر شکل غیر ارتجاعی زیاد نشده، و از لحاظ کاربری در محدوده تامین ایمنی جانی ساکنین باقی بمانند [۱ و ۲]. آزمایشات در مقیاس بزرگ مهاربندهای کمانش تاب رفتار هیستریزس پایدار، استهلاک انرژی لرزه‌ای قابل توجه و داشتن ظرفیت تغییر شکل غیرالاستیک بالا را نشان داده‌است. یک مهاربند کمانش تاب از یک هسته فولادی برای تحمل نیروهای فشاری و کششی و از یک مجموعه اجزای خارجی دیگر برای محدود نمودن تغییر شکل جانبی هسته، تشکیل شده است [۳]. از اینرو، تغییر شکل‌های جانبی ماندگار که پس از زلزله در این سیستم‌های برابر لرزه‌ای رخ می‌دهد در نتیجه این رفتار غیرالاستیک بیان شده است. جابجایی نسبی ماندگار طبقه و آسیب اجزای سازه‌ای غیر قابل جایگزین می‌تواند تخریب ساختمان‌ها را پس از زلزله به جای تعمیر آنها از نظر اقتصادی سودمند نماید. بیشتر تحقیقات انجام گرفته بر چگونگی کاهش این تغییر شکل‌های ماندگار متمرکز شده است. شبیه‌سازی‌های انجام گرفته روی یک قاب با مهاربند کمانش تاب چهار طبقه حداکثر جابجایی نسبی ماندگار طبقه ۱/۳۰ و ۲/۷۰ درصد را به ترتیب برای یک زمین لرزه مقیاس شده به زلزله طراحی و ماکزیمم زلزله محتمل را نشان داده است [۴ و ۵]. به عنوان مثال، مطالعات نشان داده است که ساختمان‌ها با جابجایی نسبی ماندگار طبقه بیش از ۰/۵ درصد دارای مشکل خروج از ساختمان، و ساختمان‌هایی با جابجایی نسبی طبقه ماندگار بیش از ۱/۰ درصد معمولاً تخریب شده‌اند [۶ و ۴]. این نتیجه با مطالعات عددی انجام گرفته قاب‌های با مهاربند کمانش تاب مطابقت دارد و نشان داده است که جابجایی نسبی ماندگار طبقه می‌تواند در طول زلزله سطح طراحی از ۱/۰ درصد فراتر رود [۷ و ۸]. تلاش‌هایی توسط محققین برای کاهش جابجایی نسبی ماندگار طبقه در قاب‌های با مهاربند کمانش تاب با استفاده از سیستم‌های لرزه‌ای دوگانه همراه با قاب خمشی و استفاده از آلیاژهای حافظه‌دار شکلی صورت گرفته است [۹ و ۸]. اگر چه جابجایی نسبی ماندگار طبقه برای سیستم‌های لرزه‌ای دوگانه با قاب‌های خمشی که برای ۲۵ درصد برش پایه طراحی شده‌اند، تقریباً به نصف کاهش پیدا نموده، اما کامل حذف نشده و همچنان می‌تواند مشکل ساز باشد. همچنین در تحقیق‌های انجام شده [۱۱ و ۱۰]، علاوه بر استفاده از سیستم قاب خمشی، عضو مهاربندی به اعضای میله‌ای از جنس آلیاژهای حافظه‌دار شکلی برای کاهش تغییر شکل‌های ماندگار ایجاد شده مجهز شده است. در این شکل از مهاربندی تحت اثر رکوردهای حوزه نزدیک و برای قاب‌های ۳ و ۹ طبقه، و با فرض ۲/۵ درصد جابجایی نسبی مجاز طبقه برای جلوگیری از فروریزش، مشاهده شده است که این نوع قاب‌ها تحت اثر برخی از رکوردها به جابجایی نسبی طبقه بیش از ۸ و ۴ درصد، به ترتیب، رسیده‌اند. نتیجه حاصل از مطالعه تاریخچه تحقیقات اختلاف در مقادیر پاسخ حاصل از تحلیل‌های دینامیکی بصورت رکورد به رکورد، و عدم پاسخگویی تغییر شکل نسبی طبقات، و تلاش برای کاهش آن با استفاده از تکنولوژی‌های جدید مانند آلیاژهای حافظه‌دار شکلی یا تبدیل قاب‌های ساده ساختمانی به قاب‌های خمشی است. با روش استفاده شده در این مقاله یعنی ترکیب روش‌های تقریبی تحلیل غیرخطی و روش‌های ارزیابی احتمالاتی می‌توان مدل‌های بیشتری را مورد مطالعه قرارداد و نتایج قابل اعتمادتری بدست آورد. در این مقاله بصورت سریع، کم هزینه، و احتمالاتی رفتار این نوع قاب مهاربندی شده با استفاده از الگوریتم استخراج خلاصه منحنی‌های تحلیل دینامیکی افزایشی (یعنی منحنی‌های ۱۶، ۵۰، و ۸۴ درصد) از منحنی پوش‌آور حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی بررسی شده است.

مطالعات تخمین سطح خطر و آسیب در یک چارچوب احتمالاتی با استفاده از توابع شکنندگی سازه انجام می‌شود؛ توابعی که احتمال فراتر رفتن از برخی حالات حدی عملکردی از پیش تعریف شده در یک رویداد لرزه‌ای و با سطح معینی از شدت زمین لرزه را فراهم می‌کنند. در مطالعات سازه‌ای، تمایل فزاینده‌ای به تکیه بر استخراج تحلیلی این توابع شکنندگی مشاهده شده است. بصورت معمول در تخمین توابع شکنندگی از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی استفاده شده است. به عنوان مثال، تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA)، روش ابری یا تحلیل چند رشته‌ای [۱۲]. با این حال، با وجود مزایای روش‌های تحلیلی ماتریس احتمال آسیب، منحنی‌های شکنندگی تجربی بیشتر استفاده شده‌اند، نقطه ضعف اصلی روش‌های تحلیلی بار محاسباتی آن‌ها بیان شده است، که ممکن است شامل انتخاب و تغییر رکوردهای زلزله برای مقیاس نمودن با سطح خطر مورد نیاز باشد. به منظور عدم نیاز به استفاده از روش‌های تحلیلی ارزیابی لرزه‌ای سازه‌ها

که نیازمند محاسبات دینامیکی غیرخطی است، مهندسين بر روش‌های تقریبی تکیه کرده‌اند، مانند روش استاتیکی غیرخطی که با ساختن یک نوسان‌گر بصورت یک سیستم معادل تک درجه آزادی تقاضای لرزه‌ای سازه را تخمین می‌زنند. یک پیوند ساده و موثر بین تحلیل دینامیکی فزاینده و تحلیل استاتیکی غیرخطی توسط الگوریتم SPO2FRAG (Static Pushover to Fragility) فراهم شده است [۱۳]، و به عنوان یک معادله پیش بینی خلاصه منحنی‌های تحلیل دینامیکی فزاینده سیستم معادل تک درجه آزادی از منحنی‌های پوش‌آور چندخطی تعریف شده است. همچنین با این الگوریتم یک راه حل ضمنی برای استخراج تحلیلی توابع شکنندگی سازه‌ها فراهم شده است. در این تحقیق برای ارزیابی عملکرد لرزه‌ای مدل‌های مورد مطالعه و ترسیم منحنی‌های احتمال شکنندگی در سطوح خطر لرزه‌ای از چهار چوب ارایه شده در این الگوریتم استفاده شده است.

اهداف اصلی این مطالعه عبارتند از: (۱) بررسی عملکرد لرزه‌ای احتمالاتی قاب‌های با ارتفاع کم تا بلند مجهز به مهاربندهای کمانش تاب، (۲) ترسیم منحنی‌های شکنندگی قاب‌های دارای مهاربندهای کمانش تاب با معیار عملکردی مبتنی بر جابجایی نسبی طبقه. در بررسی عددی چهار نمونه اولیه قاب با ارتفاع‌های مختلف (یعنی ۴، ۸، ۱۲، و ۱۶ طبقه) مجهز به مهاربندهای کمانش تاب، اتصالات تیر به ستون مفصلی یا ساده در نظر گرفته شده است. مدل‌های محاسباتی این قاب‌ها در نرم افزار Python نسخه ۳/۸ و با استفاده از کتابخانه OpenSeesPy [۱۵] توسعه یافته‌اند، و اعضا با مقایسه پاسخ هیستریزس اجزای مورد استفاده با نتایج آزمایشگاهی پیشین بصورت جداگانه کالیبره شده‌اند. سپس تجزیه و تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده قاب‌های مورد مطالعه براساس نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی انجام شده است. در نهایت، با ترسیم منحنی‌های شکنندگی کلی قاب (بر مبنای جابجایی نسبی طبقه) پاسخ لرزه‌ای قاب‌های دارای مهاربند کمانش تاب برای سطح عملکرد مورد نیاز در سطوح خطر مختلف مورد ارزیابی قرار گرفته است.

۲- مبانی نظری تحقیق

۲-۱- تحلیل استاتیکی غیرخطی

مرحله اول ارزیابی روش مورد استفاده در این مقاله شامل تعیین منحنی نیرو-جابجایی (یا پوش‌آور) برای مدل‌ها با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی است. منحنی پوش‌آور (Static Push Over) برش پایه افقی کل را به جابجایی بام ساختمان یا ماکزیمم جابجایی نسبی طبقه مرتبط می‌کند. برای سازه‌های با دیافراگم‌های صلب، معمولاً شکل مود اصلی برای اعمال بارگذاری پوش‌آور استفاده می‌شود. در این مقاله الگوی اعمال بار مطابق با توزیع قائم برش پایه در ارتفاع ساختمان، رابطه ۸ در بخش ۲-۳، انتخاب شده است. استخراج منحنی‌های پوش‌آور برای این نوع از سازه‌ها به سادگی توسط جمع کردن برش پایه کل و رسم آن با توجه به جابجایی نسبی گره اصلی طبقه بدست می‌آید. در اینجا از منحنی پوش‌آور به عنوان ورودی فرآیند ارزیابی یا پیش بینی عملکرد لرزه‌ای یک ساختمان در یک زمین لرزه پس از تبدیل مقادیر موجود در آن به پاسخ سیستم یک درجه آزادی معادل استفاده شده است. علاوه بر این منحنی پوش‌آور نیز برای تعیین تعاریف آستانه و وضعیت آسیب ساختمان نیز استفاده شده است [۱۲-۱۴].

۲-۲- حالت‌های آسیب پارامتر تقاضای مهندسی (EDP)

پارامترهای تقاضای مهندسی (Engineering Demand Parameter) بصورت معیارهای مورد نیاز برای رسیدن به یک میزان از تغییر شکل در اعضا یا ساختمان در یک عملکرد مورد انتظار (حالت آسیب) برای سازه طراحی شده تعریف شده‌اند. از این معیارها در آیین نامه‌های طرح لرزه‌ای بصورت آستانه آسیب یاد شده است. آستانه آسیب، رویداد خاصی را تعریف می‌کند که در تحلیل پوش‌آور قابل شناسایی و تغییر پاسخ سازه و قرار گرفتن در یک مرحله آسیب جدید را تعیین می‌کند. در این تحقیق آستانه هر حالت آسیب برای رفتار کلی ساختمان یعنی نقطه‌ای که جابجایی نسبی طبقه شروع به رسیدن به آن می‌نماید تعریف شده است. برای مثال، سطوح عملکردی در ASCE 41-17 که هر کدام برای تحقق نیاز به رسیدن به یک مقدار از معیار مورد استفاده (در این تحقیق جابجایی نسبی طبقه) دارند به پنج دسته زیر تقسیم شده‌اند [۱۷]:

الف) سطح بلافاصله قابل کاربرد (Operational Performance)

(ب) سطح بلافاصله قابل سکونت (Immediate Occupancy)

(پ) سطح آسیب‌های کنترل شده (Damage Control)

(ت) سطح ایمنی جانی (Life Safety)

(ث) سطح فروریزش (Collapse Prevention)

۲-۳- تبدیل منحنی پوش آور (SPO) به دینامیکی غیرخطی افزایشی (IDA)

بر اساس دستورالعمل ارزیابی احتمالاتی فروریزش سازه‌ها (FEMA P-695)، همه رکوردها پس از مقیاس به مقدار حداکثر شتاب خود و در زمان تناوب مود اصلی سازه مورد تحلیل، برای طیف طرح هدف به سطوح فزاینده با افزایش گام $0.1g$ تا رسیدن به معیارهای فروریزش مقیاس می‌شوند، یعنی انجام تحلیل دینامیکی افزایشی (Incremental Dynamic Analysis) که نیاز به تلاش محاسباتی بالایی داشته و مقرون به صرفه تشخیص داده نشده است. از اینرو توابعی مانند SPO2FRAG به عنوان یک ابزار تعاملی و کاربرپسند می‌تواند برای محاسبه تقریبی توابع شکنندگی لرزه‌ای ساختمان‌ها بر اساس نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی (یعنی منحنی پوش آور) مورد استفاده قرار گیرد. SPO2FRAG راه حل منطقی برای ارزیابی شکنندگی لرزه‌ای ساختمان ارائه می‌دهد، که در غیر این صورت به تعداد زیادی تحلیل دینامیکی غیرخطی هزینه‌بر نیاز داریم [۱۳]. در هسته ابزار SPO2FRAG یک الگوریتم SPO2IDA قرار دارد که اجازه می‌دهد پیش بینی‌های تحلیلی از خلاصه منحنی‌های تحلیل دینامیکی افزایشی در سطح یک سیستم معادل تک درجه آزادی انجام شود. الگوریتم SPO2IDA مجموعه‌ای از معادلات است که می‌تواند به طور مستقیم سه خلاصه منحنی‌های تحلیل دینامیکی پیش‌رونده (یعنی منحنی‌های ۱۶، ۵۰ و ۸۴ درصد) را برای هر سیستم معادل تک درجه آزادی پیش بینی، و با هندسه یک منحنی چند خطی پوش آور مقایسه کند [۱۲-۱۴]. در ادامه برای تعریف ظرفیت سازه در یک حالت آسیب برحسب پارامتر شتاب طیفی (S_a)، اگر فرض شود شتاب طیفی یک متغیر تصادفی است که از مدل خاصی پیروی می‌کند، به عنوان مثال تابع توزیع Log-Normal، تعیین تابع شکنندگی به تخمین میانگین لگاریتمی و انحراف استاندارد لگاریتمی ظرفیت سازه در هر حالت حدی ختم می‌شود. یک تابع شکنندگی احتمال شرطی را فراهم می‌کند که سازه در شتاب طیفی (S_a) از یک حالت حدی آسیب (آستانه) فراتر خواهد رفت، و این می‌تواند در معادله ۱ مشاهده شود، که در آن Φ نشان دهنده تابع گاوس است [۱۲-۱۴].

$$P[S_{a,C,LS} \leq S_a] = \Phi\left(\frac{\ln S_a - \beta}{\eta}\right) \quad (1)$$

هنگامی که منحنی‌های تحلیل دینامیکی افزایشی در چندک‌های ۱۶، ۵۰ و ۸۴ درصد برای سازه تهیه شود، می‌توان تخمین دو پارامتر β و η را با تطبیق آستانه یک پارامتر تقاضای مهندسی (EDP)، در اینجا جابجایی نسبی طبقه، برای هر حالت حدی بدست آورد.

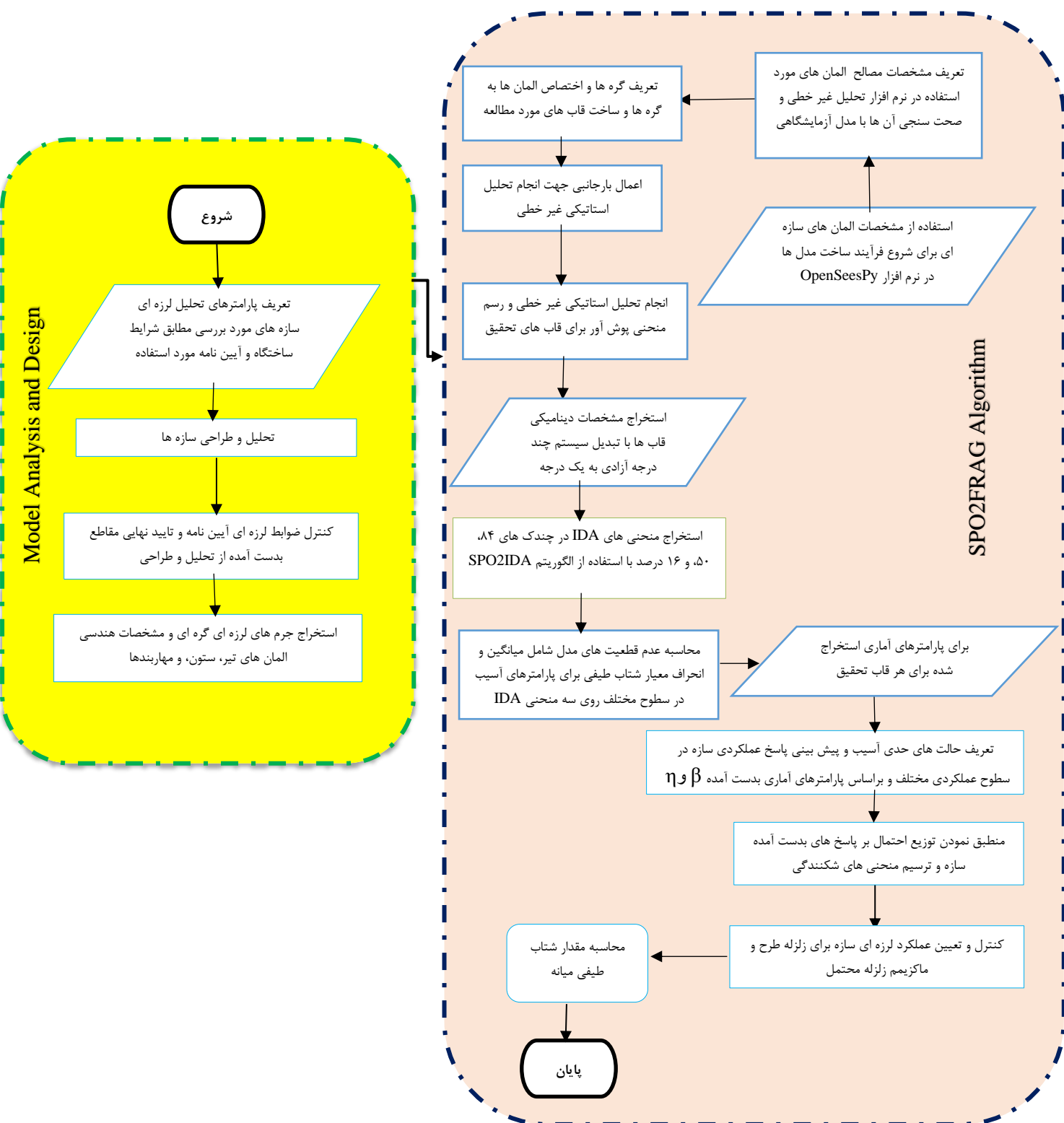
۲-۳-۱- تخمین پارامترهای منحنی شکنندگی

هنگامی که مجموعه‌ای از عملیات‌های شرح داده شده در بالا انجام شدند، پارامترهای تابع شکنندگی در هر حالت حدی را می‌توان بر اساس نتایج منحنی‌های تقریبی تحلیل دینامیکی افزایشی سازه تخمین زد. در مورد تعریف آستانه‌های حالت حدی پارامتر آسیب، میانگین لگاریتمی شتاب طیفی به سادگی به عنوان لگاریتم مقادیر منحنی ۵۰ درصد تحلیل دینامیکی افزایشی در هر سطح آستانه از پارامتر آسیب در نظر گرفته شده است. انحراف استاندارد را می‌توان به عنوان فاصله در فضای لگاریتمی (Log-Space) بین منحنی ۵۰ درصد و منحنی ۸۴ درصد تحلیل دینامیکی افزایشی یا نیمی از فاصله بین منحنی‌های ۱۶ و ۸۴ درصد تحلیل دینامیکی افزایشی تخمین زد [۱۴].

$$\begin{cases} \beta = \ln S_{a,C,LS}^{50\%} \\ \eta = \ln[S_{a,C,LS}^{50\%}/S_{a,C,LS}^{16\%}], \text{ or alternatively} \\ \eta = 1/2 \cdot \ln[S_{a,C,LS}^{84\%}/S_{a,C,LS}^{16\%}] \end{cases} \quad (2)$$

$$P[Sa_{C,LS} \leq Sa] = \Phi\left(\frac{\ln Sa - \beta}{\eta}\right) \quad (3)$$

در شکل ۱، چهارچوب استفاده شده برای طراحی و تحلیل قاب‌های تحقیق ارایه شده است.



شکل ۱. فلوچارت ترسیم منحنی های شکنندگی با استفاده از الگوریتم SPO2FRAG

۲-۳-۲- تخمین ضریب رفتار

شکل پذیری به عنوان ظرفیت رفتار غیر الاستیک سازه‌ها تعریف شده است. هر چه میزان شکل پذیری سازه‌ای بیشتر باشد قابلیت جذب انرژی آن بالاتر است. اثر شکل پذیری در طراحی سازه در زمان محاسبه ضریب زلزله در پارامتر ضریب رفتار سازه لحاظ شده است. از اینرو ضریب رفتار سازه (R) برای هر سازه مقدار ثابتی بوده و بیان کننده میزان شکل پذیری و مقاومت اضافی سازه در حالت غیرالاستیک است [۱۴].

۳- طراحی قاب‌های تحقیق

۳-۱- قاب‌های تحقیق

چهار ساختمان، یعنی ۴، ۸، ۱۲، و ۱۶ طبقه، در این مطالعه برای ارزیابی لرزه‌ای در نظر گرفته شده است. این ساختمان‌ها نمایانگر سازه‌های با ارتفاع کم، متوسط، و بلند هستند. ابعاد پلان و نماهای ارتفاعی این ساختمان‌ها در شکل ۲ و ۳ نمایش داده شده است. ابعاد پلان ساختمان‌ها طبقه ۱۸ متر \times ۱۸ متر با سه تیر به عرض ۶ متر در یک جهت و سه تیر به عرض ۶ متر در جهت دیگر است. ارتفاع کل ساختمان ۴ طبقه ۱۲/۵۰ متر، ساختمان ۸ طبقه ۲۴/۵۰ متر، ساختمان ۱۲ طبقه ۳۶/۵۰ متر، و ساختمان ۱۶ طبقه ۴۸/۵۰ متر و برای همه مدل‌ها ارتفاع طبقه اول آن ۳/۵۰ متر در نظر گرفته شده است. همانطور که در شکل ۲ نشان داده شده است، همه اتصالات تیر به ستون در طبقات بصورت مفصلی در نظر گرفته شده است.

۳-۲- طراحی لرزه‌ای

در طراحی لرزه‌ای مقدار بار مرده و زنده طبقات به ترتیب ۸۰۰ و ۲۰۰ کیلوگرم بر متر مربع و ساختمان‌ها فرض شده است در ناحیه با شدت لرزه خیزی خیلی زیاد و با لایه‌های خاک نرم (D) گرفته‌اند. مقادیر پارامترهای شتاب لرزه‌ای S_{DI} و S_{DS} به ترتیب ۱/۳۹g و ۰/۷۷g در نظر گرفته شده است. در طراحی ساختمان‌های این تحقیق مهاربند کمانش تاب به عنوان سیستم مقاوم در برابر بار جانبی در نظر گرفته شده است. از اینرو مقادیر ضریب رفتار R، ضریب اضافه مقاومت (Ω_0)، و ضریب بزرگنمایی تغییر شکل (C_d) به ترتیب ۸، ۲/۵، و ۵ در نظر گرفته شده است. همچنین در طراحی سازه‌های این تحقیق از آیین نامه ANSI/AISC 341-16 استفاده شده است [۱۸ و ۱۹]. زمان تناوب پایه تقریبی، T_a برای ساختمان‌ها با استفاده از رابطه زیر محاسبه شده است:

$$T_a = C_t h_n^x \quad (5)$$

اینجا h_n ارتفاع کل ساختمان است. مقادیر ضرایب C_t و x به ترتیب ۰/۷۳۱ و ۰/۷۵ در نظر گرفته شده‌اند. از اینرو مقادیر تقریبی زمان تناوب‌های پایه ساختمان‌های ۴، ۸، ۱۲، و ۱۶ طبقه به ترتیب ۰/۴۹، ۰/۸۰، ۱/۰۹، ۱/۶۸ محاسبه شده‌اند. برش پایه طراحی لرزه‌ای، V ساختمان‌ها بصورت ذیل محاسبه شده است:

$$V = C_s W \quad (6)$$

اینجا C_s ضریب برش پایه، و W وزن لرزه‌ای ساختمان است. ضریب برش پایه C_s بصورت ذیل محاسبه شده است:

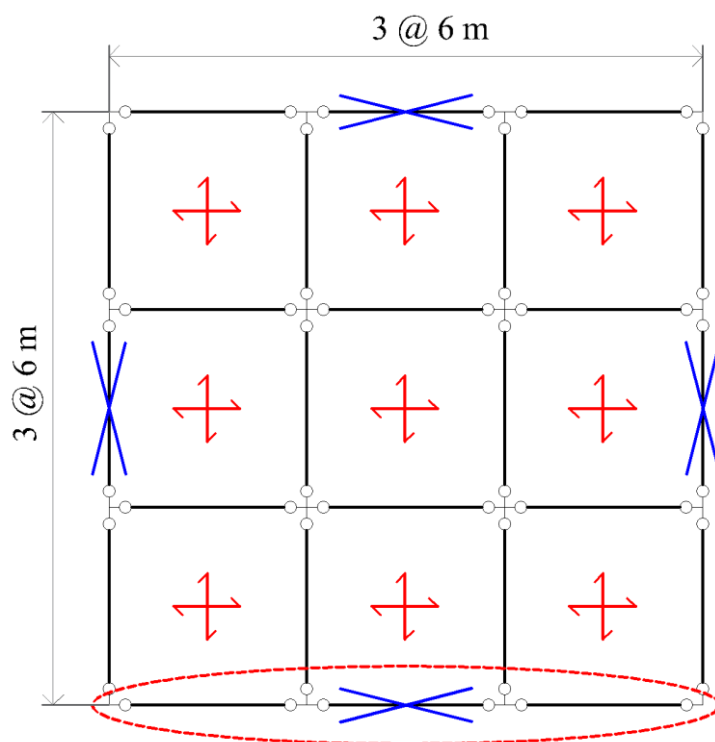
$$C_s = \frac{S_{DS}}{(R/I)} \quad (7)$$

اینجا I ضریب اهمیت ساختمان (با مقدار واحد) است. برش پایه بین همه قاب‌های مقاوم باربر جانبی ساختمان توزیع شده، و اثر ۵ درصد خروج از مرکزیت تصادفی نیز در محاسبات برش پایه لحاظ شده است. توزیع قائم برش پایه طبقات در امتداد ارتفاع ساختمان بصورت زیر محاسبه شده است:

$$F_x = C_{vx} V \quad (8)$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\left(\sum_{i=1}^n w_i h_i^k\right)} \quad (9)$$

اینجا w_i وزن لرزه‌ای در تراز هر طبقه است. h_x , h_i ارتفاع محاسبه شده از پایه تا تراز طبقه X و i به ترتیب هستند. k ضریب شکل توزیع که بین ۱ تا ۲ متغیر، و وابسته به زمان تناوب تقریبی ساختمان‌ها بیان شده است. در این تحقیق مقدار k به ترتیب ۱/۰، ۱/۱۵، ۱/۳۰، و ۱/۴۲ برای ساختمان ۴، ۸، ۱۲، و ۱۶ طبقه محاسبه شده است.



شکل ۲: پلان ساختمان مورد تحلیل در تحقیق برای قاب‌های ۴، ۸، ۱۲، و ۱۶ طبقه

۳-۳- طراحی مهاربند کمانش تاب

بادبندها در قاب‌های مورد مطالعه با این فرض طراحی شده‌اند که کل برش پایه طراحی طبقه را بدون مشارکت تیرها و ستون‌ها تحمل می‌کنند. نیروی محوری طراحی مهاربند کمانش تاب یعنی P_{BRBd} بصورت زیر در نظر گرفته شده است [۱۸]:

$$P_{BRBd} = \phi P_{BRBy} = \phi F_{ysc} A_{sc} \quad (10)$$

اینجا P_{BRBy} نیروی محوری تسلیم فلز هسته مهاربند کمانش تاب، F_{ysc} تنش تسلیم مصالح فلز هسته مهاربند کمانش تاب، A_{sc} سطح مقطع فلز هسته مهاربند کمانش تاب، و ϕ ضریب کاهش مقاومت که ۰/۹ در نظر گرفته شده است. مقدار آن F_{ysc} مقدار آن ۲۸۹/۵۸ مگاپاسکال در نظر گرفته شده است. سطح اولیه المان هسته مهاربند کمانش تاب قرار گرفته در زاویه θ با راستای افق برای برش پایه طبقه داده شده، V_u می‌تواند بصورت زیر تعیین شود [۱۸]:

$$A_{sc} = \frac{V_u}{\phi n \cos \theta F_{ysc}} \quad (11)$$

اینجا n تعداد مهاربند کمانش تاب در طبقه تعریف شده است. مقاومت فشاری مهاربند کمانش تاب بصورت ضرب ضریب تطبیق فشاری (α) در مقدار متناظر مقاومت کششی در نظر گرفته شده است. همچنین مقاومت کششی حداکثر از ضرب ضریب تطبیق

کشی (ω) در مقاومت تسلیم بدست آمده است. مقادیر α و ω وابسته به جزییات ساخت و مصالح مهاربند کمانش تاب هستند. این مقادیر به ترتیب $1/04$ و $1/56$ در نظر گرفته شده اند [۱۸].

$$T_{\max} = \omega R_y P_{y_{sc}} \quad (12)$$

$$C_{\max} = \alpha \omega R_y P_{y_{sc}} \quad (13)$$

جزئیات مقاطع المان‌های سازه‌ای در جداول ۱، ۲، ۳، ۴ برای ساختمان‌های ۴، ۸، ۱۲، و ۱۶ طبقه داده شده است.

جدول ۱: مقاطع بکار رفته در مدل سازه‌ای ۴ طبقه

اتصال تیر به ستون	تراز طبقه	ستون‌های دهانه بادبندی	ستون‌های کناری	تیرها	سطح مقطع مهاربند کمانش تاب (متر مربع)
	۴				$11/30 \times 10^{-4}$
مفصل	۳	BOX 200×200×10		W 250×49	$24/20 \times 10^{-4}$
	۲		BOX 200×200×10		$32/30 \times 10^{-4}$
	۱	BOX 200×200×20			$41/90 \times 10^{-4}$

۳-۴- مدل‌سازی عددی تیر و ستون

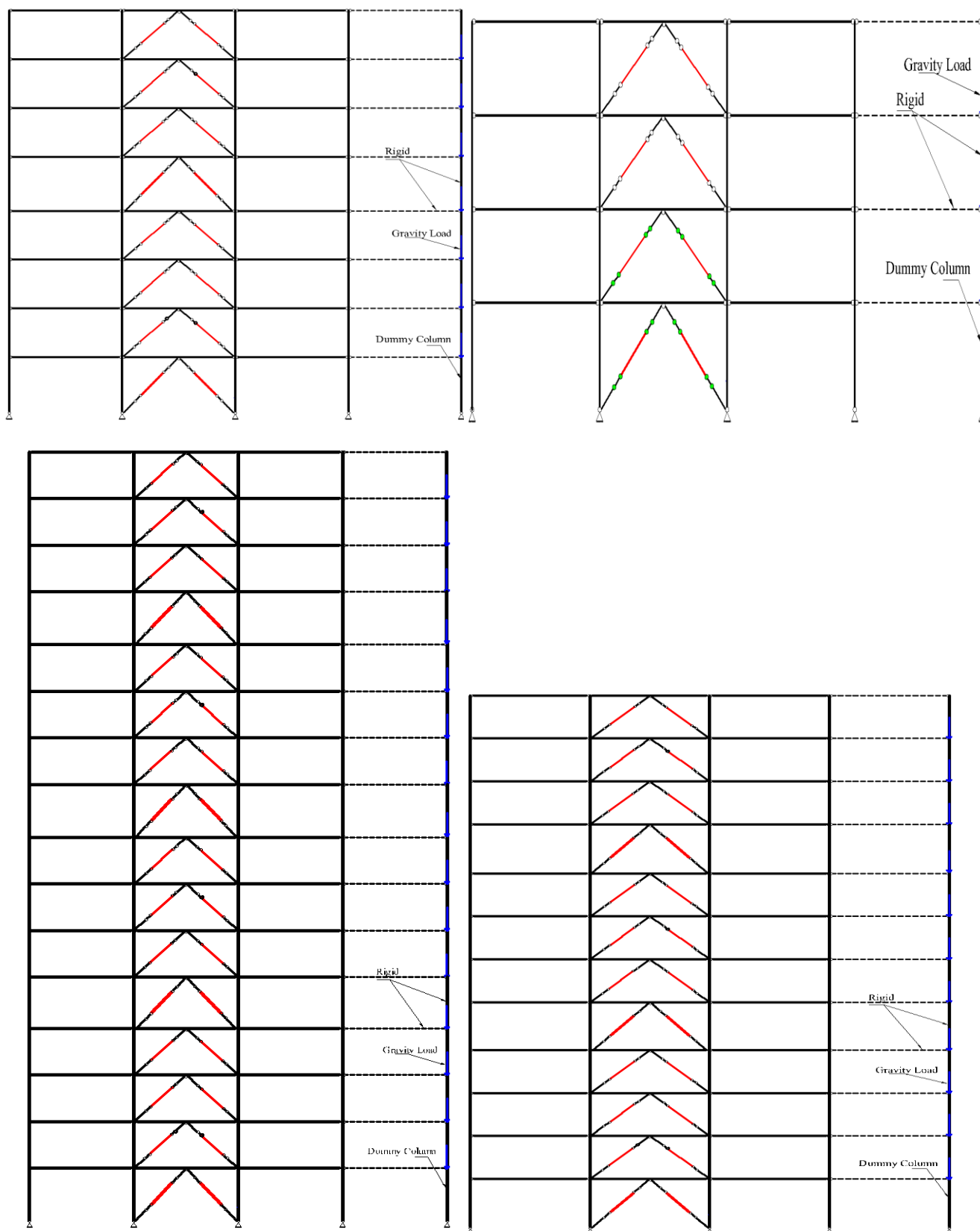
مدلسازی براساس فیبر در OpenSeesPy برای مدل‌سازی تیر و ستون قاب‌ها انتخاب شده است. این اعضا بصورت المان‌های تیر-ستون الاستیک براساس نیرو به همراه ناحیه پلاستیسته متمرکز در انتهای المان‌ها مدل‌سازی شده‌اند. تعداد ۱۰ فیبر در بال و جان برای مدل‌سازی هندسه تیرها و ستون‌ها انتخاب شده است. مفاصل پلاستیک متمرکز در انتها رفتار غیر خطی نیرو-جابجایی را شبیه سازی می‌کنند.

یک مدل چند خطی لنگر-دوران مطابق با آیین نامه FEMA 356 و ASCE/SEI 41-17 در این تحقیق برای تیرها و ستون‌ها در نظر گرفته شده است. مصالح هیستریزس موجود در کتابخانه OpenSeesPy برای هر مقطع فیبری فولاد با مقاومت تسلیم و نهایی ۲۴۰ و ۳۷۰ مگاپاسکال به ترتیب انتخاب شده است. مدول الاستیک مصالح فولادی ۲۰۰ گیگاپاسکال با نسبت سختی پس از تسلیم ۳/۷۵ درصد در نظر گرفته شده است.

ناحیه انتهایی صلب در محل اتصال تیر، ستون و بادبند (برای شبیه سازی ورق اتصال بادبند) که ممکن است پاسخ جابجایی نسبی و ظرفیت باربری قاب‌های ساختمانی را تحت بار جانبی تحت تاثیر قرار دهد بصورت ناحیه پانلی با المان‌های صلب تیر - ستون الاستیک در نظر گرفته شده است. جرم‌های کف در نقاط بالایی ستون‌های قاب‌های مهاربندی شده بعلاوه بارهای گرانشی متمرکز در تراز طبقات ستون نمایشی برای لحاظ نمودن اثر پی دلتا بکاربرده شده‌اند. همچنین ۵ درصد میرایی ریلی در تحلیل لرزه‌ای در نظر گرفته شده است [۱۱].

۳-۵- مدل‌سازی عددی مهاربند کمانش تاب (BRB)

مدلسازی محاسباتی مهاربند کمانش تاب شامل سه قسمت مجزا است، هسته تسلیم (غیر الاستیک) مرکزی، بخش انتقالی میانی (الاستیک)، و بخش انتهایی الاستیک. المان‌های تیر - ستون الاستیک براساس جابجایی با مقاطع فیبری برای مدل‌سازی بخش هسته تسلیم مرکزی استفاده شده‌اند. مقطع فیبری ۶ نقطه‌ای در امتداد عمق و فیبر ۴ نقطه‌ای در امتداد ضخیم هسته فلزی با مقطع مستطیلی استفاده شده‌اند. المان هسته به ۱۰ قسمت در امتداد طول مهاربند کمانش تاب تقسیم شده است [۷-۱۱]. بخش‌های انتقالی و انتهایی بصورت المان‌های تیر-ستون الاستیک براساس نیرو بطوریکه سطح مقطع آن‌ها به ترتیب ۴ و ۸ برابر بخش هسته تسلیم فرض شده است مدل‌سازی شده‌اند، شکل ۴.



شکل ۳: قاب دو بعدی کناری استخراج شده از قاب سه بعدی ۴، ۸، ۱۲ و ۱۶ طبقه

جدول ۲: مقاطع بکار رفته در مدل سازه‌ای ۸ طبقه

سطح مقطع مهاربند کمانش تاب (متر مربع)	تیرها	ستون‌های کناری	ستون‌های دهانه بابدندی	تراز طبقه	اتصال تیر به ستون
$12/90 \times 10^{-4}$	W 200×46	BOX 200×200×10	BOX 200×200×10	۸	مفصل
$29/00 \times 10^{-4}$			BOX 200×200×12	۷	
$38/70 \times 10^{-4}$			BOX 200×200×20	۶	
$51/60 \times 10^{-4}$			BOX 300×300×25	۵	
$54/80 \times 10^{-4}$			BOX 350×350×25	۴	
			BOX 400×400×30	۳	
			BOX 450×450×30	۲	
$83/90 \times 10^{-4}$				BOX 450×450×30	

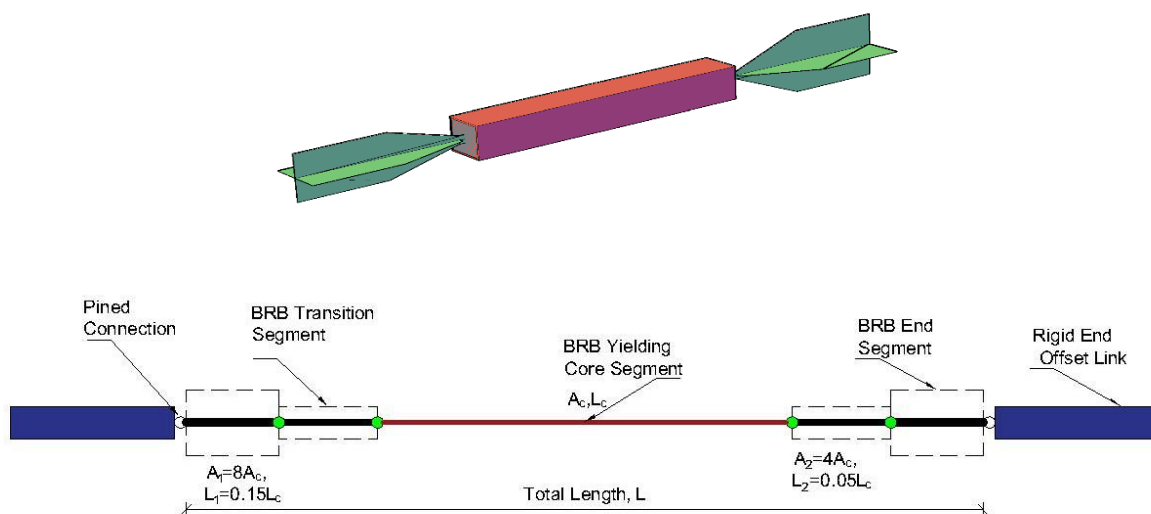
جدول ۳: مقاطع بکار رفته در مدل سازه‌ای ۱۲ طبقه

سطح مقطع مهاربند کمانش تاب (متر مربع)	تیرها	ستون‌های کناری	ستون‌های دهانه بابدندی	تراز طبقه	اتصال تیر به ستون
$9/70 \times 10^{-4}$	W 200×46	BOX 200×200×10	BOX 200×200×10	۱۲	مفصل
			BOX 200×200×20	۱۱	
$19/40 \times 10^{-4}$			BOX 200×200×20	۱۰	
$29/00 \times 10^{-4}$			BOX 250×250×25	۹	
$35/50 \times 10^{-4}$			BOX 300×300×25	۸	
$38/70 \times 10^{-4}$			BOX 200×200×12	۷	
$45/20 \times 10^{-4}$			BOX 350×350×25	۶	
$48/40 \times 10^{-4}$			BOX 400×400×30	۵	
$51/60 \times 10^{-4}$			BOX 200×200×20	۴	
$54/80 \times 10^{-4}$			BOX 450×450×30	۳	
$58/10 \times 10^{-4}$			BOX 500×500×35	۲	
$83/90 \times 10^{-4}$			BOX 550×550×40	۱	

همچنین به این دو قسمت انتهایی ممان اینرسی بالا برای جلوگیری از کمانش در فشار اختصاص داده شده است. اتصال مفصلی (بدون لنگر) در انتها با استفاده از قیود چند نقطه‌ای دارای اجازه چرخش مدلسازی شده است. برای حذف مسائل همگرایی از المان‌های اتصال با طول صفر اما با سختی غیر صفر (اما خیلی کوچک) که شرایط اتصال مفصلی را فراهم می‌کنند استفاده شده است. رفتار نیرو - تغییر شکل غیر خطی بخش هسته تسلیم شونده مهاربند کمانش تاب با استفاده از مصالح هیستریزیس چند خطی موجود در کتابخانه OpenSeesPy مدلسازی شده است [۱۰ و ۱۱].

جدول ۴: مقاطع بکار رفته در مدل سازه‌ای ۱۶ طبقه

اتصال تیر به ستون	تراز طبقه	ستون‌های دهانه باندبندی	ستون‌های کناری	تیرها	مهاربند کمانش تاب (متر مربع)	سطح مقطع
مفصل	۱۶	BOX 200×200×10			$8/10 \times 10^{-4}$	
	۱۵	BOX 200×200×20	BOX 200×200×10		$16/20 \times 10^{-4}$	
	۱۴				$24/20 \times 10^{-4}$	
	۱۳	BOX 250×250×25			$29/00 \times 10^{-4}$	
	۱۲				$30/60 \times 10^{-4}$	
	۱۱	BOX 350×350×25			$35/50 \times 10^{-4}$	
	۱۰	BOX 300×300×25	BOX 200×200×20		$38/70 \times 10^{-4}$	
	۹	BOX 350×350×25		W 200×46	$45/20 \times 10^{-4}$	
	۸				$41/90 \times 10^{-4}$	
	۷	BOX 400×400×30			$48/40 \times 10^{-4}$	
	۶				$51/60 \times 10^{-4}$	
	۵	BOX 450×450×30	BOX 200×200×25		$54/80 \times 10^{-4}$	
	۴	BOX 450×450×35	BOX 200×200×25		$54/80 \times 10^{-4}$	
	۳	BOX 500×500×35	BOX 200×200×20		$54/80 \times 10^{-4}$	
	۲	BOX 500×500×40	BOX 250×250×20		$83/90 \times 10^{-4}$	
	۱	BOX 550×550×45	BOX 250×250×25		$83/90 \times 10^{-4}$	

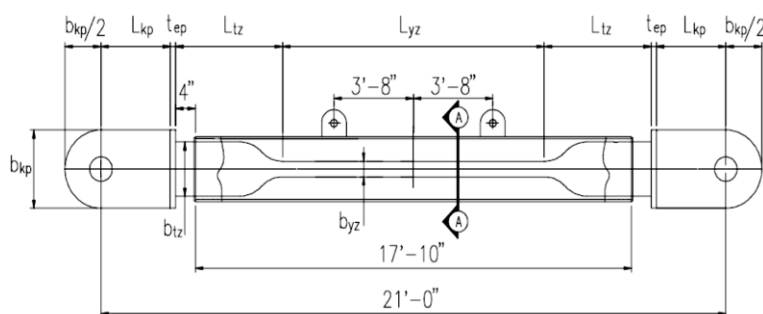


شکل ۴: اجزای مهاربند کمانش تاب

۳-۶- صحت‌سنجی

در این مقاله جهت صحت‌سنجی نتایج بدست آمده از مدل‌سازی عددی بوسیله نرم افزار Python نسخه ۳/۸ و با استفاده از کتابخانه OpenSeesPy، از نتایج تحقیق آزمایشگاهی مرجع [۱۶] که در آن از مهاربندهای کمانش تاب در مدل آزمایشگاهی استفاده شده، بهره برده شده است. شکل ۵، مشخصات هندسی نمونه آزمایشگاهی استفاده شده را نشان می‌دهد، همچنین در جدول ۵ مشخصات مصالح و ابعاد نمونه بیان شده‌اند. در مرجع و مصالح با مدل‌سازی مدل آزمایشگاهی در نرم افزار و بدست آوردن چرخه هیستریزیس مهاربند کمانش

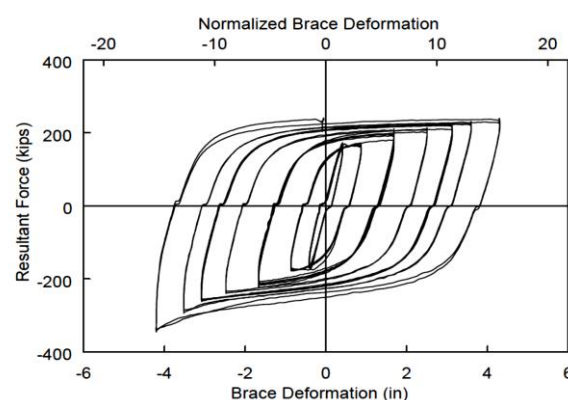
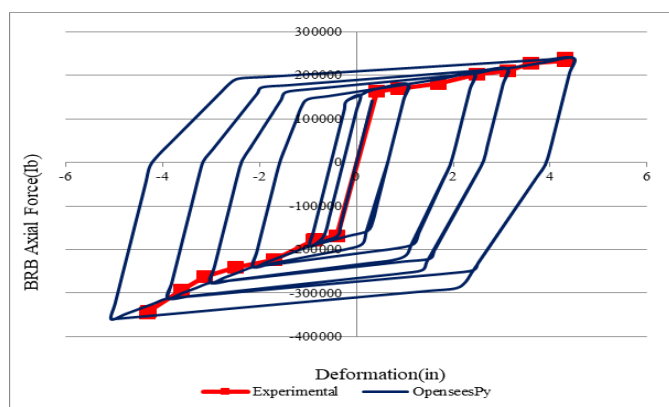
تاب، همپوشانی قابل قبولی با چرخه هیستریزس مدل آزمایشگاهی مشاهده شده است، شکل ۶. نتایج این همپوشانی و میزان دقت بدست آمده در ارزیابی صحت سنجی در جدول ۶ ارایه شده‌اند.



شکل ۵: المان مهاربند کمانش تاب در مدل آزمایشگاهی [۱۶]

جدول ۵: مشخصات هندسی و مصالح نمونه‌ی آزمایشگاهی [۱۶]

ورق هسته فولادی				
ناحیه تسلیم (in)		ناحیه انتقال (in)		t_{cp} (in)
L_{yz}	b_{yz}	L_{tz}	b_{tz}	
۱۷۶/۰	۲/۵۳	۲۳/۰	۱۰	۰/۷۵
ورق انتهایی (in)		ورق چاقویی (in)		
t_{ep}	L_{kp}	b_{kp}	t_{kp}	
۱/۰	۱۴/۰	۱۴/۵۰	۱/۵۰	
مشخصات مصالح				
$F_{ya} = 42.0$ (ksi)				



شکل ۶: صحت‌سنجی مدل المان مهاربند کمانش تاب مورد استفاده در این تحقیق و مرجع [۱۶]

جدول ۶: درصد خطای پارامترهای مورد مطالعه تحت بارگذاری چرخه‌ای نمونه‌ی عددی و آزمایشگاهی [۱۶]

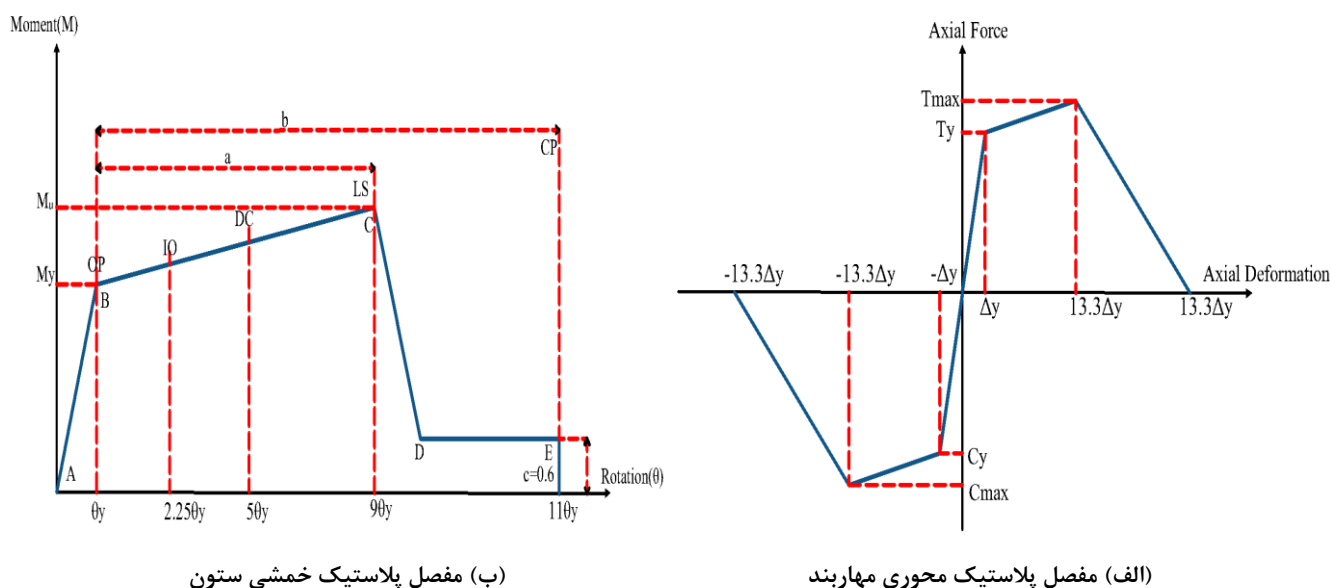
سیکل	نیروی معادل (بررسی آزمایشگاهی مرجع [۱۶])	نیروی معادل (تحلیل عددی)	درصد خطا (%)
۰/۰۱۳۵	۱۶۳	۱۵۹	۲/۴۵
-۰/۰۱۳۵	-۱۶۹	-۱۶۵	۱/۷۸
۰/۰۲۲۵	۱۷۰	۱۶۳	۴/۱۲
-۰/۰۲۲۵	-۱۷۶	-۱۷۸	۱/۴۱
۰/۰۴۵	۱۸۱	۱۷۸	۱/۶۶
-۰/۰۴۵	-۲۲۲	-۲۲۹	۳/۱۵
۰/۰۶۷۵	۲۱۴	۲۱۲	۰/۴۷
-۰/۰۶۷۵	-۲۴۰	-۲۶۲	۹/۱۷
۰/۰۹	۲۲۱	۲۱۹	۰/۹۰
-۰/۰۹	-۲۶۲	-۳۰۱	۱۴/۸۸
۰/۱۱۲۵	۲۳۲	۲۳۱	۰/۴۳
-۰/۱۱۲۵	-۲۹۴	-۳۲۶	۱۰/۸۸
۰/۱۳۵	۲۳۹	۲۴۱	۰/۸۴
-۰/۱۳۵	-۳۴۲	-۳۴۵	۰/۸۸

۴- نتایج تحلیل

پارامترهای تحلیل مودال قاب‌های تحقیق در جدول ۷ ارزیابی شده است. تحلیل استاتیکی غیرخطی روی ۴ مدل عددی با مهاربند کمانش تاب انجام شده است. نمودارهای جابجایی جانبی در تحلیل استاتیکی غیرخطی شبیه شکل مود اصلی قاب‌های تحقیق اتخاذ شده‌اند. تحلیل استاتیکی غیرخطی می‌تواند جهت ارزیابی مقاومت جانبی، سختی جانبی، مقاومت جانبی پس از بیشینه مقاومت، و مکانیسم‌های تسلیم قاب‌های ساختمانی استفاده شود. پاسخ لرزه‌ای قاب‌های دارای مهاربند کمانش تاب، در ادامه مورد بحث قرار گرفته است. نهایتاً پس از ترسیم منحنی‌های شکنندگی با استفاده از فرآیند بیان شده در بخش‌های فوق و از تفسیر نتایج آن در جهت تعیین سطوح عملکرد سازه بهره گرفته شده است. پارامترهای آسیب مورد استفاده در تحقیق و معیارهای مورد قبول آن‌ها برای سطوح عملکردی در شکل ۷ و جدول ۸ نمایش داده شده است [۱۷ و ۱۹].

جدول ۷: نتایج تحلیل مودال قاب‌های تحقیق

قاب	پارامترهای تحلیل مودال	قاب مهاربندی شده با مهاربند کمانش تاب		
		مد اول	مد دوم	مد سوم
۴ طبقه	T_a (sec)	۰/۵۷	۰/۲۴	۰/۱۶
	MPF (%)	۷۷/۸۷	۱۶/۳۰	۴/۳۱
۸ طبقه	T_a (sec)	۰/۹۶	۰/۳۵	۰/۲۲
	MPF (%)	۷۳/۴۱	۱۷/۱۴	۴/۶۱
۱۲ طبقه	T_a (sec)	۱/۷۱	۰/۵۹	۰/۳۴
	MPF (%)	۷۰/۹۹	۱۸/۳۴	۴/۷۵
۱۶ طبقه	T_a (sec)	۲/۵۳	۰/۸۲	۰/۴۵
	MPF (%)	۶۸/۱۱	۱۹/۸۷	۵/۲۴



(ب) مفصل پلاستیک خمشی ستون

(الف) مفصل پلاستیک محوری مهاربند

شکل ۷: نمودار رفتار غیر خطی و سطوح عملکردی مفاصل پلاستیک محوری و خمشی مهاربند و ستون

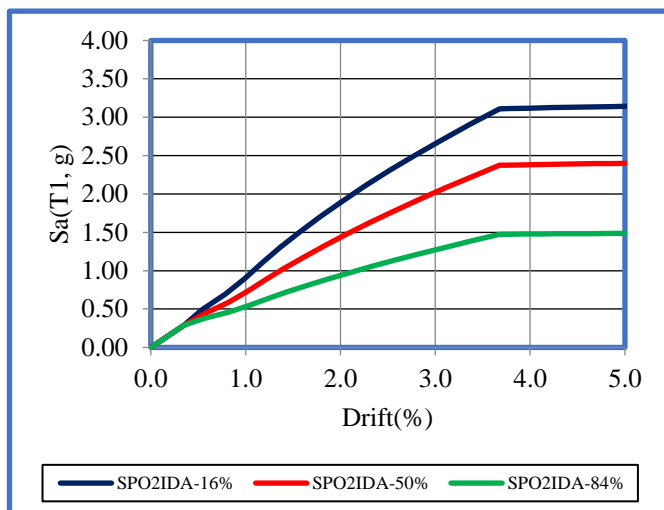
جدول ۸: مقادیر دوران مجاز ستون، تغییر شکل محوری مهاربندها و دریفت طبقات طبق ASCE/SEI 41-17 ، FEMA356 [۱۷ و ۱۹]

CP	LS	DC	IO	OP	نوع عضو/سطح عملکرد
$11\theta_y$	$9\theta_y$	$5\theta_y$	$2.25\theta_y$	θ_y	ستون
$13.3\Delta_y$	$10\Delta_y$	$6\Delta_y$	$3\Delta_y$	Δ_y	مهاربند
2.5	2.0	1.5	1.0	0.5	جابجایی نسبی طبقه (درصد)

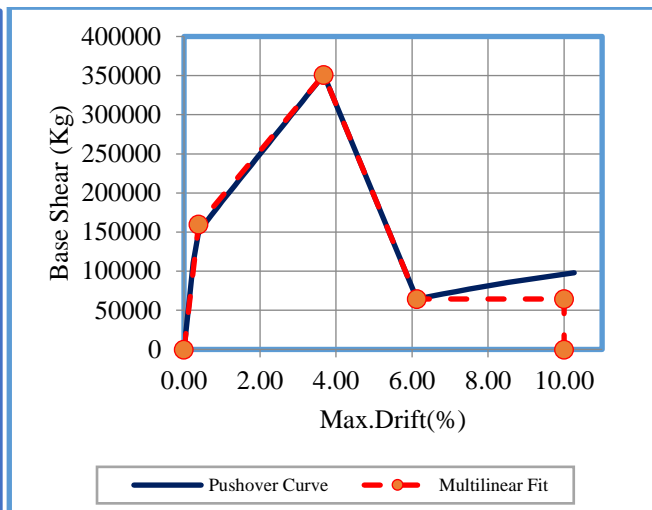
۴-۱- تحلیل استاتیکی غیر خطی

۴-۱-۱- جابجایی نسبی طبقه

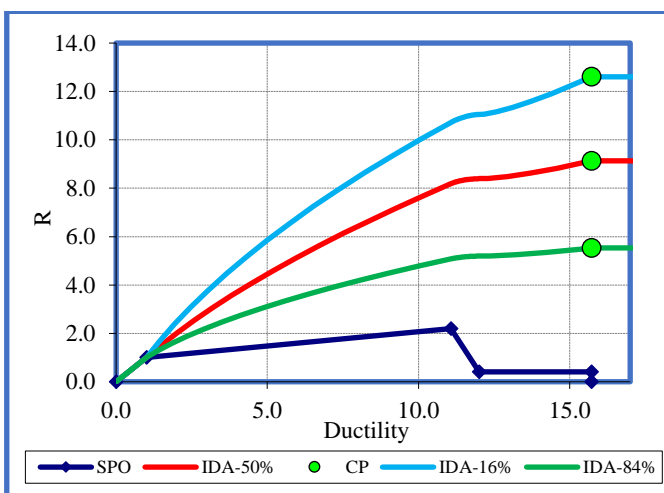
شکل ۸ (الف) مقاومت جانبی در برابر پاسخ جابجایی نسبی طبقه (منحنی پوش آور) را برای قاب ۴ طبقه با مقاومت تسلیم 159788 کیلوگرم، و مقاومت جانبی نهایی 351084 کیلوگرم در حداکثر جابجایی نسبی $3/68$ درصد نشان داده است. برای قاب‌های دارای مهاربند کماتش تاب ۴ طبقه پاسخ پس از بیشینه با افت مقاومت جانبی در جابجایی نسبی بام $6/13$ درصد به دلیل خرابی مهاربند طبقه اول قاب بدست آمده است. قاب‌های دارای مهاربند کماتش تاب ۴ طبقه کاهش قابل توجهی در مقاومت جانبی پس از رسیدن به مقدار بیشینه مقاومت جانبی نشان داده است. میانه شتاب طیفی حاصل از تحلیل دینامیکی افزایشی، شکل ۸ (ب)، $2/38$ برابر شتاب گرانش زمین بدست آمده است. گسیختگی مهاربندهای کماتش تاب طبقه اول در جابجایی نسبی بام $3/68$ درصد بدست آمده است، شکل ۸ (پ). همچنین در شکل ۸ (ت) برای این قاب ضریب رفتار میانه $9/13$ بدست آمده است.



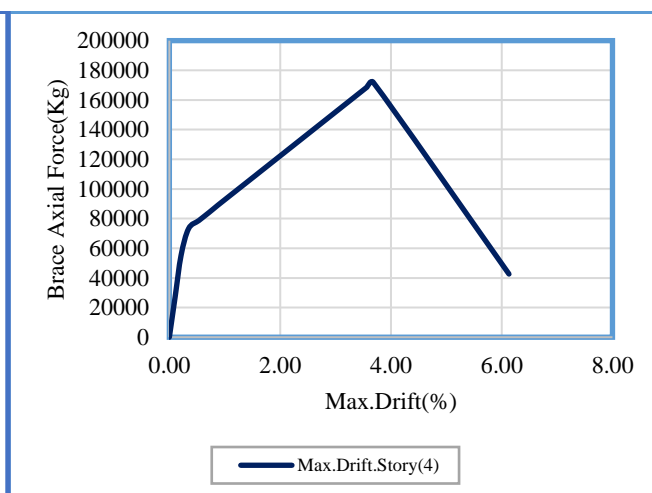
(ب) خلاصه منحنی‌های تحلیل دینامیکی افزایشی



(الف) منحنی پوش آور



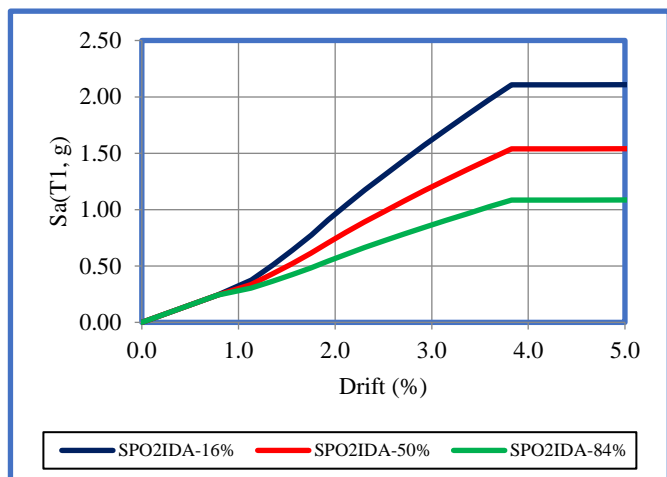
(د) ضریب شکل پذیری و ضریب رفتار



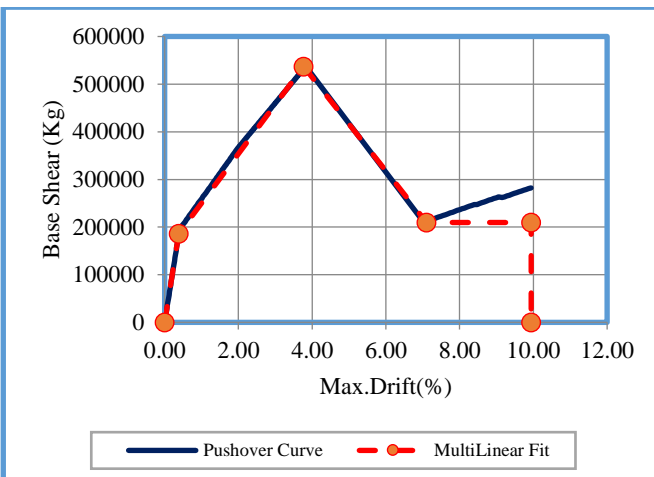
(ج) منحنی نیرو-جابجایی مهاربند

شکل ۸: نتایج تحلیل SOP2IDA قاب ۴ طبقه

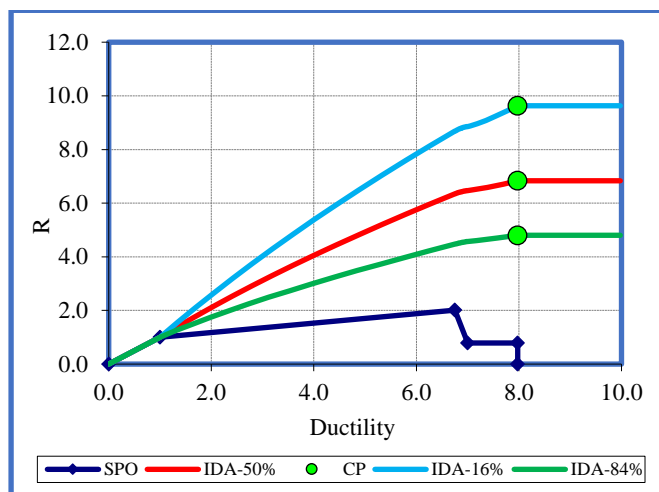
در شکل ۹(الف) مقاومت تسلیم قاب‌های دارای مهاربند کمانش تاب ۸ طبقه، ۱۸۵۹۰۲، کیلوگرم، و ظرفیت نهایی جانبی ۵۳۷۱۳۲ کیلوگرم بدست آمده است. میانه شتاب طیفی حاصل از تحلیل دینامیکی افزایشی، شکل ۹(ب)، برابر شتاب گرانش زمین بدست آمده است. فاصله قابل توجهی در بین مقاومت تسلیم و نهایی سیستم‌های مهاربندی که نشان دهنده ظرفیت شکل پذیری بالای آن‌ها می‌باشد بدست آمده است. در مورد قاب‌های ۸ طبقه، گسیختگی مهاربند طبقه هشتم در ۳/۷۷ درصد جابجایی نسبی طبقه اول مشاهده شده است. کاهش مقاومت نشان داده شده در منحنی‌های پوش آور به دلیل رسیدن به حداکثر کرنش هسته ۳ درصد مهاربند کمانش تاب آغاز می‌شود، شکل ۹(پ). همچنین در شکل ۹(ت) برای این قاب ضریب رفتار میانه ۶/۸۳ بدست آمده است.



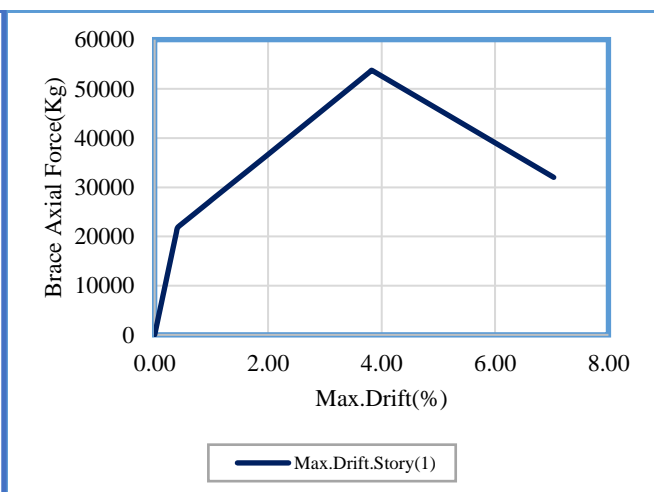
(ب) خلاصه منحنی‌های تحلیل دینامیکی افزایشی



(الف) منحنی پش‌آور



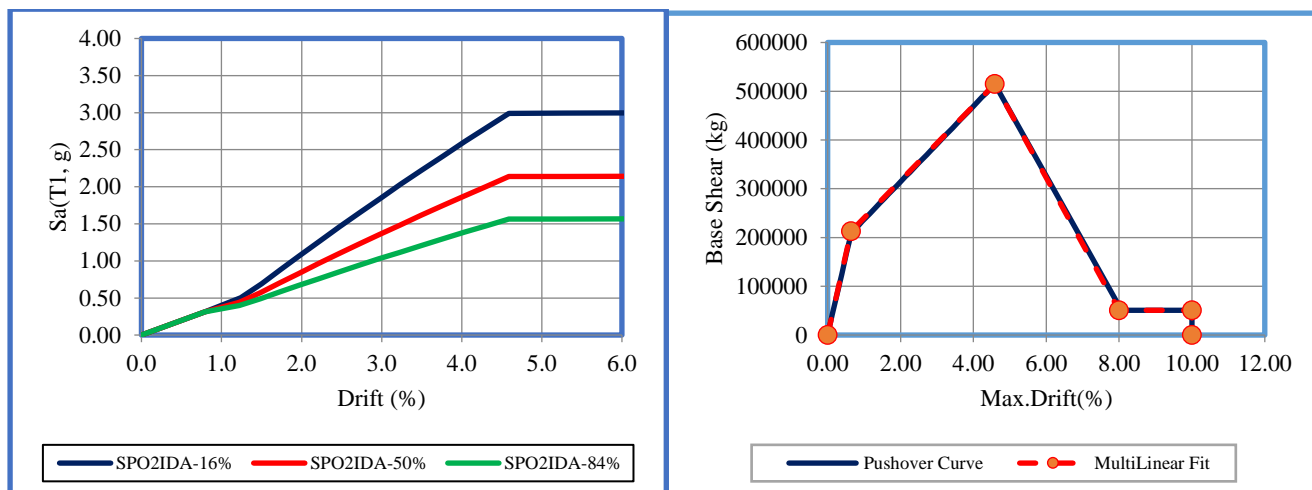
(د) ضریب شکل پذیری و ضریب رفتار



(ج) منحنی نیرو-جابجایی مهاربند

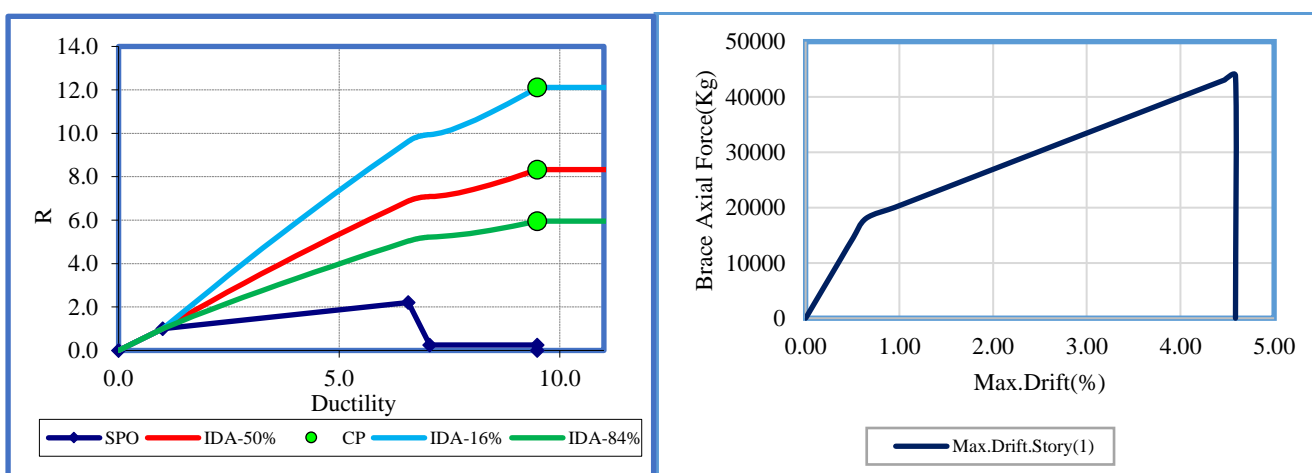
شکل ۹: نتایج تحلیل SOP2IDA قاب ۸ طبقه

در شکل ۱۰ (الف) مقاومت تسلیم قاب‌های دارای مهاربند کمانش تاب ۱۲ طبقه، ۲۱۳۳۱۱ کیلوگرم، و ظرفیت نهایی جانبی ۵۱۴۸۵۲ کیلوگرم، نشان داده شده است. قاب‌های دارای مهاربند کمانش تاب ۱۲ طبقه کاهش قابل توجهی در مقاومت جانبی پس از رسیدن به مقدار بیشینه مقاومت جانبی نشان داده است. میانه شتاب طیفی حاصل از تحلیل دینامیکی افزایشی، شکل ۱۰ (ب)، ۲/۱۴ برابر شتاب گرانش زمین بدست آمده است. در مورد قاب‌های ۱۲ طبقه، گسیختگی مهاربند در طبقه دوازدهم و حداکثر جابجایی نسبی در تراز طبقه اول به مقدار ۴/۴۷ درصد مشاهده شده است، شکل ۱۰ (پ). همچنین در شکل ۱۰ (ت) برای این قاب ضریب رفتار میانه ۸/۳۳ بدست آمده است.



(الف) منحنی پوش آور

(ب) خلاصه منحنی‌های تحلیل دینامیکی افزایشی

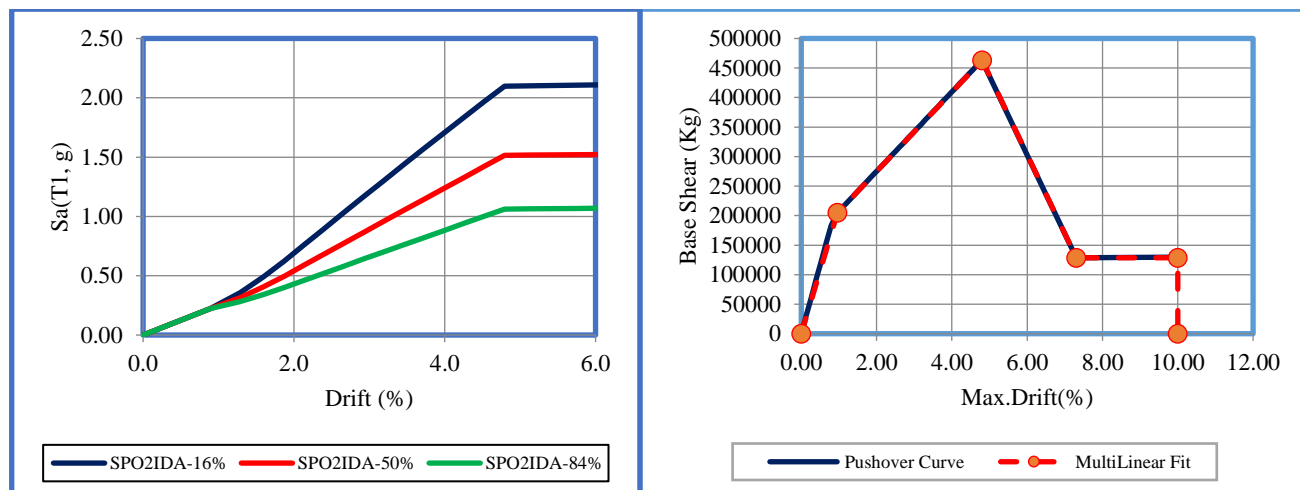


(ج) منحنی نیرو-جابجایی مهاربند

(د) ضریب شکل پذیری و ضریب رفتار

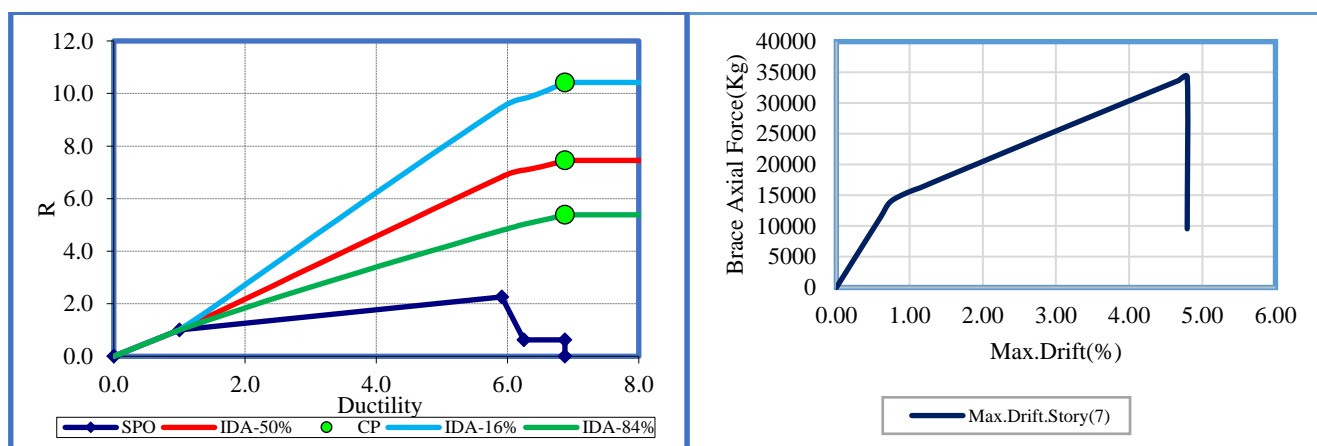
شکل ۱۰: نتایج تحلیل SOP2IDA قاب ۱۲ طبقه

در شکل ۱۱(الف) مقاومت تسلیم قاب‌های دارای مهاربند کمانش تاب ۱۶ طبقه، ۲۰۴۹۳۳ کیلوگرم، و ظرفیت نهایی جانبی ۴۶۳۱۳۲ کیلوگرم، نشان داده شده است. میانه شتاب طیفی حاصل از تحلیل دینامیکی افزایشی، شکل ۱۱(ب)، برابر شتاب گرانش زمین بدست آمده است. در مورد قاب‌های ۱۶ طبقه، گسیختگی مهاربند طبقه شانزدهم و حداکثر جابجایی نسبی در تراز طبقه اول به مقدار ۴/۷۹ درصد مشاهده شده است، شکل ۱۱(پ). همچنین در شکل ۱۱(ت) برای این قاب ضریب رفتار میانه ۷/۴۵ بدست آمده است.



(الف) منحنی پوش آور

(ب) خلاصه منحنی‌های تحلیل دینامیکی افزایشی



(پ) منحنی نیرو-جابجایی مهابند

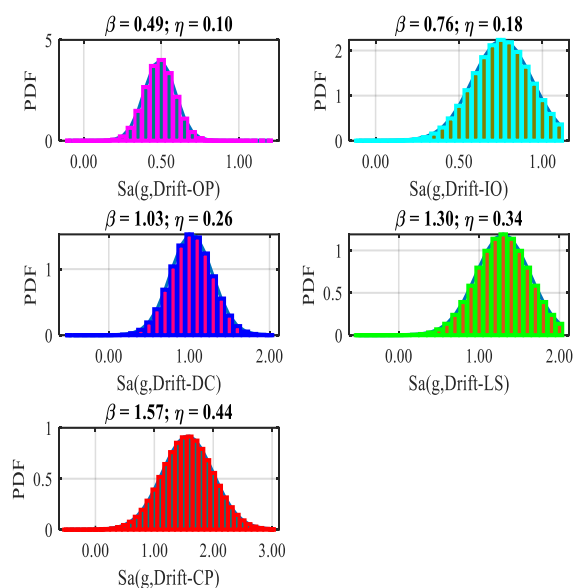
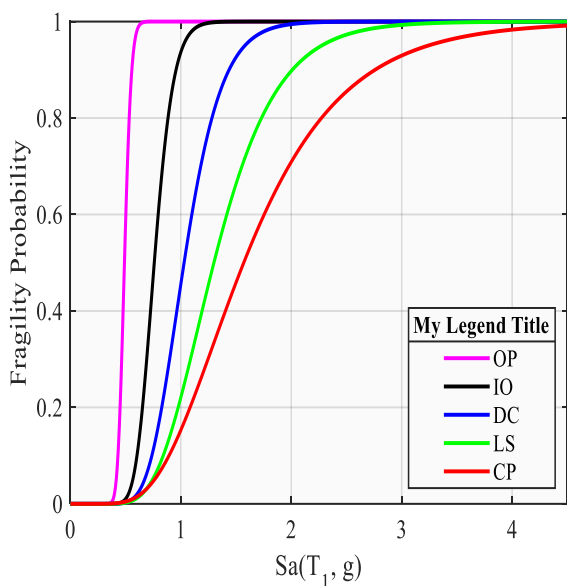
(ت) ضریب شکل پذیری و ضریب رفتار

شکل ۱۱: نتایج تحلیل SOP2IDA قاب ۱۶ طبقه

۴-۲- تحلیل شکنندگی

ارزیابی احتمالاتی با لحاظ نمودن عدم قطعیت‌ها در طراحی سازه‌های مهندسی که امری اجتناب ناپذیر است بهتر می‌تواند رفتار عملکردی سازه‌ها را با پاسخ‌های بدست آمده بیان نماید. از تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی مبتنی بر روش استفاده شده در تحقیق پاسخ جابجایی نسبی طبقه به عنوان پاسخ کلی سازه استخراج شده است. در ادامه این پاسخ به عنوان پارامتر آسیب برای ارزیابی عملکرد سازه مورد استفاده قرار گرفته است.

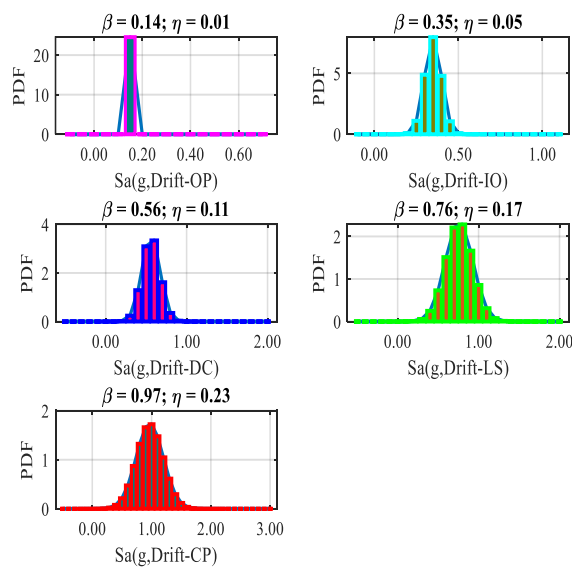
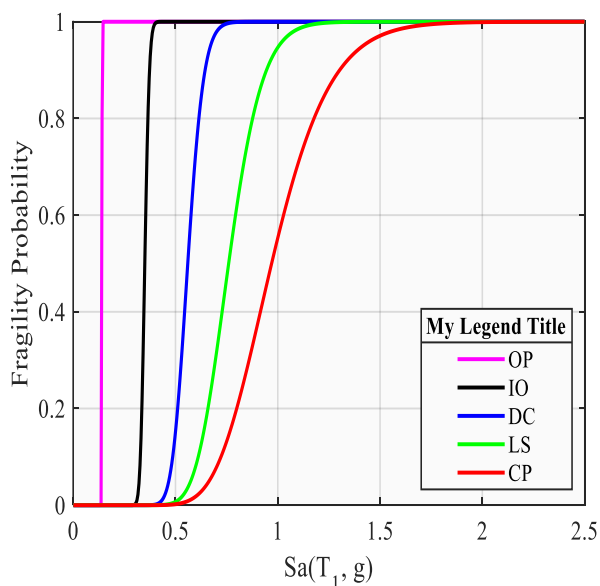
در شکل‌های ۱۲ و ۱۳ که نشان دهنده پارامترهای آماری بدست آمده و منحنی‌های شکنندگی برای سازه ۴ طبقه هستند شتاب طیفی در میانه آستانه استفاده بدون وقفه (IO)، ایمنی جانی (LS)، و فروریزش (CP)، به ترتیب ۰،۰۷۶، ۱،۳۰، و ۱،۵۶ برابر شتاب گرانش زمین بدست آمده است.



شکل ۱۳: منحنی‌های شکنندگی قاب ۴ طبقه در سطوح عملکردی

شکل ۱۴: پارامترهای منحنی‌های SPO2IDA برای قاب ۴ طبقه

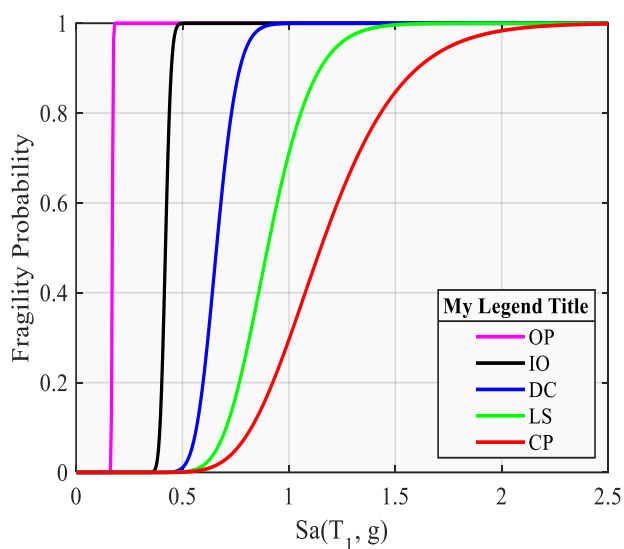
در شکل‌های ۱۴ و ۱۵ که نشان دهنده پارامترهای آماری بدست آمده و منحنی‌های شکنندگی برای سازه ۸ طبقه هستند، شتاب طیفی در میانه آستانه استفاده بدون وقفه (IO)، ایمنی جانی (LS)، و فروریزش (CP)، به ترتیب ۰/۳۵، ۰/۷۷، و ۰/۹۶ برابر شتاب گرانش زمین بدست آمده است.



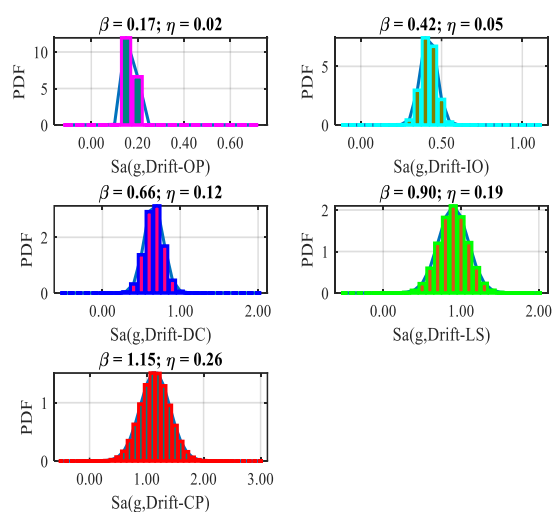
شکل ۱۵: منحنی‌های شکنندگی قاب ۸ طبقه در سطوح عملکردی

شکل ۱۶: پارامترهای منحنی‌های SPO2IDA برای قاب ۸ طبقه

در شکل‌های ۱۶ و ۱۷ که نشان دهنده پارامترهای آماری بدست آمده و منحنی‌های شکنندگی برای سازه ۱۲ طبقه هستند، شتاب طیفی در میانه آستانه استفاده بدون وقفه (IO)، ایمنی جانی (LS)، و فروریزش (CP)، به ترتیب ۰/۴۲، ۰/۹۲، و ۱/۱۵ برابر شتاب گرانش زمین بدست آمده است.

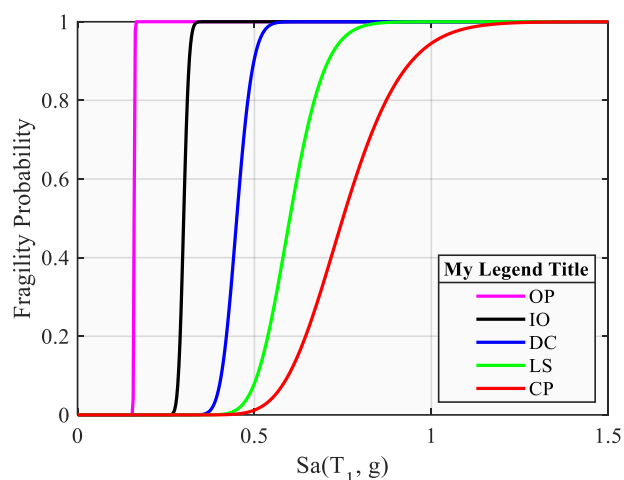


شکل ۱۷: منحنی‌های شکنندگی قاب ۱۲ طبقه در سطوح عملکردی

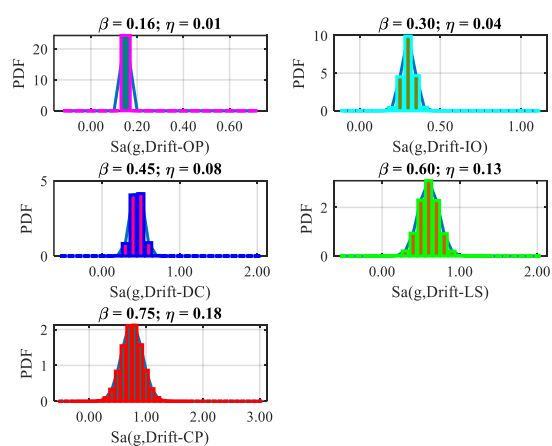


شکل ۱۶: پارامترهای منحنی‌های SPO2IDA برای قاب ۱۲ طبقه

در شکل‌های ۱۸ و ۱۹ که نشان دهنده پارامترهای آماری بدست آمده و منحنی‌های شکنندگی برای سازه ۱۶ طبقه هستند، شتاب طیفی در میانه آستانه استفاده بدون وقفه (IO)، ایمنی جانی (LS)، و فروریزش (CP)، به ترتیب ۰/۳۳، ۰/۶۰، و ۰/۷۵ برابر شتاب گران‌ش زمین بدست آمده است.



شکل ۱۹: منحنی‌های شکنندگی قاب ۱۶ طبقه در سطوح عملکردی



شکل ۱۸: پارامترهای منحنی‌های SPO2IDA برای قاب ۱۶ طبقه

خلاصه نتایج در جدول ۹ ارایه شده است.

جدول ۹: مقادیر حداکثر شتاب طیفی قاب‌های تحقیق حاصل از تحلیل شکنندگی SPO2FRAG

CP	LS	DC	IO	OP	پارامتر آسیب	SPO2IDA-50%	ساختمان
۱/۵۶g	۱/۳۰g	۱/۰۲g	۰/۷۶g	۰/۴۹g	جابجایی نسبی طبقه	۲/۳۸g	۴ طبقه
۰/۹۶g	۰/۷۷g	۰/۵۶g	۰/۳۵g	۰/۱۴g	جابجایی نسبی طبقه	۱/۵۴g	۸ طبقه
۱/۱۵g	۰/۹۲g	۰/۶۶g	۰/۴۲g	۰/۱۷g	جابجایی نسبی طبقه	۲/۱۴g	۱۲ طبقه
۰/۷۵g	۰/۶۰g	۰/۴۵g	۰/۳۳g	۰/۱۶g	جابجایی نسبی طبقه	۱/۵۲g	۱۶ طبقه

۵- نتیجه گیری

تحقیقات گسترده‌ای برای ارزیابی رفتار قاب‌های مهاربندی شده با مهاربند کمانش تاب صورت پذیرفته، که بیشتر آن‌ها برای تعداد محدودی از رکوردهای زلزله به دلیل بالا بودن حجم محاسبات تحلیل دینامیکی غیرخطی، و بدون لحاظ نمودن عدم قطعیت‌های مختلف موجود انجام گرفته‌اند. نتایج متنوع گزارش شده از تغییر شکل‌های بیش از حد مجاز آیین نامه‌ها، و تلاش برای استفاده از تکنولوژی‌های مدرن و پرهزینه مانند استفاده از آلیاژهای حافظه‌دار شکلی برای کاهش و کنترل آن‌ها در مهاربندهای کمانش تاب توسعه چشم‌گیری داشته است. از اینرو ضرورت استفاده از روش‌های سریع و کم هزینه معرفی شده توسط محققین برای بررسی مدل‌های بیشتر و با لحاظ نمودن عدم قطعیت‌های محتمل موجود امری اجتناب ناپذیر تشخیص داده شده است. در این تحقیق چهار نمونه قاب ساختمانی با تعداد طبقات مختلف (یعنی ۴، ۸، ۱۲، و ۱۶ طبقه) و مهاربندی شده با مهاربند کمانش تاب، که مدل‌های محاسباتی آن‌ها در نرم افزار Python نسخه ۳/۸ و با استفاده از کتابخانه OpenSeesPy ایجاد شده‌اند، مورد بررسی قرار گرفته‌اند. در ادامه و پس از کالیبره نمودن پاسخ هیستریزس اجزای مورد استفاده با نتایج آزمایشگاهی گذشته، تجزیه و تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده آن‌ها براساس نتایج استاتیکی غیرخطی انجام شده است. استفاده از نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی برای بدست آوردن خلاصه منحنی‌های تحلیل IDA با الگوریتم SPO2FRAG فراهم شده و میانگین و انحراف معیار شتاب طیفی در سطوح عملکردی مختلف سازه با استفاده از این منحنی‌ها بدست آمده است. پس از استخراج این پارامترها و با بکارگیری توزیع احتمال مناسب در نهایت منحنی‌های شکنندگی قاب (بر مبنای معیار آسیب مد نظر) ترسیم شده‌اند. این مطالعه با هزینه‌های محاسباتی کمتر و تعداد مدل بیشتر نشان داد که به جز در قاب‌های ۴ طبقه، عملکرد سایر قاب‌ها در محدوده‌ای پایین‌تر از عملکرد مورد انتظار برای زلزله طرح و ماکزیمم زلزله محتمل بدست آمده است، که دلیل اصلی چنین رفتاری می‌تواند به شکل پذیری بالای این قاب‌های مهاربندی شده مرتبط باشد. خلاصه نتایج در ادامه به شرح زیر ارائه شده است:

۱- برای پارامتر آسیب جابجایی نسبی طبقه در سازه ۴ طبقه مقدار ضریب شتاب طیفی میانه در سطح عملکرد ایمنی جانی (LS)، مورد نیاز برای زلزله‌های با دوره بازگشت ۴۷۵ سال، و در سطح عملکرد آستانه فروریزش (CP)، مورد نیاز برای زلزله‌های با دوره بازگشت ۲۴۷۵ سال به ترتیب ۱/۳۰ و ۱/۵۶، بدست آمده، که نشان می‌دهد قاب مورد نظر توانسته شرایط عملکردی مورد نیاز برای زلزله طرح و ماکزیمم زلزله محتمل را تامین نماید.

۲- در سازه ۸ طبقه برای پارامتر آسیب جابجایی نسبی طبقه مقدار ضریب شتاب طیفی میانه در سطح عملکرد ایمنی جانی (LS)، مورد نیاز برای زلزله‌های با دوره بازگشت ۴۷۵ سال، و در سطح عملکرد آستانه فروریزش (CP)، مورد نیاز برای زلزله‌های با دوره بازگشت ۲۴۷۵ سال به ترتیب ۰/۷۷ و ۰/۹۶، بدست آمده، که نشان می‌دهد قاب مورد نظر نتوانسته شرایط عملکردی مورد نیاز برای زلزله طرح و ماکزیمم زلزله محتمل را تامین نماید، که دلیل اصلی چنین رفتاری می‌تواند به شکل پذیری بالای این قاب مهاربندی شده مرتبط باشد.

۳- برای پارامتر آسیب جابجایی نسبی طبقه در سازه ۱۲ طبقه مقدار ضریب شتاب طیفی میانه در سطح عملکرد ایمنی جانی (LS)، مورد نیاز برای زلزله‌های با دوره بازگشت ۴۷۵ سال، و در سطح عملکرد آستانه فروریزش (CP)، مورد نیاز برای زلزله‌های با دوره بازگشت ۲۴۷۵ سال به ترتیب ۰/۹۲ و ۱/۱۵، بدست آمده، که نشان می‌دهد قاب مورد نظر نتوانسته شرایط عملکردی مورد نیاز برای زلزله طرح و ماکزیمم زلزله محتمل را تامین نماید، که به نظر می‌رسد مقدار ضریب رفتار مساوی ۸ مدنظر آیین نامه کمی بالاتر از مقدار مورد نیاز برای تامین شرایط عملکردی سازه است.

۴- در سازه ۱۶ طبقه برای پارامتر آسیب جابجایی نسبی طبقه مقدار ضریب شتاب طیفی میانه در سطح عملکرد ایمنی جانی (LS)، مورد نیاز برای زلزله‌های با دوره بازگشت ۴۷۵ سال، و در سطح عملکرد آستانه فروریزش (CP)، مورد نیاز برای زلزله‌های با دوره بازگشت ۲۴۷۵ سال به ترتیب ۰/۶۰ و ۰/۷۵، بدست آمده، که نشان می‌دهد قاب مورد نظر نتوانسته شرایط عملکردی مورد نیاز برای زلزله طرح و ماکزیمم زلزله محتمل را تامین نماید، که دلیل اصلی چنین رفتاری می‌تواند به شکل پذیری بالای این قاب مهاربندی شده مرتبط باشد.

۵- مقدار ضریب رفتار مورد استفاده برای قاب‌های تحقیق مطابق با آیین نامه طراحی مورد استفاده (آیین نامه بارگذاری آمریکا) ۸ در نظر گرفته شده، که یکی از سیستم‌های سازه‌ای با بالاترین مقدار ضریب رفتار است. ضریب رفتار متوسط بدست آمده برای قاب‌های مورد مطالعه در این تحقیق ۷/۹۴ بدست آمده است. نتایج بدست آمده می‌تواند تایید کننده ضریب رفتار لحاظ شده در آیین نامه مورد استفاده برای طراحی سازه‌های تحقیق باشد.

۶- منابع و مراجع

- [1] W. H. Pan, J. Z. Tonga, Y. L. Guo, C. M. Wang. (2020). Optimal design of steel buckling-restrained braces considering stiffness and strength requirements, *Engineering Structures* 211 -110437.
- [2] Hanieh Abedinia, Seyed Rohollah Hoseini Vaeza, Alireza Zarrineghalb(2020), Optimum design of buckling-restrained braced frames, *Structures*, 25-99-112.
- [3] Chung-Che Choua, Chia-Hung Hsiaoa, Ze-Bang Chena, Ping-Ting Chungc, Dinh-Hai Phama. (2019). Seismic loading tests of full-scale two-story steel building frames with self-centering braces and buckling-restrained braces, *Thin-Walled Structures* 140 -168-181.
- [4] Nader Hoveidae, Saeed Radpour. (2020). Performance evaluation of buckling-restrained braced frames under repeated earthquakes, *Bulletin of Earthquake Engineering*, <https://doi.org/10.1007/s10518-020-00983-0>.
- [5] Yaghoob Mohammadi, Meysam Bagheri Poursil. (2021). Investigation of steel buildings response equipped with buckling-restrained braces against progressive collapse, *Journal of Structural and Construction Engineering*, 8(2), pp. 119-140.
- [6] Nader Hoveidae, Navid Ahmadi. (2021). Investigation of seismic response of asymmetric buckling restrained braced frames equipped with zipper struts, *Journal of Structural and Construction Engineering*, 8(3), pp. 191-204.
- [7] Hongmei Zhang, Liumeng Quan, and Xilin Lu. (2022). Experimental Hysteretic Behaviour and Application of an Assembled Self-Centring Buckling-Restrained Brace, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, ISSN 0733-9445.
- [8] Seyede Vahide Hashemi, Majid Pouraminian, Abbasali Sadeghi, Somayyeh Pourbakhshian. (2021). Probabilistic Assessment the Seismic Collapse Capacity of Buckling-Restrained Braced Frames Equipped with Shape Memory Alloys, *Journal of Structural and Construction Engineering*, 8(Special Issue 2), pp. 129-149.
- [9] Jia, L-J. Dong, Y. Ge, H. Kondo, K. Xiang, P. (2019). Experimental study on high-performance buckling-restrained braces with perforated core plates. *Int J Struct Stabil Dynam*, 19(1): 1940004.
- [10] Ghowsi, AF. Sahoo, DR. (2019). Effect of loading history and restraining parameters on cyclic response of steel BRBs. *Int J Steel Struct*, 19(4), 1055-69.
- [11] Ghowsi, AF. Sahoo, DR. (2020). Seismic response of SMA-based self-centring buckling-restrained braced frames under near-fault ground motions, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 139, 45-56.
- [12] Yutao, P. Xiaowei, W. ASCE A. M. (2021). Cloud-IDA-MSA conversion of fragility curves for efficient and high-fidelity resilience assessment, *J. Struct. Eng*, DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002998.
- [13] Baltzopoulos, G. Baraschino, R. Iervolino, I. Vamvatsikos, D. (2017). SPO2FRAG: Software for seismic fragility assessment based on static pushover, *Bull Earthquake Eng*, 15(1), 4399-4425, DOI 10.1007/s10518-017-0145-3.
- [14] The World Bank Group. (2019). Fragility and Vulnerability Assessment Guide, *Global Program for Safer Schools*, Internet: www.worldbank.org.
- [15] Zhu, M. *OpenSeesPy Documentation*. (2023). Release 3. 4. 0. 7, Apr 02, Web Site: <https://OpenSeesPy.readthedocs.io/en/latest/>
- [16] Merritt, S. Uang, C. M, Benzoin, G. (2003). *Sub assemblage testing of star seismic buckling restrained braces*. TR-2003/04. University of California at San Diego.
- [17] American Society of Civil Engineers, ASCE standard, ASCE/SEI 41-17. (2017). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. RV.
- [18] American Institute of Steel Construction, ANSI/AISC 341-16. (2016). *Seismic provisions for structural steel buildings*. Illinois.
- [19] Federal Emergency Management Agency, FEMA 356. (2000). *Pre-Standard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington, DC.