



صاحب امتیاز: انجمن سازه‌های فولادی ایران

مدیر مسئول: دکتر مجید صادق آذر

سر دبیر: دکتر فرهاد دانشجو

ویراستار: دکتر علیرضا رضائیان

مدیر داخلی: دکتر مجید جمال امید

اعضای هیات تحریریه: (به ترتیب حروف الفبا)

نشریه علمی و پژوهشی

# سازه و فولاد

نشانی:

بزرگراه شیخ فضل ا. نوری - فاز ۲ شهرک  
فرهنگیان - خیابان نارگل - خیابان مروی  
خیابان حکمت - مرکز تحقیقات راه، مسکن و  
شهرسازی - بخش سازه  
انجمن سازه‌های فولادی ایران

تلفن:

۸۸۳۸۴۱۹۹

پایگاه اینترنتی:

[www.iss.ir](http://www.iss.ir)  
[www.journaliss.ir](http://www.journaliss.ir)

مدیر وبسایت: مهندس بهارک صفری

پست الکترونیکی:

[info@iss.ir](mailto:info@iss.ir)

دانشگاه تربیت مدرس	(استاد مهندسی عمران)	دکتر علی اکبر آقا کوچک
دانشگاه صنعتی اصفهان	(استاد مهندسی عمران)	دکتر مجتبی ازهری
دانشگاه ماینز آلمان	(استاد مهندسی عمران)	دکتر حسین باقرنژاد
دانشگاه علم و صنعت ایران	(استاد مهندسی عمران)	دکتر ابراهیم ثنایی
دانشگاه تربیت مدرس	(استاد مهندسی عمران)	دکتر فرهاد دانشجو
دانشگاه فنی شیراز	(استاد مهندسی عمران)	دکتر رضا رازانی
دانشگاه تهران	(استاد مهندسی عمران)	دکتر مجید صادق آذر
دانشگاه خواجه نصیر الدین طوسی	(دانشیار مهندسی عمران)	دکتر سعید صبوری
دانشگاه اوهایو آمریکا	(استاد مهندسی عمران)	دکتر حجت عادل
انستیتوی تکنولوژی فدرال سوئیس	(استاد مهندسی عمران)	دکتر مهدی فرشاد
دانشگاه علم و صنعت	(استاد مهندسی مواد)	دکتر شمس‌الدین میردامادی
دانشگاه کالیفرنیا جنوبی آمریکا	(استاد مهندسی عمران)	دکتر فرزاد نعیم
دانشگاه تهران	(استاد مهندسی مکانیک)	دکتر سید احمد نور بخش
دانشگاه ساری انگلیس	(استاد مهندسی عمران)	دکتر هشیار نوشین

# سازه و فولاد

## اعتبار علمی و پژوهشی

کمیسیون نشریات علمی جمهوری اسلامی ایران در تاریخ ۱۳۸۳/۱۱/۳ موافقت خود در خصوص اعطای درجه علمی و پژوهشی به نشریه سازه و فولاد، تحت امتیاز انجمن سازه‌های فولادی ایران را طی نامه شماره ۳/۲۹۱۰/۹۵ اعلام نمود و طی نامه شماره ۳/۱۱/۸۴۴ مورخ ۸۸/۵/۱۲ مجوز تمدید درجه علمی و پژوهشی به نشریه سازه و فولاد اعطا گردید. همچنین به موجب قانون مطبوعات، وزارت فرهنگ و ارشاد اسلامی، پروانه انتشار این مجله را به شماره ۹۱/۳۳۷۰۱ در تاریخ ۱۳۹۱/۱۱/۱۶ صادر کرده است.

سال سی ام - شماره‌ی سی و هفتم

پاییز ۱۴۰۱

مقالات این مجله در پایگاه‌های ذیل نمایه می‌شوند:

۱. پایگاه استنادی علوم جهان اسلام (ISC) <http://www.srlst.com>

۲. پایگاه اطلاعات جهاد دانشگاهی (SID) <http://www.SID.ir>

۳. بانک اطلاعات نشریات کشور (Magiran) <http://www.magiran.com>

## فهرست

انجمن سازه‌های فولادی ایران ..... ۲

رفتار لرزه‌ای مهاربندهای نوین مجهز به آلیاژ حافظه‌دارشکلی با پایه آهن ..... ۵  
**The seismic behavior of Conventional Bracing System equipped with a Iron Based Shape Memory Alloy**  
رامین مردی، مهدی قاسمیه

تعیین نقطه‌های حدی سازه‌ها با روش رهایی پویا ..... ۲۱  
**Finding limit points by dynamic relaxation method**  
حسین استیری، امیر باغبان

ضرایب اصلاح پاسخ‌های لرزه‌ای برای ساختمان‌های فولادی با سیستم مهاربندی واگرا ..... ۳۷  
**Seismic response modification factors of eccentrically braced steel structures**  
نیما حاج شیخ الاسلامی، حامد صفاری، سعید شجاعی

اثرات لینک‌های عرضی بر عملکرد ستون‌های صلیبی شکل فولادی تحت بارگذاری محوری ..... ۵۵  
**Effects of lateral links on the performance of steel cross-shaped columns under axial load**  
رسول ساعی، مهدی پورشا، کریم عابدی، محمد امین امینی

طراحی بهینه قاب مهاربندی کمانش تاب مبتنی بر یکنواختی جابجایی نسبی و وزن مصالح مصرفی با استفاده از تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی ..... ۷۵  
**Optimum design of BRB frame based on drift uniformity and material weight using nonlinear time history analysis**  
مسعود محمدی، محمد علی کافی، مجید قلهکی

مطالعه مقایسه‌ای بین ستون‌های لوله‌ای فولادی پر شده از بتن (CFST) با مقاطع دایره‌ای و مربعی پس از آتش ..... ۸۷  
**Comparative study between circular and square concrete-filled steel tube (CFST) columns post-fire**  
روح الله شیرجانی، سید علی رضوی طباطبائی

شیوه نگارش ..... ۱۰۳

فرم عضویت ..... ۱۰۴

به نام خالق هستی

فولاد به عنوان مصالحی با مقاومت و دوام بالا و قابلیت شکل‌پذیری از دیر باز نقش عمده در شکل‌گیری تمدن بشری ایفا کرده است، در جوامع مسلمانان نیز بر اساس توصیفاتى که در قرآن کریم از فولاد به عمل آمده و از آن به عنوان مصالحی با مقاومت بسیار بالا که منفع فراوانی برای مردم دارد یاد شده، همواره از جایگاه خاصی برخوردار بوده است.

امروز با وجود تولید مصالح جدید و پیشرفت‌های که در این زمینه حاصل شده فولاد کماکان به دلیل اقتصادی بودن و سهولت به کارگیری و سایر خصوصیات مثبت توانسته موقعیت خود را در صنایع حفظ کند. به تریبی که روز به روز بر مصرف آن در جهان افزوده شده است به طوری که مصرف سرانه فولاد در هر کشور به عنوان شاخصی از توسعه یافتگی آن کشور مطرح است. ایران نیز به عنوان کشوری در حال توسعه با هرم جمعیتی خاص که نیاز روز افزونی به مسکن دارد با مصرف رو به رشد فولاد مواجه است به طوری که مصرف فولاد در بخش عمران و صنعت در کشور ما به رقمی حدود هشت میلیون تن در سال می‌رسد و این روند روبه رشد وجود نهادهایی را می‌طلبد که بر خدداها و اقدامات زیر نظارت داشته و آن را به انجام برسانند:

۱. تدوین روش‌های نوین و ارتقای دانش فنی در زمینه سازه‌های فولادی
۲. مدیریت، سامان‌دهی و تعیین راهبردهای تحقیقاتی با توجه به نیاز کشور
۳. اصلاح و توسعه آیین‌نامه‌های مرتبط
۴. رفع اشکالات جامعه مهندسی و به روز نگه داشتن دانش آموختگانی که سال‌ها از دانشگاه دور بوده اند در تمامی زمینه‌های طراحی، نظارت و اجرا.
۵. وارد کردن مباحث اجرایی و کاربردی در دوره‌های دانشگاهی و تقویت ارتباط دانشگاه و صنعت.
۶. تکمیل آموزش در سطوح مختلف نظیر کارگران، استادکاران، فن‌ورزان، راه‌های میانی و سطوح عالی.

در این راستا با همت اساتید محترم دانشگاهی عضو انجمن در مورخ ۸۳/۱۱/۳ از طریق کمیسیون نشریات علمی جمهوری اسلامی ایران مجوز علمی و پژوهشی مجله سازه و فولاد، تحت امتیاز انجمن سازه‌های فولادی ایران به شماره ۳/۲۹۱۰/۹۵ صادر شد.

بدینوسیله از کلیه مهندسين و پژوهشگران محترم دعوت می‌شود که با ارسال مقالات علمی پژوهشی خود مارادر تداوم راه یاری نمایند.

انجمن سازه‌های فولادی ایران

# رفتار لرزه‌ای مهاربندهای نوین مجهز به آلیاژ حافظه‌دارشکلی با پایه آهن

رامین مردی<sup>۱</sup>، مهدی قاسمیه<sup>۲\*</sup>

۱- دانشجوی کارشناسی‌ارشد، مهندسی زلزله، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تهران، تهران

۲- استاد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تهران، تهران

\*تهران، صندوق پستی ۴۵۶۳۱۲-۱۱۱۵۵، [m.ghassemieh@ut.ac.ir](mailto:m.ghassemieh@ut.ac.ir)

## چکیده

مهاربندهای جدید ساخته‌شده از فولاد کمانش‌تاب، قادر به اتلاف انرژی زیادی در هنگام زلزله بوده و به همین دلیل در کنترل غیرفعال سازه‌ها به صورت گسترده مورد استفاده قرار گرفته‌اند. اما این مهاربندها همانند مهاربندهای متداول با مشکلاتی مواجه هستند که پس از باربرداری به شکل اولیه خود باز نمی‌گردند و سازه جابجایی‌های ماندگار زیادی را تجربه می‌کند که سبب می‌شود تعمیر سازه از لحاظ فنی غیرممکن و یا غیراقتصادی شود. در دهه‌های اخیر برای رفع این مشکل محققان از آلیاژهای حافظه‌دارشکلی به عنوان موادی هوشمند که دارای ویژگی‌های بارزی از جمله حافظه‌دار بودن و رفتار ابرکشسان هستند، استفاده کرده‌اند. در سال‌های اخیر آلیاژهای حافظه‌دار با پایه آهن به دلیل قابلیت استهلاک انرژی زیاد، توانایی تحمل کرنش‌های بسیار زیاد، قابلیت برگرداندگی و عدم بر جای گذاشتن تغییر شکل‌های ماندگار در زمان باربرداری و هزینه بسیار کمتر آن نسبت به دیگر آلیاژهای حافظه‌دارشکلی مورد توجه قرار گرفته‌اند. در این پژوهش به بررسی رفتار لرزه‌ای سازه مهاربندی شده با مهاربندهای کمانش‌تاب، آلیاژ حافظه‌دارشکلی پایه آهن و آلیاژ حافظه‌دارشکلی نیتینول که از معروف‌ترین آلیاژهای حافظه‌دارشکلی است، پرداخته شده‌است. مدل‌سازی و تحلیل دینامیکی غیرخطی برای این سازه‌ها در نرم‌افزار Seismostruct انجام گرفته‌است. جابجایی‌های حداکثر، جابجایی‌های ماندگار و نیروهای محوری مهاربندهای این سازه‌ها در اثر اعمال شتاب‌نگاشت‌های مختلف زلزله‌های بزرگ سال‌های اخیر با شدت‌های مختلف مورد مطالعه قرار گرفته‌است. نتایج این تحقیق نشان می‌دهد که سازه‌های مهاربندی شده با آلیاژهای حافظه‌دارشکلی پایه آهن در مقایسه با سازه مهاربندی شده کمانش‌تاب جابجایی‌های حداکثر بیشتری را تجربه می‌کنند؛ در صورتی که هیچگونه جابجایی ماندگاری برجای نمی‌گذارند. همچنین این سازه‌ها در مقایسه با سازه‌های مهاربندی شده با نیتینول جابجایی‌های حداکثر و جابجایی ماندگار کمتری را متحمل می‌شوند و عملکرد مطلوب‌تری را نشان می‌دهند.

## واژگان کلیدی

مهاربند کمانش‌تاب، آلیاژ حافظه‌دارشکلی پایه آهن، آلیاژ حافظه‌دارشکلی نیتینول، ابرکشسان، تغییر شکل ماندگار

## The seismic behavior of conventional bracing system equipped with Iron based shape memory alloy

R. Mardi, M. Ghassemieh

### Abstract

Buckling restrained braces have been shown to exhibit favorable energy dissipating characteristics in steel structures during an earthquake and are therefore widely used in passive control of structures. However, they face the problem that they do not return to their original shape upon unloading, and consequently, the structure experiences large permanent deformations after the earthquake which usually makes the structure impossible or uneconomical to repair. In recent years, to solve this problem, researchers have used Iron-based shape memory alloys which have two essential properties of superelasticity and shape memory behavior. These alloys have been considered due to their high energy dissipation capacity, their ability to withstand large strains, recentering and not leaving permanent deformations upon unloading, and their much lower cost than other shape memory alloys. In this research, the seismic behavior of three-story structures braced with buckling restrained braces, iron-based shape memory alloy, and nitinol shape memory alloy, which is one of the most famous shape memory alloys, is investigated. Modeling and Nonlinear dynamic analysis for these structures have been performed in Seismostruct software. Maximum displacements, residual strains, and force-displacement diagrams of these structures have been studied due to the application of different accelerometers of large earthquakes of recent years with different intensities. The results of this study show that braced structures with Iron-based shape memory alloys experience more maximum displacements than buckling restrained braces, although unlike BRBF they do not leave any permanent displacement. Also, these structures undergo fewer maximum displacements and permanent displacements compared to nitinol-braced structures, and in general, show better performance.

### Keywords

Buckling restrained brace, Fe-Based shape memory alloy, Nitinol, Superelastic, Residual deformation

زلزله همواره خطر جدی برای سکونت و استقرار انسان بر روی زمین محسوب می‌شود. دانشمندان زیادی تاکنون تلاش کرده‌اند، چگونگی وقوع آن را مورد مطالعه قرار دهند تا بتوانند نحوه انتقال نیروی زلزله به سازه را درک کنند و چاره‌ای برای کاهش صدمات وارده بیندیشند. در چهار دهه گذشته، تحقیقات در مورد فن‌آوری‌های مدرن و از لحاظ اقتصادی مقرون‌به‌صرفه برای کاهش آسیب لرزه‌ای، به نحوی که برای مقابله با زلزله‌های شدید، سازه کشسان نماند، مانند جداسازی پایه و موارد دیگر سیستم‌های کنترل غیرفعال یک مسئله مهم در سراسر جهان به ویژه ژاپن بوده است. پس از زلزله‌های نورتریج آمریکا و کوبه ژاپن که منجر به فروپاشی‌های متعدد ساختمان‌ها، پل‌ها و ایجاد ساختاری پرهزینه به منظور تعمیرات گردید، محققین متوجه شدند که گسیختگی مهاربندها و اتصالات آن‌ها مهمترین دلایل عملکرد نامطلوب این سازه‌ها بوده است. به همین سبب سیستم‌های مدرن محافظت از زمین‌لرزه به سرعت جایگزین راه‌حل‌های ساختاری معمول گردید. در نتیجه تلاش پژوهشگران، زمینه برای دستیابی به راه‌حل‌های نوآورانه محافظت از سازه در برابر زمین‌لرزه ایجاد گردید. همچنین این راه‌حل‌ها در سایر کشورهای با لرزه‌خیزی بالا با پذیرش بالایی همراه شد. در این روش‌ها، برخی اعضای سازه‌ای خسارت‌هایی را در هنگام زلزله‌های متوسط تا شدید متقبل می‌شوند تا بدین وسیله تلاش‌های وارد بر اعضای اصلی سازه مانند ستون‌ها که باید رفتار الاستیک داشته‌باشند، کاهش یافته و از این طریق سازه از آسیب‌های عمده در امان بماند.

روش‌های غیرفعال بطور کلی به دو دسته سیستم‌های مستهلک‌کننده انرژی و جداگرهای پی تقسیم می‌شوند. تمام سیستم‌های مستهلک‌کننده انرژی که امروزه استفاده می‌شوند، مشکلاتی از قبیل عمر مفید کم، خستگی، سختی نصب، احتیاج به تعویض پس از زلزله و اعمال تغییر در هندسه سازه پس از وقوع زلزله را دارند.

قاب‌های مهاربندی‌شده کمانش‌تاب (BRB) نوعی سیستم مقاوم در برابر نیروی لرزه‌ای هستند [۱]. به دلیل کارایی آن‌ها و همچنین عملکرد لرزه‌ای بهتر از مهاربندهای مرسوم، استفاده از آن‌ها در حال گسترش است. مهاربندهای BRB معمولاً در قاب‌های مهاربندی‌شده همگرا به کار می‌روند. در مهاربندهای BRB به دلیل اینکه از کمانش هسته فولادی جلوگیری می‌شود، سازه رفتار بسیار پایدارتری نسبت به مهاربندهای فولادی متداول از خود نشان می‌دهد. بنابراین می‌توان گفت که مهاربندهای

BRB نوعی مهاربند همگرا هستند که در آن‌ها از کمانش مهاربند در فشار جلوگیری شده است. در این نوع مهاربندها، عملکرد هیستریک مهاربند مشابه عملکرد هیستریک مصالح هسته است. اصلی که مهاربندهای BRB بر پایه آن عمل می‌کنند این است که در فشار، مقاومت در برابر تنش، از مقاومت در برابر کمانش خمشی، جدا می‌شود. از دیگر ویژگی‌های این مهاربندها این است که شکل‌پذیری مصالح فولادی در طول قابل توجهی از مهاربند اتفاق می‌افتد.

تعداد زیادی تحلیل‌های غیرخطی و آزمایشات با مقیاس بزرگ توسط Clark و همکارانش در سال ۲۰۰۰ انجام گرفت و منجر به ساخت نخستین ساختمان‌های دارای این سیستم در محوطه دانشگاه کالیفرنیا-دیویس شد [۲]. از سال ۲۰۰۰، علاقه و استفاده از BRB به سرعت در حال رشد است. در این زمان، Sabelli و همکارانش در سال ۲۰۰۱ جامع‌ترین مطالعه عددی را بر روی BRBها انجام دادند [۳]. پس از آن، مطالعات فراوانی بر روی BRBها انجام شد که از آن‌جمله می‌توان به آزمایشات، هوانگ و تسای، Merritt و همکارانش و لویز و همکاران در آمریکا اشاره نمود. اگرچه هنوز نیاز به انجام آزمایشات با مقیاس‌های بزرگتر در سازه‌های چند طبقه به منظور درک بهتر از رفتار و عملکرد این سیستم‌ها می‌باشد [۴].

BRBها به دلیل عدم کمانش، قادر به اتلاف انرژی به مقدار زیادی بوده و به همین دلیل در کنترل غیرفعال سازه‌ها به صورت گسترده مورد استفاده قرار گرفته‌اند. اما با این مشکل مواجه هستند که پس از باربرداری به شکل اولیه خود باز نمی‌گردند. این امر موجب می‌شود که پس از پایان زلزله، سازه به وضعیت اولیه خود بازنگردد و سازه جابجایی‌های مانده زیادی را تجربه کند. در سال‌های اخیر محققان برای رفع این مشکل از آلیاژهای حافظه‌دارشکلی، معروف به SMA، استفاده کرده‌اند. آلیاژهای حافظه‌دارشکلی که به عنوان موادی هوشمند شناخته شده‌اند، نسبت به سیستم‌های متداول مستهلک‌کننده انرژی دارای مزایا و ویژگی‌های منحصر به فردی می‌باشند. قابلیت استهلاک مناسب انرژی، عدم باقی گذاشتن کرنش پسماند، مقاومت بالا در برابر خستگی و خوردگی، عمر مفید بالا، سخت‌شدگی نهایی در تغییر شکل‌های بالا و امکان ساخت مواد با خصوصیات مورد تقاضا همگی از جمله مزایا و ویژگی‌های این مواد است که آن را به یک ماده مطلوب برای کاربرد در میراگرها تبدیل کرده است. خصوصیت اصلی مواد SMA، رفتار ابرکشسان و حافظه‌شکلی آن‌ها می‌باشد. بدین معنی که در رفتار ابرکشسان قادر به تحمل کرنش‌های بزرگ تا حدود ۱۰ درصد و در مواردی حتی

کرنش‌های بیشتر، بدون ایجاد کرنش پسماند هستند و همچنین در رفتار حافظه‌شکلی قادر به حذف کرنش‌های پسماند به کمک اعمال دما می‌باشند. یعنی اگر SMAها با ترکیب شیمیایی مشخص تحت عملیات حرارتی مناسبی قرارگیرند، توانایی بازگشت به شکل یا اندازه از قبل تعیین‌شده را از خود نشان می‌دهند. اما این مواد، از طرف دیگر قادر به اتلاف انرژی زیادی نمی‌باشند. معروف‌ترین و پرکاربردترین آلیاژ حافظه‌دارشکلی، نیتینول (NiTi) است که ترکیبی از نیکل و تیتانیوم می‌باشد که با توجه به وجود فلزات گرانبهای نیکل و تیتانیوم برای استفاده سازه‌ای گران خواهد بود و مقرون به صرفه نخواهد بود. به همین دلیل، در سال‌های اخیر محققان و مهندسان به آلیاژهای حافظه‌دارشکلی بر پایه آهن، روی آورده‌اند. از سال ۱۹۷۰ تلاش‌های بسیاری برای به دست آوردن خاصیت ابرکشسان آلیاژهای مبتنی بر آهن صورت گرفته است. Sato و همکارانش در سال ۱۹۸۲، رفتار حافظه‌شکلی در آلیاژهای حافظه دار با پایه آهن (SMA-Fe) مشاهده کردند [۵]. امروزه آلیاژهای حافظه‌دارشکلی بر پایه آهن به دلیل دارا بودن پتانسیل زیاد برای کاربرد در سازه‌ها، توجه بسیاری از پژوهشگران را به خود جلب کرده‌اند. داشتن سختی بیشتر، هیستریزس گرمایی بزرگ‌تر و هزینه کمتر تولید آلیاژ با پایه آهن در مقایسه با نیتینول، باعث برتری این آلیاژها در زمینه ساخت‌وساز گردیده است. این کاهش هزینه هم به دلیل استفاده بیشتر از آهن در ترکیب آلیاژ و هم به دلیل امکان تولید این مواد در شرایط کارخانه‌های معمولی می‌باشد. SMA-Feها همچنین دارای مقاومت خوردگی مناسب، قابلیت کارپذیری کافی و جوش‌پذیری مناسب می‌باشند. کاربرد SMA-Fe به ویژه برای اعمال پیش‌تندگی در سازه‌ها بسیار مفید است. همچنین با توجه به روند توسعه این آلیاژها، پیش‌بینی می‌شود که قیمت SMA-Feها در سال‌های آینده به مرور کمتر شده و بیش‌ازپیش برای استفاده در صنعت ساختمان مناسب گردند.

دو گروه مختلف از آلیاژهای حافظه‌دارشکلی بر پایه آهن وجود دارد. دسته اول آلیاژهای حافظه‌دارشکلی، Fe-Mn-Si می‌باشد. این آلیاژها طی دو دهه گذشته به دلیل هزینه کم، کارایی مناسب، ویژگی‌های مکانیکی خوب و قابلیت جوشکاری بالا مورد توجه بسیاری قرار گرفته‌اند. این آلیاژها در دمای اتاق ابرکشسان نیستند، ولی هیستریزس گرمایی زیادی در تبدیل‌ها دارند. استفاده از این آلیاژ به منظور مقاوم‌سازی سازه‌های فولادی و بتنی در سال‌های اخیر گسترش یافته است. دسته دوم شامل آلیاژهایی می‌باشد که ویژگی‌های معمول ترموالاستیک

مارتنزیتی را همانند آلیاژ حافظه‌دارشکلی نیتینول از خود نشان می‌دهند و در دمای اتاق ابرکشسان عمل می‌کنند، که به همین سبب قابل استفاده در سازه‌ها می‌باشند. رفتار ابرکشسان در آلیاژهای Fe-Mn-Si مشاهده نمی‌شود زیرا با اعمال تنش به این آلیاژها در دمایی بالاتر از دمای پایان حالت آستنیت، به طور غیرقابل‌بازگشتی، پلاستیک می‌شوند، که به همین دلیل نمی‌توان به طور گسترده در سازه‌ها از این آلیاژها استفاده کرد. با این حال امروزه انواعی از SMA-Feهای نوع دوم با خاصیت ابرکشسان نظیر Fe-29Ni-18Co-5Al-8Ta-0.01B و Fe-36Mn-8Al-8.6Ni تولید شده‌اند [۶].

Tanaka و همکارانش در سال ۲۰۱۴، آلیاژ حافظه‌دارشکلی Fe-29Ni-18Co-5Al-8Ta-0.01B را تولید نمودند که کرنش برگشت‌پذیر بیش از ۱۳٪ را در دمای اتاق و مقاومت کششی بسیار بالای ۱۲۰۰ مگاپاسکال را نشان می‌دهد [۷]. تنش آغاز تبدیل آستنیت به مارتنزیت برای این آلیاژ ۷۵۱ مگاپاسکال می‌باشد که بسیار زیاد است و قبل از آنکه مهاربندها از این جنس از ناحیه کشسان خارج شوند، تیرها و اتصالات آسیب خواهند دید. لذا این آلیاژها مناسب برای استفاده به عنوان مهاربند نمی‌باشند ولی توان زیادی در مستهلک کردن انرژی دارند. همچنین Omori و همکارانش در سال ۲۰۱۱، آلیاژ حافظه‌دارشکلی Fe-36Mn-8Al-8.6Ni با خاصیت سوپرالاستیک بسیار بالایی در دمای اتاق را بررسی کردند و مشخصات آن را ارائه کردند [۸]. وابستگی این آلیاژ به دما بسیار کم می‌باشد و با تغییر دما از ۱۶۰- درجه تا دمای ۲۴۰ درجه سانتیگراد تنش در این آلیاژ تغییر محسوسی نمی‌کند که این امر موجب کاربرد وسیع این آلیاژ در صنایع مختلف شده است. آلیاژ Fe-36Mn-8Al-8.6Ni با توجه به تنش آغاز تبدیل آستنیت به مارتنزیت، مدول الاستیسیته، کرنش برگشت‌پذیر خوب و وابستگی کم به دما، برای استفاده در سازه‌های فولادی مناسب است و به همین دلیل در این پژوهش از این آلیاژ در کنار آلیاژ حافظه‌شکلی نیتینول به عنوان مهاربندهای سازه فولادی، استفاده شده است. مشخصات این دو آلیاژ در جدول (۱) ارائه شده است. مقایسه مشخصات آلیاژهای جدول بالا در نمودار خطی و ساده شده تنش-کرنش در شکل (۱) ارائه شده است. محققین در سال‌های اخیر به بررسی امکان استفاده از مواد حافظه‌دارشکلی در کاربردهای مهندسی سازه و زلزله پرداخته‌اند. در ادامه به برخی از این مطالعات اشاره می‌شود.

Dolce و همکارانش جامعترین مطالعه بر روی عملکرد SMAها در سازه‌هایی که تحت بارهای دینامیکی و زلزله قرار

جدول ۱- مشخصات مکانیکی دو آلیاژ حافظه‌دارشکلی پایه آهن

و نیتینول [۹]

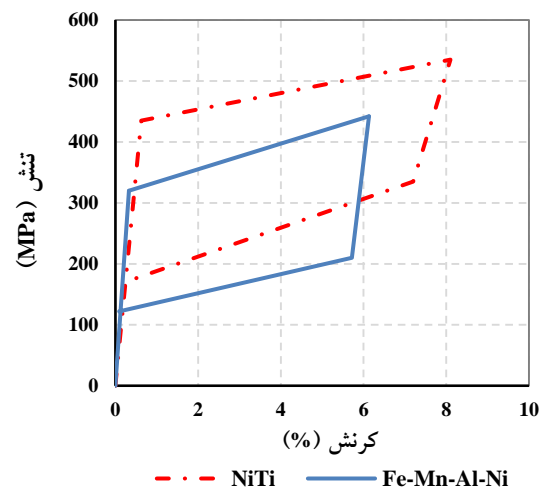
تعریف	واحد	FeMnAlNi	NiTi
مدول الاستیسیته	GPa	۹۸	۶۸
تنش آغاز تبدیل آستنیت به مارتنزیت	MPa	۳۲۰	۴۳۵
تنش پایان تبدیل آستنیت به مارتنزیت	MPa	۴۴۲	۵۳۵
تنش آغاز تبدیل معکوس مارتنزیت به آستنیت	MPa	۲۱۰	۳۳۵
تنش پایان تبدیل معکوس مارتنزیت به آستنیت	MPa	۱۲۲	۱۷۰
بیشترین کرنش برگشت پذیر	-	۰/۰۶۱۳	۰/۰۸

شاخص‌های خرابی و با استفاده از مدل ساده شده مواد حافظه‌دارشکلی، امکان استفاده از این مواد را به صورت تحلیلی بررسی کردند. تعداد زیادی تحلیل غیرخطی با افزایش تدریجی شدت زلزله بر روی سازه‌هایی با مهاربند فولادی و حافظه‌دارشکلی و همچنین سازه‌های تقویت شده با جداگرهای لاستیکی و حافظه‌دارشکلی انجام پذیرفت. نتایج به دست آمده حاکی از برتری استفاده از جداگرهای پی حافظه‌دارشکلی در کاهش خطرات ناشی از زلزله بر روی سازه‌ها می‌باشد. همچنین در مقایسه بین میراگرهای لاستیکی حافظه‌دارشکلی نشان دادند که سیستم اخیر دارای رفتار مناسب‌تری می‌باشد [۱۳].

Motahari و همکارانش به کمک روش‌های تحلیلی و استفاده از مدل رفتاری پیشنهادی، امکان استفاده از حالت‌های مختلف مواد حافظه‌دارشکلی را در میراگر پیشنهادی با رفتار بهینه بررسی کردند. نتایج تحلیل‌های انجام شده حاکی از امکان استفاده مناسب از مواد حافظه‌دارشکلی به عنوان میراگر به ویژه در از بین بردن تغییر مکان‌های باقی‌مانده بر روی سازه، پس از زلزله می‌باشد [۱۴]. Sharabash و Andrawes اثر میراگرهای حافظه‌دارشکلی را در یک پل کابلی مطالعه کردند [۱۵]. نتایج این تحقیق نشان داد که میراگرهای حافظه‌دارشکلی قادر به کاهش تغییر مکان‌های پل و برش و خمش پای برج به نسبت ۶۵ درصد بوده و افزایش تعداد این میراگرها به شرط توزیع مناسب آن‌ها بین اتصالات پایه و برج عملکرد لحظه‌ای پل را بهبود می‌بخشد. Farzaneh و Ghassemieh به ارزیابی رفتار اتصالات خمشی با ورق انتهایی دارای پیچ‌های SMA به جای پیچ‌های پرمقاومت فولادی پرداختند [۱۶]. آن‌ها نشان دادند که با این کار شکل‌پذیری و قابلیت میرا کردن انرژی در اتصال افزایش می‌یابد ولی مقاومت و سختی اتصال کاهش می‌یابد.

Kari و همکارانش در سال ۲۰۱۱ از آلیاژ حافظه‌دارشکلی نیتینول در مهاربندهای سازه استفاده کردند و اثر استفاده همزمان مهاربندهای SMA و مهاربندهای کمانش‌تاب را با جایگزینی مناسب در کاهش جابه‌جایی مانده و همچنین کاهش جابه‌جایی بیشینه نسبی طبقات بررسی کردند [۱۷]. Ghassemieh و همکارانش به بررسی اثر به کارگیری از آلیاژهای حافظه‌دارشکلی هوشمند با خصوصیت‌های رفتار ابرکشسان و رفتار حافظه‌دارشکلی برای به کارگیری در بهسازی سازه‌های بتنی به ویژه دیوارهای برشی بتنی پرداختند [۱۸]. نتایج به دست آمده نشان دهنده بهبود رفتار دیوارها و بازگرداندگی و کاهش تغییر مکان‌ها یا کرنش‌های پسماند آن‌ها در برابر پاسخ‌های لرزه‌ای مخصوصاً پس از زلزله بوده است [۱۸]. Ghassemieh و

می‌گیرند، انجام دادند. اهداف اصلی پروژه ایشان مطالعه رفتار SMAها در سیستم‌هایی که قرار است از خاصیت ابرکشسان و میرایی زیاد این مواد استفاده شود، بود و نیز پیشنهاد راهکارهایی برای طراحی و کاربرد دستگاه‌هایی که از ماده SMA استفاده نموده‌اند [۱۰-۱۲]. ایشان کاربرد همزمان حالت‌های مختلف مواد حافظه‌دارشکلی را به عنوان میراگرهای ویژه در سازه بررسی کردند. آن‌ها میراگرهای متفاوت بازگرداننده و مستهلک‌کننده ساخته شده از حالت‌های مختلف مواد حافظه‌دارشکلی را پیشنهاد کردند و به کمک نتایج آزمایشگاهی نشان دادند که با ترکیب آن‌ها می‌توان به رفتار مناسبی در برابر بارگذاری‌های لرزه‌ای دست [۱۱].



شکل ۱- تنش-کرنش دو آلیاژ حافظه‌دارشکلی پایه آهن و نیکل

Bruno و Valente با روش‌های تحلیلی و با استفاده از ایده



همکارانش تاثیر بکارگیری از آلیاژهای حافظه‌دارشکلی را در بهبود رفتار دیوارهای برشی تحت تحریکات لرزه‌ای تحقیق کردند. آن‌ها دو سامانه دیوار برشی ۵ طبقه را الگوسازی و زیر تحلیل تاریخچه زمانی مورد بررسی قرار دادند [۱۹]. نتایج نشان داد که به کارگیری از مصالح حافظه‌دارشکلی به جای فولاد کاهش قابل ملاحظه‌ای در جابجایی مانده خواهد داشت.

**Ghassemieh** و **Kari** مقاوم‌سازی قاب‌های خمشی آسیب دیده در اثر زلزله را با استفاده از مهاربندهای BRB و مهاربندهای SMA مورد مطالعه قرار دادند [۲۰]. ملاحظه شد که قاب‌هایی که آسیب فراوانی دیده‌اند، در صورتی که با مهاربندهای SMA مقاوم‌سازی شوند، عملکرد مطلوب‌تری نسبت به مقاوم‌سازی با مهاربندهای BRB خواهند داشت. **Mortazavi** و همکارانش به بررسی بهترین استفاده از هر دو فاز استینت و مارتزیت آلیاژهای حافظه‌دارشکلی در مهاربندهای سازه‌های فولادی پرداختند [۲۱]. **Alvandi** و **Ghassemieh** به بررسی عملکرد سازه مجهز به جداساز پایه در ترکیب با آلیاژ حافظه‌دارشکلی پرداختند [۲۲]. در این تحقیق که سیم‌های پیش کشیده آلیاژ حافظه‌دارشکلی برپایه آهن در یک آرایش خاص به کار گرفته شد، حساسیت سامانه به سختی المان، تاثیر پیش کشیدگی و درصد مشارکت المان SMA مورد ارزیابی قرار گرفت. نتایج به دست آمده نشان از تاثیر مثبت به کارگیری آلیاژ در جداسازی‌های پایه در راستای کاهش تغییر مکان‌های نسبی سازه داشت. **Gholampour** و **Ghassemieh** یک روش گام به گام جدید انتگرال زمانی برای مشکلات غیرخطی سازه‌های دارای اعضای حافظه‌دارشکلی پیشنهاد دادند [۲۳].

**Farmani** و **Ghassemieh** به ارزیابی رفتار سوپرلاستیک پیچ‌های SMA از جنس آلیاژ نیتینول و خاصیت بازگرداندگی پیچ‌ها در اتصالات ورق انتهایی گسترش‌یافته در نرم‌افزار آباکوس پرداختند [۲۴]. در هر مورد رفتار اتصال با پیچ‌های بلند با رفتار پیچ‌های فولادی پرمقاومت مقایسه شد و با انتخاب آرایش استفاده همزمان از پیچ فولادی و پیچ بلند SMA سعی شد اتصال طراحی گردد تا با کمترین میزان حجمی آلیاژ SMA بیشترین مقدار بازگرداندگی و اتلاف انرژی را داشته باشد. **Aryan** و **Ghassemieh** یک سیستم نوین متشکل از آلیاژهای حافظه‌شکلی برای بهسازی و همچنین طراحی پل‌ها، برای کاهش اثرات قائم و افقی پل‌ها پیشنهاد دادند [۲۵]. **Farmani** و **Ghassemieh** مطالعه عددی به روی اتصال تیر به ستون جدید تشکیل شده از SMA و نوارهای برشی پرداختند [۲۶]. از این مطالعه نتیجه گرفتند که اگر طراحی به درستی انجام پذیرد و به

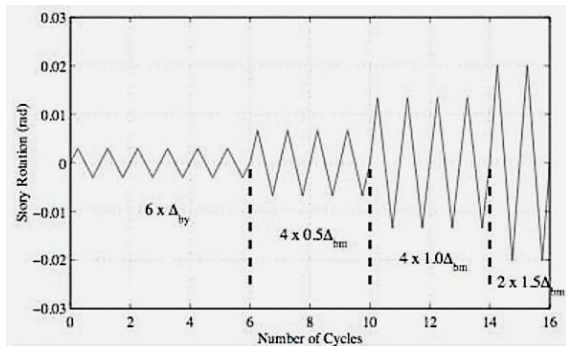
درستی اتصالات نصب شوند نه تنها ظرفیت استهلاک انرژی را افزایش می‌دهد؛ بلکه ظرفیت خمشی، سختی اولیه و مقاومت برشی را نیز بهبود می‌بخشد. **Ghassemieh** و همکارانش یک رویکرد جدید برای ایجاد تعادل در شکل‌پذیری در پل‌های نامنظم با استفاده از SMAها ارائه کردند [۲۷]. **Kari** و همکارانش، یک مهاربند جدید تشکیل شده از المان‌های BRB و آلیاژهای حافظه‌دارشکلی را پیشنهاد دادند [۲۸]. ایشان در این مقاله به بررسی استفاده از این مهاربند جدید در ۴ قاب متفاوت فولادی پرداختند و آن‌ها را تحت ۲۰ شتاب‌نگاشت زلزله مختلف تحلیل کردند و نتایج این قاب‌ها را با قاب مهاربندی شده BRB مقایسه کردند و به این نتیجه رسیدند که این سیستم مهاربندی جدید جابجایی کمتری در طبقات و همچنین جابجایی مانده کمتری نسبت به سازه BRB تجربه می‌کند. **Abouali** و همکارانش به مقایسه تیر بتنی مقاوم‌سازی شده به وسیله میله‌های SMA-Fe با تیر بتنی مقاوم‌سازی شده به کمک نوارهای کربنی تقویت شده با پلیمر پرداختند [۲۹]. در این پژوهش به کمک تحلیل سه بعدی با نرم‌افزار آباکوس دریافتند که شکل‌پذیری و جذب انرژی تیر مقاوم شده با آلیاژ حافظه‌شکلی بسیار بیشتر است. **Abbass** و همکارانش به بررسی تکنیک جدید استفاده از آلیاژهای حافظه‌دارشکلی در بهسازی لرزه‌ای ستون‌های پل پرداختند [۳۰]. ایشان دو ستون دایره و مستطیل را در نظر گرفتند و با تقسیم ستون به سه بخش حیاتی، آن را به وسیله میله‌های SMA و ورق‌های تقویت شده با فیبر پلیمر مقاوم‌سازی کردند. با استفاده از یک آنالیز در نرم‌افزار اپنسیس به این نتیجه رسیدند که قابلیت بازگرداندگی ستون نسبت به قبل افزایش قابل ملاحظه‌ای داشت.

**Dolatabadi** و همکارانش به بررسی روش جدیدی برای مدلسازی و تحلیل رفتار اعضای بتنی پیش‌تنیده و مقاوم‌سازی شده به وسیله آلیاژهای حافظه‌دارشکلی پایه آهن در لایه‌ای از بتن پاششی پرداختند [۳۱]. به طور کلی در این پژوهش سعی شده‌است که رفتار لرزه‌ای آلیاژهای حافظه‌دارشکلی بر پایه آهن را با آلیاژ حافظه‌دارشکلی نیتینول و مهاربندهای فولادی کماتش تاب به عنوان مهاربندهای متداول در سازه‌های فولادی مورد بررسی قرار دهیم و عملکرد آن‌ها را با یکدیگر مقایسه کنیم. پیش‌بینی می‌شود که مهاربندهای SMA-Fe عملکرد مطلوب‌تری نسبت به نیتینول داشته‌باشند.

## ۲- صحت‌سنجی

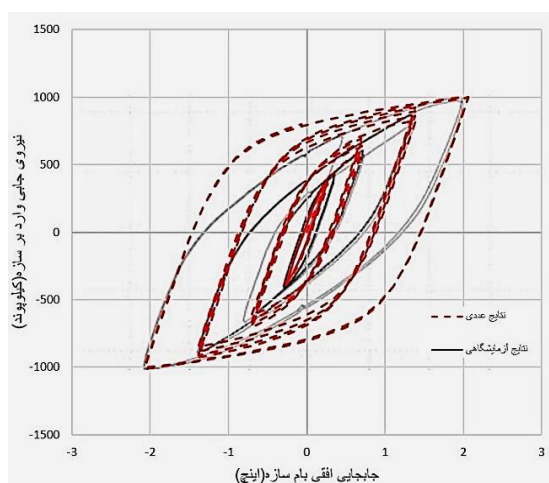
برای صحت‌سنجی قاب مهاربندی‌شده با استفاده از مهاربندهای

ستون‌ها نیز صلب در نظر گرفته شده‌است. در گره بالایی سازه یک الگوی بارگذاری تغییرمکانی به سازه وارد می‌شود و تحلیل استاتیکی تاریخچه زمانی انجام می‌دهیم. تاریخچه زمانی بارگذاری-تغییر مکانی در شکل (۳) نشان داده شده‌است.



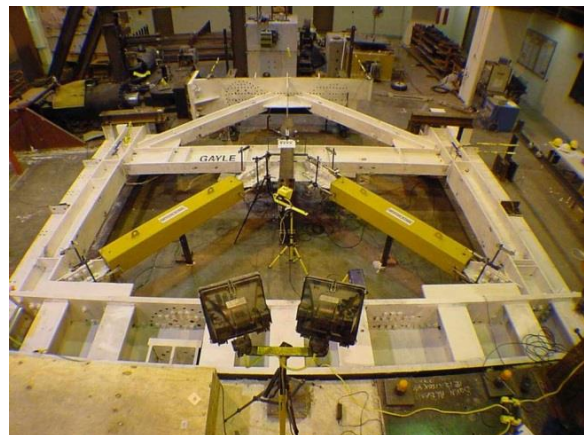
شکل ۳- پروتکل بارگذاری به صورت چرخه‌ای [۳۲]

مطابق با شکل (۴) نتایج که شامل نمودارهای هیستریزس سازه و مهاربند است با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شده‌است. جابجایی بیشینه مهاربند و نیروی متناظر آن در نمونه آزمایشگاهی به ترتیب ۱/۷ اینچ و ۵۷۰ هزارپوند می‌باشد که این نتایج در مدلسازی انجام شده به ترتیب ۱/۵۹ اینچ و ۵۴۲ هزارپوند است که با دقت بیشتر از ۹۰ درصد نتایج با یکدیگر مشابه هستند و همچنین نیروی جانبی بیشینه سازه و جابجایی متناظر آن در نمونه آزمایشگاهی به ترتیب ۹۹۲ هزارپوند و ۱/۹۸ اینچ گزارش شده‌است که این نتایج در نمونه مدلسازی شده به ترتیب ۱۰۰۳ هزارپوند و ۲/۰۶ اینچ به دست آمده‌است.



شکل ۴- مقایسه نیروی جانبی در مقابل جابجایی بام نمونه مدلسازی شده و نمونه آزمایشگاهی

BRB که توسط Mahin و همکارانش در دانشگاه برکلی در کالیفرنیا آزمایش شده‌است [۳۲] با استفاده از برنامه SeismoStruct مدل‌سازی شده‌است و نتایج بدست آمده از آن برنامه با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شده‌است [۳۲ و ۳۳]. تصویر سازه آزمایش شده در شکل (۲) نشان داده شده‌است. این سازه شامل یک قاب دو طبقه است که از مهاربندهای از نوع شورون یا هشتی برای مهارسازی آن در مقابل نیروی جانبی استفاده شده‌است. ارتفاع طبقه اول ۳/۳ متر، ارتفاع طبقه دوم ۲/۹ متر و عرض دهانه قاب ۶/۱ متر است. مهاربندهای طبقه اول از نوع المان‌های BRB و مهاربندهای طبقه دوم مهارهای معمولی فولادی هستند. مشخصات مادی و هندسی مدل آزمایش شده مجهز شده با مهاربندهای BRB در جدول (۲) ارائه شده‌است.



شکل ۲- برپایش آزمایش در آزمایشگاه دانشگاه کالیفرنیا [۲۴]

جدول ۲- مشخصات مقاطع مورد استفاده در نرم‌افزار

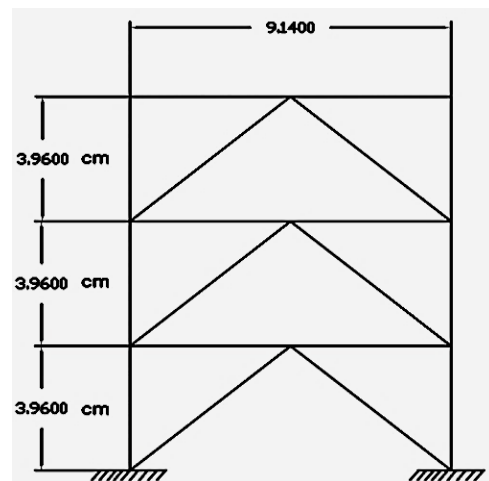
طبقه	ستون	تیر	سطح مقطع مهاربند (cm <sup>2</sup> )
۱	W14×176	W21×93	۴۰/۸۵
۲	W14×176	W21×93	W1۰×۱۱۲

مطابق با مقاله از فولاد ASTM-A992 Gr50 برای تیرها و ستون‌ها و مهاربندهای بارگذاری (طبقه دوم) استفاده شده‌است و همچنین برای مدلسازی مقاطع BRB در نرم‌افزار، فولاد با مقاومت تسلیم ۲۸۰ مگاپاسکال در نظر گرفته شده‌است. در برنامه برای مدلسازی المان‌های BRB از المان محوری خرپایی استفاده شده‌است و به نحوی مدلسازی انجام شده‌است که مهاربندهای BRB کماتش نکنند و رفتار مهاربندها مطابق با نتایج آزمایش باشد. اتصالات پای ستون‌ها گیردار و اتصالات تیرها و

### ۳- مدل سازی

در این پژوهش به بررسی و مقایسه یک مدل سه طبقه با مهاربندهای شورون یا هشتی می‌پردازیم. این سازه را با سه مهاربندی با نوع‌های متنوع مجهز می‌کنیم و نتایج آن‌ها را با یکدیگر مقایسه می‌کنیم. این سازه به ترتیب به مهاربندهای BRB، مهاربندهای SMA-NiTi و SMA-Fe مجهز شده‌است. این سه سازه تحت سه شتابنگاشت با بیشترین بزرگای شتاب ۰/۳g، ۰/۶g، ۰/۹g و ۱/۲g قرار گرفته‌شد و نتایج این سه سیستم مهاربندی را بررسی نموده و برای مقایسه با یکدیگر، معیارهای حداکثر جابجایی‌های مطلق طبقه بام در طول زلزله و حداکثر تغییر مکان مانده طبقه بام پس از زلزله مورد استفاده قرار گرفته‌شد.

سازه سه طبقه پیشنهاد شده توسط آقای Sabelli به عنوان سازه مینا برای بررسی و مقایسه عملکرد سه سیستم انتخاب گردید [۳]. با این فرض که در پلان تقارن داریم می‌توان تنها یک قاب دو بعدی از سازه را مورد تحلیل و بررسی قرار داد (شکل (۵)). از فولاد A572-Gr50 برای تیرها و ستون‌ها و از فولاد با مقاومت تسلیم ۲۴۸ MP برای مهاربندهای BRB استفاده شده‌است. ارتفاع هر طبقه ۳/۹۶ متر بوده و ابعاد دهانه‌های سازه ۹/۱۴ متر می‌باشد. طبقات دارای سقف کامپوزیت با ارتفاع قسمت فولادی ۷۶ میلیمتر و ۵۰ میلی‌متر پوشش بتنی می‌باشند. مشخصات هندسی مدل با مهاربندهای BRB در جدول (۳) ارائه شده‌است. پلان طبقات در شکل (۶) نمایش داده شده‌است.

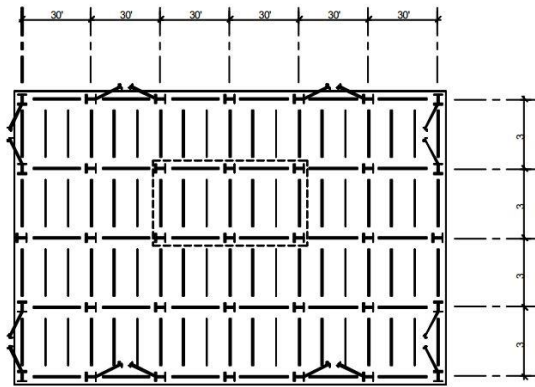


شکل ۵- تصویر و ابعاد سازه ۳ طبقه با مهاربند هشتی [۳]

مشخصات مادی و هندسی تیرها و ستون‌ها در هر سه مدل مهاربندی BRB و SMAها یکسان است. مهاربندهای SMA در

جدول ۳- مشخصات مقاطع استفاده در مدل‌سازی BRB

طبقه	ستون	تیر	مهاربند
۱	W12x96	W14x48	HSS 8x8x0/5
۲	W12x96	W14x48	HSS 6x6x0/5
۳	W12x96	W14x48	HSS 5x5x0/375



شکل ۶- پلان طبقه سازه ۳ طبقه [۳]

هر طبقه به نحوی انتخاب شدند که سختی محوری  $EA/L$  و ظرفیت محوری  $\sigma A$  یکسانی با مهاربندهای BRB داشته باشند. به طور مثال برای مهاربند طبقه ۲ که از مقطع HSS 6x6x0/5 است، محاسبات مربوط به سطح مقطع و طول مهاربند در سازه مجهز به SMA-Fe در زیر ارائه شده‌است.

$$A_{SMA} \cdot \sigma_{Ms} = A_{BRB} \cdot F_y; \quad (1)$$

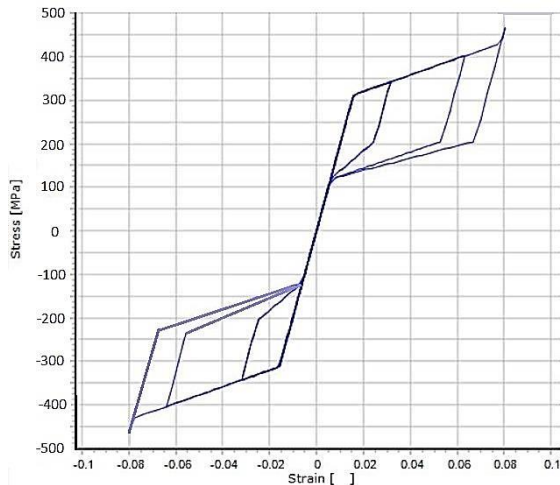
$$A_{SMA} = \frac{A_{BRB} \cdot F_y}{\sigma_{Ms}} = \frac{62.83 \times 248}{320} = 48.69 \text{ cm}^2$$

اگر این مساحت را به صورت سطح مقطع دایره‌ای در نظر بگیریم قطر این دایره را ۸ سانتیمتر در نظر می‌گیریم و در سازه اعمال می‌کنیم. همچنین طول این مهاربند را نیز به دست می‌آوریم.

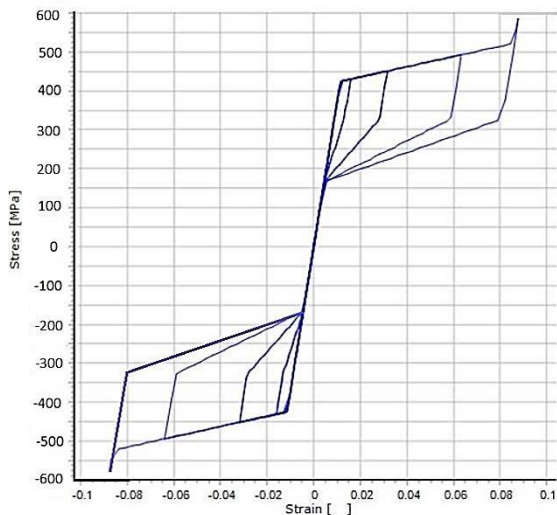
$$\frac{E_{SMA} A_{SMA}}{L_{SMA}} = \frac{E_{BRB} A_{BRB}}{L_{BRB}} \rightarrow L_{SMA} = \frac{E_{SMA} A_{SMA}}{\frac{E_{BRB} A_{BRB}}{L_{BRB}}} \quad (2)$$

$$\rightarrow L_{SMA} = \frac{9.8 \times 10^6 \times 50.3}{20 \times 10^6 \times 63/605} = 236.2 \text{ cm}$$

با توجه به نتیجه، طول میله‌های SMA را در نرم‌افزار ۲۳۵ سانتی‌متر در نظر می‌گیریم. لازم به ذکر است که اگر هدف مقایسه نباشد می‌توان از طول کمتری از میله‌های آلیاژهای حافظه‌دارشکلی استفاده کرد و می‌توان معیار برای انتخاب طول



شکل ۸- منحنی تنش-کرنش SMA-Fe در نرم‌افزار

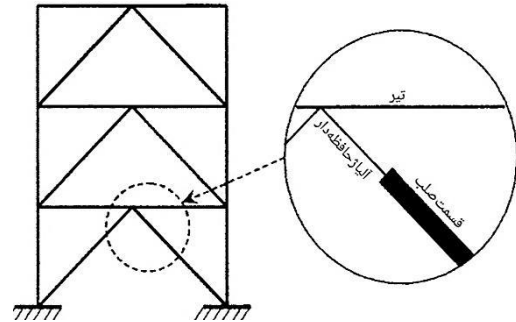


شکل ۹- منحنی تنش-کرنش SMA-NiTi در نرم‌افزار

سه تاریخچه زمانی زلزله ایمپریال ولی ضبط شده در الاسترو، زلزله نورتریج ضبط شده در بورلی هیلز و زلزله نورتریج ضبط شده در لاست‌کنی مقیاس شده به نحوی که حداکثر شتاب‌های آن‌ها ۰/۳g، ۰/۶g، ۰/۹g و ۱/۲g باشد، به منظور بدست آوردن تغییر مکان‌های باقی‌مانده طبقه سوم در پایان زلزله و همچنین حداکثر تغییر مکان‌های حداکثر طبقه سوم، بر روی سازه در نظر گرفته شده است. نمودار شتاب طیفی این سه شتابنگاشت در شکل (۱۰) ارائه شده است.

جرم لرزه‌ای معادل هر گره، برابر با یک چهارم جرم کل طبقه، محاسبه شده و بصورت متمرکز بر روی گره‌ها اعمال شد. علاوه بر جرم بتن طبقات، جرمی هم برای دیوارهای جداکننده و تاسیسات و کفسازی در نظر گرفته شد که در مجموع به هر

را فقط جابجایی مجاز طبقات در نظر بگیریم، که در این صورت جابجایی حداکثر و نسبی طبقات نیز کاهش چشمگیری خواهد داشت. محل قرارگیری مهاربندهای حافظه‌دارشکلی در شکل (۷) ارائه شده است و این مهاربندها به نحوی طراحی شده‌اند که همانند مهاربندهای کمانش‌تاب، کمانش ناپذیرند و در کشش و فشار نیز مانند مهاربندهای متداول عمل می‌کنند.



شکل ۷- جانمایی مهاربندهای حافظه‌دارشکلی در سازه

مشخصات هندسی آلیاژهای حافظه‌دار مورد استفاده در نرم‌افزار در جداول (۴) و (۵) ارائه شده است.

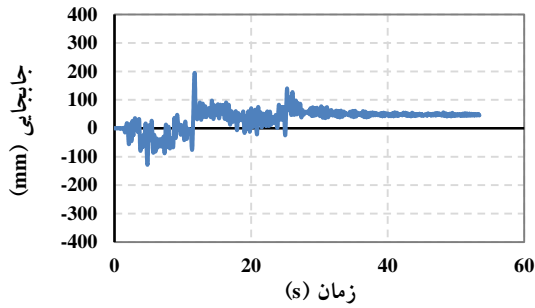
جدول ۴- مشخصات هندسی سازه مهاربندی شده با آلیاژ حافظه‌دارشکلی با پایه آهن

طبقه	ستون	تیر	قطر میله (cm)	طول میله (cm)
۱	W12×96	W14×48	9/4	235
۲	W12×96	W14×48	8/0	235
۳	W12×96	W14×48	6/4	235

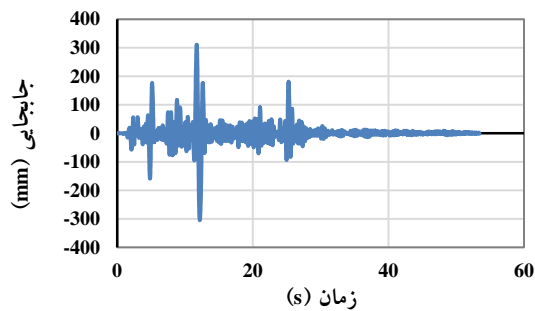
جدول ۵- مشخصات هندسی سازه مهاربندی شده با آلیاژ حافظه‌دارشکلی با پایه نیتینول

طبقه	ستون	تیر	قطر میله (cm)	طول میله (cm)
۱	W12×96	W14×48	8/2	120
۲	W12×96	W14×48	7/1	120
۳	W12×96	W14×48	5/6	120

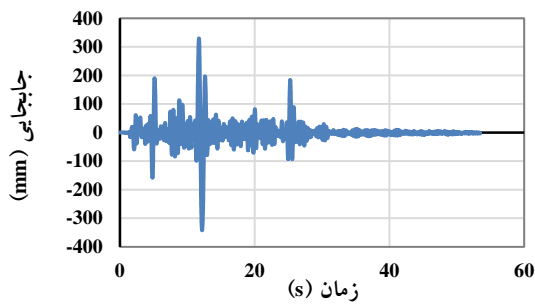
مشخصات مادی مهاربندهای SMA-Fe و SMA-NiTi طبق جدول (۲) استفاده شده است. نمودار تنش-کرنش مواد آلیاژ حافظه‌دارشکلی بر پایه آهن و نیتینول در شکل‌های (۸) و (۹) ارائه شده است.



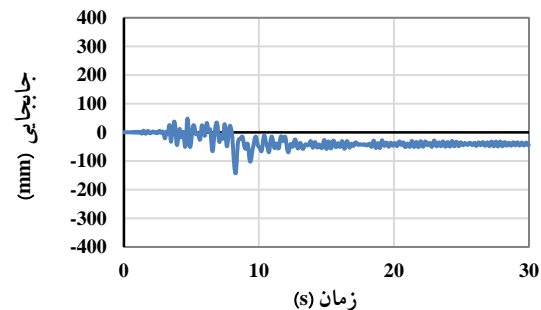
شکل ۱۱- جایجایی حداکثر بام سازه با مهاربندهای BRB برای زلزله شماره ۱ با PGA برابر با  $1/2g$



شکل ۱۲- جایجایی حداکثر بام سازه با مهاربندهای SMA-Fe برای زلزله شماره ۱ با PGA برابر با  $1/2g$

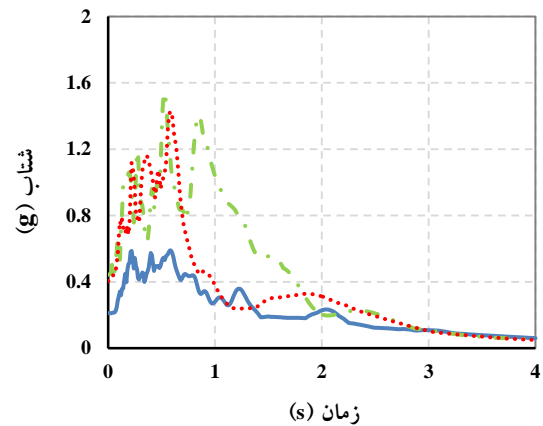


شکل ۱۳- جایجایی حداکثر بام سازه با مهاربندهای SMA-NiTi برای زلزله شماره ۱ با PGA برابر با  $1/2g$



شکل ۱۴- جایجایی حداکثر بام سازه با مهاربندهای BRB برای زلزله شماره ۲ با PGA برابر با  $1/2g$

ستون در هر طبقه بار لرزه‌ای متمرکز ۶۰ کیلونیوتنی وارد شد. از المان نیرومحور برای مدل کردن تیرها و ستون‌ها؛ و از المان خرابیایی که فقط نیروی محوری را در نظر می‌گیرد برای مهاربندها استفاده شده‌است. اتصال ستون‌ها به پی و اتصال تیرها به ستون‌ها بصورت صلب در نظر گرفته شده‌است. از تغییر شکل محوری تیرها صرف نظر شده و سقف طبقات در راستای عمود بر صفحه، صلب در نظر گرفته شده‌است.



زلزله ۱ (خط جامد آبی) - زلزله ۲ (خط چین سبز) - زلزله ۳ (خط چین قرمز)

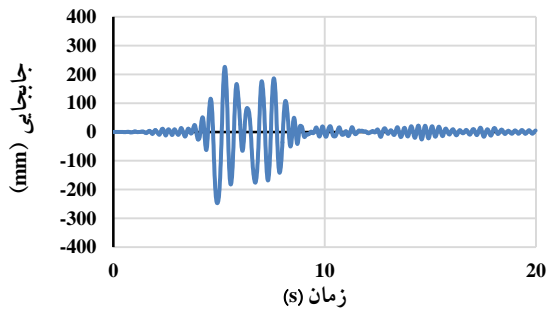
شکل ۱۰- شتاب طیفی سه شتاب‌نگاشت مورد استفاده

#### ۴- تحلیل مدل

با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی بر روی مدل‌های ساخته شده از مهاربندهای SMA و BRB، نمودارهای تاریخچه زمانی تغییر مکان‌های طبقه سوم (شکل‌های (۱۱) الی (۱۹))، برای زلزله شماره یک تا سه برای بزرگترین شتاب و  $1/2g$  نشان داده شده‌است. حداکثر تغییرمکانی که سازه تجربه کرده‌است و بیشینه جایجایی مانده بام سازه برای هر ۳ زلزله در جداول (۶) تا (۱۴) نشان داده شده‌است. در ادامه نیز نمودارهای مقایسه عملکرد ۳ مهاربند برای هر ۳ شتاب‌نگاشت برای ۴ بزرگای مختلف در شکل‌های (۲۰) تا (۲۵) به نمایش درآمده‌است.

در این تحقیق سازه مهاربندی شده به وسیله المان‌های کمانش‌تاب، سازه با مهاربندی آلیاژ حافظه‌دارشکلی بر پایه آهن و مهاربندی به وسیله آلیاژ حافظه‌دارشکلی نیتینول به ترتیب سازه شماره ۱، ۲ و ۳ نام‌گذاری شده‌اند.

مطابق با شکل‌های (۱۱) الی (۱۹) مشاهده می‌شود که برای شتاب‌نگاشت ۱ و ۳ جایجایی حداکثر سازه‌ی کمانش‌تاب کمتر از سازه‌های حافظه‌دار شکلی می‌باشد؛ اما این سازه جایجایی‌های مانده زیادی را بعد از اتمام زلزله تجربه می‌کند.



شکل ۱۹- جابجایی حداکثر بام سازه با مهاربندهای SMA-NiTi برای زلزله شماره ۳ با PGA برابر با ۱/۲g

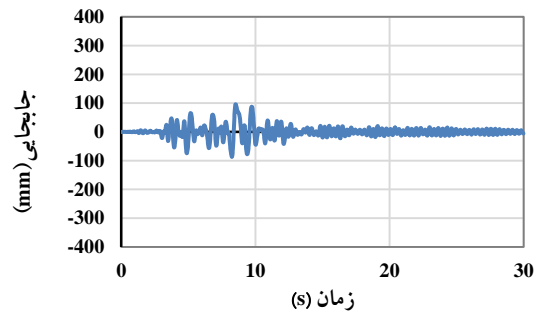
سازه حافظه‌دارشکلی بر پایه آهن تحت شتابنگاشت ۲ بسیار خوب عمل می‌کند و این آلیاژ برخلاف نیتینول وارد ناحیه سخت‌شوندگی نهایی نمی‌شود و به همین دلیل جابجایی‌های کمتری را در مقایسه با سازه‌های ۱ و ۳ تجربه می‌کند.

#### ۴-۱- تفسیر نتایج شتاب‌نگاشت یک

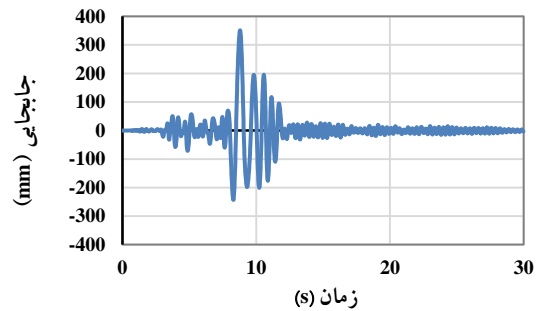
مطابق شکل (۲۰) و جداول (۶) تا (۸) مشاهده می‌شود که در شتاب‌های پایین‌تر از ۰/۸g هر ۳ سازه تقریباً مشابه یکدیگر عمل می‌کنند و جابجایی حداکثر زیادی را متحمل نمی‌شوند؛ ولی با افزایش شتاب مشاهده می‌شود که مسیر سازه ۱ از سازه ۲ و ۳ جدا می‌شود و سازه‌های مجهز به آلیاژ حافظه‌دارشکلی جابجایی‌های بیشتری را تجربه می‌کنند. لازم به ذکر است که از بین دو سازه حافظه‌دارشکلی، سازه شماره ۲ عملکرد بهتری دارد و مقادیر کمتری از جابجایی را تجربه می‌کند. همان‌طور که در شکل (۲۱) قابل مشاهده است جابجایی مانده سازه ۲ و ۳ بسیار کمتر از سازه ۱ است که همان‌گونه که در جداول (۶) تا (۸) نیز ذکر شده است میزان جابجایی مانده سازه ۲ و ۳ حدود صفر است، در صورتی که سازه ۱ در شتاب ۱/۲g حدود ۵ سانتی‌متر جابجایی بعد از اتمام زلزله را تجربه می‌کند.

جدول ۶- جابجایی حداکثر و جابجایی مانده سازه مجهز به مهاربندهای BRB در زلزله شماره ۱

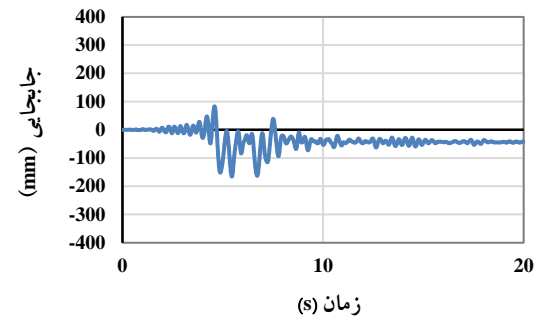
BRB		مهاربند
جابجایی مانده بام در پایان زلزله (mm)	حداکثر جابجایی بام (mm)	شتاب بر حسب (g)
۱/۸	۳۴/۴	۰/۳
۱۰/۰	۵۲/۳	۰/۶
۵/۰	۷۸/۰	۰/۹
۴۹/۰	۱۹۴/۸	۱/۲



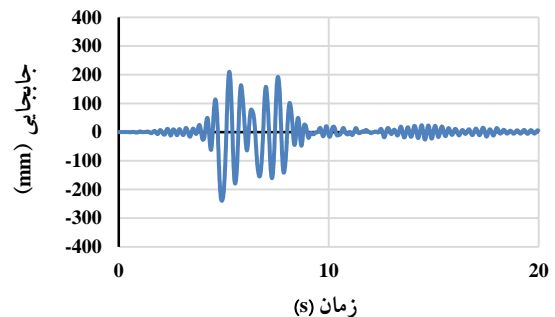
شکل ۱۵- جابجایی حداکثر بام سازه با مهاربندهای SMA-Fe برای زلزله شماره ۲ با PGA برابر با ۱/۲g



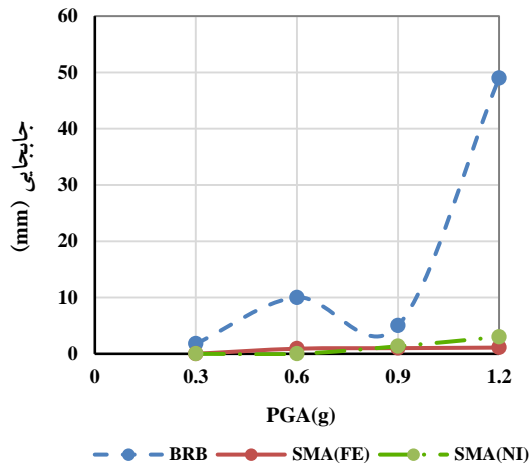
شکل ۱۶- جابجایی حداکثر بام سازه با مهاربندهای SMA-NiTi برای زلزله شماره ۲ با PGA برابر با ۱/۲g



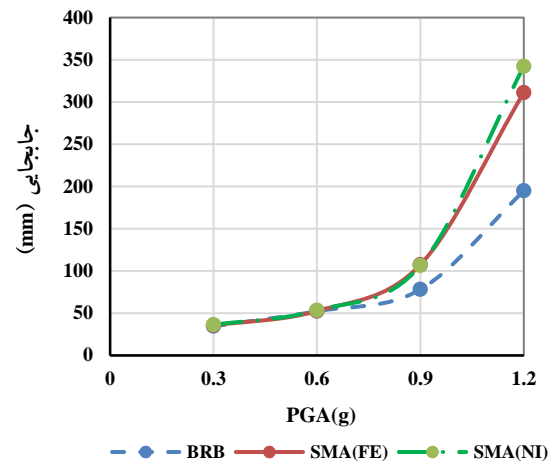
شکل ۱۷- جابجایی حداکثر بام سازه با مهاربندهای BRB برای زلزله شماره ۳ با PGA برابر با ۱/۲g



شکل ۱۸- جابجایی حداکثر بام سازه با مهاربندهای SMA-Fe برای زلزله شماره ۳ با PGA برابر با ۱/۲g



شکل ۲۱- مقایسه جابجایی مانده سیستم‌های سازه‌ای مختلف در برابر زلزله ۱



شکل ۲۰- مقایسه جابجایی حداکثر سیستم‌های سازه‌ای مختلف در برابر زلزله ۱

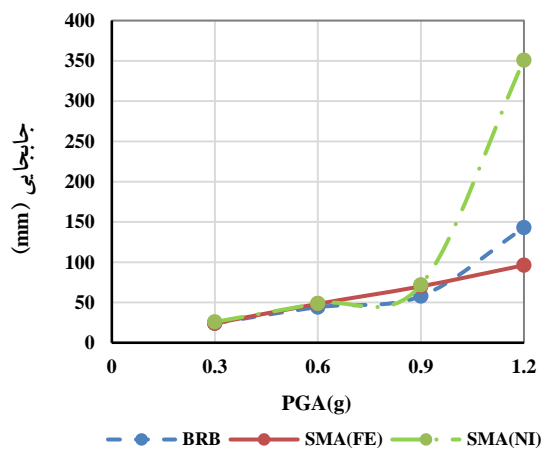
بیشتر از  $g$  جابجایی‌های کمتری را حتی نسبت به سازه کمانش‌تاب تجربه می‌کند. تفاوت سازه شماره ۲ و ۳ در این مورد است که در شتاب‌های بیشتر از  $0.9g$  سازه شماره ۳ از ناحیه برگشت‌پذیر آلیاژ نیتینول خارج می‌شود و به همین دلیل باعث جابجایی بیشتر این سازه می‌شود. همان‌طور که در جدول (۱۱) ذکر شده است این سازه برای شتاب‌های بیشتر از  $g$  جابجایی نسبی زیادی در حدود  $2/95\%$  را تجربه کرده است و عملاً غیرقابل سکونت است. همچنین طبق شکل (۲۳) مشاهده می‌شود تحت شتاب‌نگاشت ۲ جابجایی مانده سازه BRB بیشتر از دو سازه حافظه‌شکلی است. لازم به ذکر است که جابجایی مانده سازه حافظه‌دار شکلی پایه آهن و نیتینول تقریباً برابر با هم و حدود ۵ میلی‌متر است.

جدول ۷- جابجایی حداکثر و جابجایی مانده سازه مجهز به مهاربندهای SMA-Fe در زلزله شماره ۱

SMA Fe		مهاربند
جابجایی مانده بام در پایان زلزله (mm)	حداکثر جابجایی بام (mm)	شتاب بر حسب (g)
۰/۰	۳۵/۵	۰/۳
۰/۹	۵۲/۶	۰/۶
۱/۰	۱۰۷/۴	۰/۹
۱/۱	۳۱۱/۰	۱/۲

جدول ۸- جابجایی حداکثر و جابجایی مانده سازه مجهز به مهاربندهای SMA Ni-Ti در زلزله شماره ۱

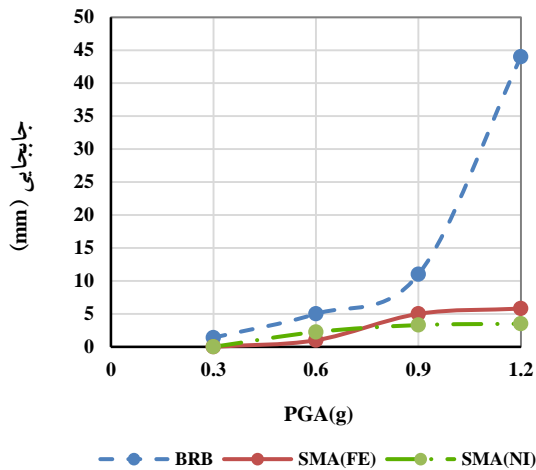
SMA Ni-Ti		مهاربند
جابجایی مانده بام در پایان زلزله (mm)	حداکثر جابجایی بام (mm)	شتاب بر حسب (g)
۰/۰	۳۶/۱	۰/۳
۰/۰	۵۳/۳	۰/۶
۱/۳	۱۰۶/۴	۰/۹
۳/۰	۳۴۲/۱	۱/۲



شکل ۲۲- مقایسه جابجایی حداکثر سیستم‌های سازه‌ای مختلف در برابر زلزله ۲

#### ۴-۲- تفسیر نتایج شتاب‌نگاشت دو

مطابق شکل (۲۲) و جداول (۹) تا (۱۱) در اثر اعمال شتاب‌نگاشت شماره ۲ مشاهده می‌شود که سازه شماره ۲ بسیار عالی عمل کرده است و در شتاب‌های کمتر از  $g$  پاسخ‌هایی مشابه به سازه دیگر تجربه می‌کند و در ادامه در شتاب‌های



شکل ۲۳- مقایسه جابجایی مانده سیستم‌های سازه‌های مختلف در برابر زلزله ۲

جابجایی‌شان در شتاب کمتر از ۰/۹g تقریباً نزدیک صفر است، و در شتاب ۱/۲g در حدود ۵ میلی‌متر است، در صورتی که سازه شماره ۱ حدود ۴/۵ سانتیمتر در شتاب ۱/۲g جابجایی مانده را تجربه کرده است.

جدول ۱۲- جابجایی حداکثر و جابجایی مانده سازه مجهز به مهاربندهای BRB در زلزله شماره ۳

BRB		مهاربند
جابجایی مانده بام در پایان زلزله (mm)	حداکثر جابجایی بام (mm)	شتاب بر حسب (g)
۱/۹	۳۶/۴	۰/۳
۲/۰	۵۱/۲	۰/۶
۲۱/۴	۹۹/۸	۰/۹
۴۴/۰	۱۶۵/۷	۱/۲

جدول ۱۳- جابجایی حداکثر و جابجایی مانده سازه مجهز به مهاربندهای SMA-Fe در زلزله شماره ۳

SMA-Fe		مهاربند
جابجایی مانده بام در پایان زلزله (mm)	حداکثر جابجایی بام (mm)	شتاب بر حسب (g)
۰/۰	۳۹/۰	۰/۳
۱/۷	۸۷/۱	۰/۶
۳/۹	۱۸۳/۳	۰/۹
۵/۵	۲۳۹/۶	۱/۲

جدول ۹- جابجایی حداکثر و جابجایی مانده سازه مجهز به مهاربندهای BRB در زلزله شماره ۲

BRB		مهاربند
جابجایی مانده بام در پایان زلزله (mm)	حداکثر جابجایی بام (mm)	شتاب بر حسب (g)
۱/۴	۲۴/۲	۰/۳
۵/۰	۴۴/۲	۰/۶
۱۱/۰	۵۷/۹	۰/۹
۴۴/۰	۱۴۲/۹	۱/۲

جدول ۱۰- جابجایی حداکثر و جابجایی مانده سازه مجهز به مهاربندهای SMA-Fe در زلزله شماره ۲

SMA-Fe		مهاربند
جابجایی مانده بام در پایان زلزله (mm)	حداکثر جابجایی بام (mm)	شتاب بر حسب (g)
۰/۰	۲۴/۲	۰/۳
۱/۰	۴۸/۴	۰/۶
۵/۰	۷۰/۱	۰/۹
۵/۸	۹۶/۳	۱/۲

جدول ۱۱- جابجایی حداکثر و جابجایی مانده سازه مجهز به مهاربندهای SMA-NiTi در زلزله شماره ۲

SMA-NiTi		مهاربند
جابجایی مانده بام در پایان زلزله (mm)	حداکثر جابجایی بام (mm)	شتاب بر حسب (g)
۰/۰	۲۵/۹	۰/۳
۲/۳	۴۸/۹	۰/۶
۳/۳	۷۱/۸	۰/۹
۳/۵	۳۵۰/۸	۱/۲

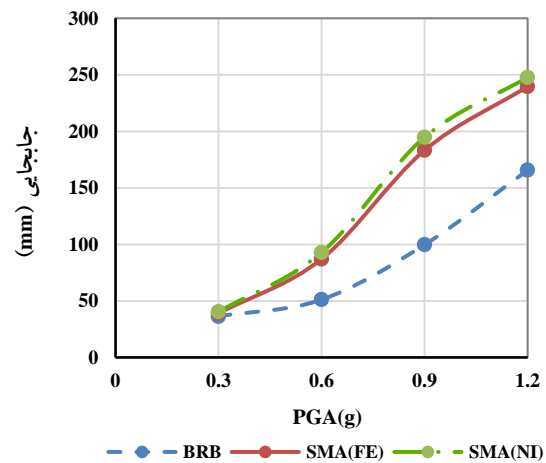
#### ۴-۳- تفسیر نتایج شتاب‌نگاشت سه

مطابق شکل (۲۴) و جداول (۱۲) تا (۱۴) در اثر اعمال شتاب‌نگاشت شماره ۳ نیز سازه شماره ۱ جابجایی‌های حداکثر کمتری را متحمل شده‌است و پاسخ‌های مطلوب‌تری دارد. سازه شماره ۲ نیز در مقایسه با سازه شماره ۳ عملکرد بهتری را تجربه کرده‌است اگرچه پاسخ‌ها به یکدیگر کاملاً نزدیک است. مطابق با شکل (۲۵)، همانند پاسخ‌های سازه‌های قبلی، سازه‌های شماره ۲ و ۳ در زمینه جابجایی مانده بسیار بهتر عمل کرده‌اند و مقدار

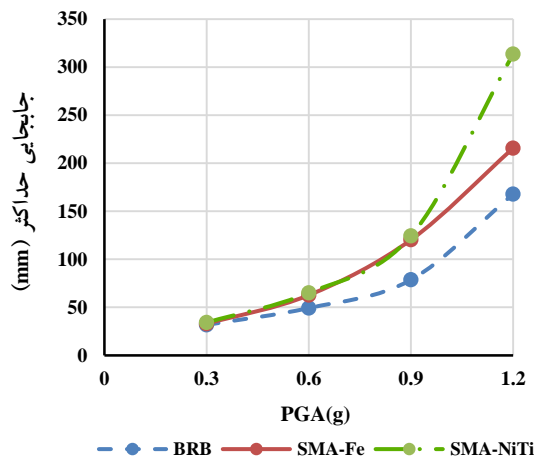
جدول ۱۴- جابجایی حداکثر و جابجایی مانده سازه مجهز به مهاربندهای SMA-NiTi در زلزله شماره ۳

SMA-NiTi		مهاربند
جابجایی مانده بام در پایان زلزله (mm)	حداکثر جابجایی بام (mm)	شتاب بر حسب (g)
۱/۹	۴۰/۴	۰/۳
۳/۵	۹۲/۹	۰/۶
۴/۰	۱۹۴/۸	۰/۹
۵/۱	۲۴۷/۷	۱/۲

مهاربندی‌های مختلف در اثر اعمال هر سه شتاب‌نگاشت با حداکثر شتاب  $0.3g$  پاسخ‌های مشابه می‌دهند و جابجایی حداکثر و جابجایی مانده تقریباً برابری را در تراز بام سازه ۳ طبقه متحمل می‌شوند. به دلیل اینکه حداکثر شتاب وارد شده به سازه در این مرحله کم است، و مهاربندهای مجهز به آلیاژ حافظه‌دارشکلی مطابق با سختی مهاربندهای کمانش‌تاب طراحی شده‌اند، سازه‌ها وارد مرحله غیرخطی نمی‌شوند و تمام اعضا خطی عمل می‌کنند. به همین سبب، هر ۳ سازه با مهاربندی کمانش‌تاب و آلیاژ حافظه‌دارشکلی پایه آهن و نیتینول مشابه هم عمل می‌کنند. هنگامی که به سازه‌ها شتاب  $0.6g$  وارد می‌شود نیز برای ۲ شتاب‌نگاشت یک و دو نتایج تقریباً مشابه است و اعضای سازه‌های همچنان در محدوده خطی قرار می‌گیرند، اگرچه سازه‌های مهاربندی شده مجهز به آلیاژ حافظه‌دارشکلی کمی وارد مرحله غیرخطی نیز می‌شوند. برای شتاب‌های بیشتر کاملاً مشخص است که رفتار ۳ سازه از هم فاصله می‌گیرند و سازه مجهز به مهاربندهای کمانش‌تاب جابجایی‌های حداکثر کمتری نسبت به ۲ سازه دیگر نشان می‌دهد ولی مطابق با شکل (۲۷) جابجایی مانده ۲ سازه مجهز به مهاربندهای آلیاژ حافظه‌دارشکلی بسیار کمتر از سازه کمانش‌تاب است و در حدود صفر است. در صورتی که سازه کمانش‌تاب حدود ۵ سانتی‌متر جابجایی مانده بعد از زلزله را تجربه می‌کند.

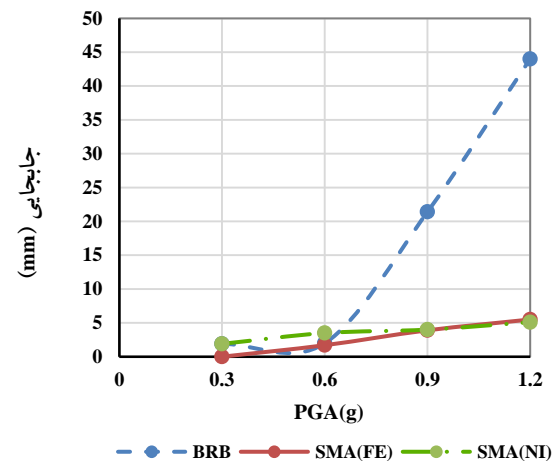


شکل ۲۴- مقایسه جابجایی حداکثر سیستم‌های سازه‌ای مختلف در برابر زلزله ۳



شکل ۲۶- میانگین جابجایی حداکثر سیستم‌های سازه‌ای مختلف

در این بین نکته حائز اهمیت تفاوت دو سازه با مهاربندهای آلیاژ حافظه‌دارشکلی با یکدیگر است که جابجایی حداکثر مهاربند آلیاژ حافظه‌دارشکلی بر پایه آهن کمتر از مهاربند مجهز به آلیاژ حافظه‌دارشکلی نیتینول است و همچنین مقدار جابجایی مانده بام هر ۲ سازه تحت میانگین هر ۳ شتاب‌نگاشت برای



شکل ۲۵- مقایسه جابجایی مانده سیستم‌های سازه‌ای مختلف در برابر زلزله ۳

۴-۴- تفسیر نتایج شتاب‌نگاشت میانگین همان‌طور که در شکل (۲۶) مشخص است، هر ۳ سازه با

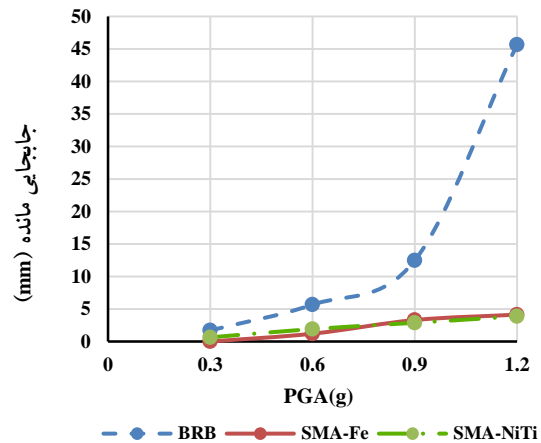
از آنجایی که مهاربند فشاری پس از کماتش به شدت سختی خود را از دست می‌دهد، اتلاف انرژی با مشکل مواجه شده و انرژی محدودی تلف می‌شود. علاوه بر آن، اختلاف نیروی عمودی بسیار بزرگی که در مهاربندهای ویژه هفتی ناشی از کماتش مهاربند فشاری در این سازه‌ها مشاهده می‌شود، با استفاده از سیستم کماتش‌تاب، این نیرو به حداقل رسیده و در نتیجه تیر دهانه مهاربندی دارای ابعاد بسیار کوچک‌تری خواهد بود.

هدف از انجام این پژوهش بررسی رفتار لرزه‌ای سازه مهاربندی فلزی متداول مجهز به آلیاژهای حافظه‌شکلی پایه آهن می‌باشد. در این پژوهش این کار از طریق مدل‌سازی سازه مهاربندی شده سه طبقه به وسیله مهاربندهای SMA-Fe, BRB و SMA-NiTi انجام گرفته‌شد؛ که در مرحله بعد سه شتابنگاشت با ۴ شدت PGA به هرکدام از سازه‌ها اعمال شد و بیشینه جابجایی و جابجایی ماندگار این سازه‌ها به دست آمد.

هر سه سازه با مهاربندی‌های مختلف در اثر اعمال شتاب‌نگاشت‌ها با حداکثر شتاب  $0.3g$  برای هر ۳ شتابنگاشت پاسخ‌های مشابه می‌دهند و جابجایی حداکثر و جابجایی مانده تقریباً برابری در تراز بام سازه ۳ طبقه دارند. به دلیل اینکه حداکثر شتاب وارده به سازه در این مرحله کم است، و مهاربندهای مجهز به آلیاژ حافظه‌دارشکلی مطابق با سختی مهاربندهای کماتش‌تاب طراحی شده‌است، سازه‌ها وارد مرحله غیرخطی نمی‌شوند و به صورت کامل، تمام اعضا خطی عمل می‌کنند که در نتیجه همان‌طور که ذکر شده هر ۳ سازه با مهاربندی کماتش‌تاب و آلیاژ شکلی پایه آهن و نیتینول مشابه هم عمل می‌کنند. هنگامی که به سازه‌ها شتاب  $0.6g$  وارد می‌شود نیز برای ۲ شتابنگاشت یک و دو نتایج تقریباً مشابه است و اعضای سازه‌ای همچنان در محدوده خطی قرار می‌گیرند اگرچه سازه‌های مه‌بندی شده مجهز به آلیاژ حافظه‌دارشکلی کمی وارد مرحله غیرخطی نیز می‌شوند؛ که از این موضوع می‌توان نتیجه گرفت استفاده از آلیاژهای حافظه‌دارشکلی به عنوان مهاربند در محل‌هایی که شدت زلزله پایین تخمین زده می‌شود، بدلیل گران بودن این مواد و اینکه رفتار آن‌ها در زلزله‌های ضعیف با رفتار سازه‌های دارای مهاربندهای BRB تقریباً یکسان است، توصیه نمی‌شود و استفاده از مهاربندهای BRB ارجحیت دارد.

برای شتاب‌های بیشتر کاملاً مشخص است که رفتار ۳ سازه از هم فاصله می‌گیرند و سازه مجهز به مهاربندهای کماتش‌تاب جابجایی‌های حداکثر کمتری نسبت به ۲ سازه دیگر دارد ولی جابجایی مانده ۲ سازه مجهز به مهاربندهای آلیاژ حافظه‌دارشکلی بسیار کمتر از سازه کماتش‌تاب است و در

شتاب‌های مختلف تقریباً برابر است که در شکل (۲۷) قابل مشاهده است و این موضوع نشان از عملکرد مطلوب آلیاژ حافظه‌دارشکلی پایه آهن به عنوان مهاربند نسبت به نیتینول می‌باشد.



شکل ۲۷- میانگین جابجایی مانده سیستم‌های سازه‌های مختلف

## ۵- نتیجه گیری

آلیاژهای حافظه‌دارشکلی به عنوان موادی هوشمند از قابلیت‌های منحصر بفردی مانند عمر مفید زیاد، مقاومت زیاد در برابر خستگی و خوردگی، عدم احتیاج به فرایندهای نگهداری، راحتی نصب و اجرا، عدم احتیاج به تعویض پس از زلزله، قابلیت تحمل کرنش‌های تا حد ۱۰ درصد بدون بر جای گذاشتن کرنش پسماند و قابلیت اتلاف انرژی زیاد برخوردارند. آلیاژهای حافظه‌دارشکلی دارای دو ویژگی منحصر به فرد سوپر الاستیسیته و حافظه‌شکلی می‌باشند. ویژگی سوپر الاستیسیته موجب بازگشت سازه به حالت اولیه و حذف کرنش‌های پسماند؛ و خاصیت حافظه‌شکلی باعث اتلاف انرژی زیاد در هنگام زلزله می‌شود. از میان انواع آلیاژهای حافظه‌دارشکلی، آلیاژ حافظه‌شکلی بر پایه آهن و نیتینول که ترکیبی از نیکل و تیتانیوم می‌باشد، در این پژوهش به عنوان مهاربند در نظر گرفته شدند.

مهاربندهای کماتش‌تاب به دلیل عدم کماتش، رفتار پایداری را در کشش و فشار داشته که این امر مانع از بروز کماتش‌های ترد و شکننده شده، و سازه رفتار پایداری خود نشان می‌دهد. استفاده دیگر این سیستم‌ها در قاب‌های هم‌گرای ویژه‌ای است که در آن‌ها مهاربندهای هفتی یا هشتی وظیفه اتلاف انرژی زلزله را بر عهده دارند. در این سیستم‌ها، اتلاف انرژی از طریق جاری شدن مهاربند کششی و کماتش پایدار مهاربند فشاری صورت می‌پذیرد. در مهاربندهای متداول فلزی

analysis of conventional and innovative seismic protection strategies", *Earthquake engineering & structural dynamics*, Vol. 31, pp. 1067-1092.

- [14] Motahari, S.A., Ghassemieh, M. and Abolmaali, S.A. (2007), "Implementation of shape memory alloy dampers for passive control of structures subjected to seismic excitations", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 63, pp. 1570-1579.
- [15] Sharabash, A.M. and Andrawes, B.O. (2009), "Application of shape memory alloy dampers in the seismic control of cable-stayed bridges", *Engineering Structures*, Vol. 31, pp. 607-616.
- [۱۶] فرزانه، م. (۱۳۸۹)، "ارزیابی اتصالات خمشی با ورق انتهایی دارای پیچ‌های حاوی آلیاژ حافظه دار"، کارشناسی ارشد سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تهران.
- [17] Kari, A., Ghassemieh, M. and Abolmaali, S.A. (2011), "A new dual bracing system for improving the seismic behavior of steel structures", *Smart Materials and Structures*, Vol. 20, pp. 125020.
- [18] Ghassemieh, M., Mostafazadeh, M. and Sadeh, M.S. (2012), "Seismic control of concrete shear wall using shape memory alloys", *Journal of Intelligent Material Systems and Structures*, Vol. 23, pp. 535-543.
- [19] Ghassemieh, M., Bahaari, M.R., Ghodrati, S.M. and Nojumi, S.A. (2012), "Improvement of concrete shear wall structures by smart materials", *Open Journal of Civil Engineering*, Vol. 2, pp. 87.
- [20] Ghassemieh, M. and Kari, A. (2013), "Application of shape memory alloys in seismic control of steel structures", *Advances in Materials Science and Applications*, Vol. 2, pp. 66-72.
- [21] Mortazavi, S.M.R., Ghassemieh, M. and Motahari, S.A. (2013), "Seismic control of steel structures with shape memory alloys", *International Journal of Automation and Control Engineering*, Vol. 2, pp. 28-34.
- [22] Alvandi, S. and Ghassemieh, M. (2014), "Seismic evaluation of base isolated system equipped with Shape memory alloys", In *Advanced Materials Research*, Trans Tech Publications Ltd., Vol. 831, pp. 110-114.
- [23] Gholampour, A.A., Ghassemieh, M. and Kiani, J. (2014), "State of the art in nonlinear dynamic analysis of smart structures with SMA members", *International Journal of Engineering Science*, Vol. 75, pp. 108-117.
- [24] Farmani, M.A. and Ghassemieh, M. (2016), "Shape memory alloy-based moment connections with superior self-centering properties", *Smart Materials and Structures*, Vol. 25, pp. 075028.
- [25] Aryan, H. and Ghassemieh, M. (2017), "A superelastic protective technique for mitigating the effects of vertical and horizontal seismic excitations on highway bridges", *Journal of Intelligent Material Systems and Structures*, Vol. 28, pp. 1533-1552.
- [26] Farmani, M.A. and Ghassemieh, M. (2017), "Steel beam-to-column connections equipped with SMA tendons and energy dissipating devices including shear tabs or web hourglass pins", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 135, pp. 30-48.
- [27] Ghassemieh, D., Ghodrati, S.M., Khanmohammadi, M. and Baei, M. (2018), "A superelastic retrofitting method for mitigating the effects of seismic excitations on irregular bridges", *Civil Engineering Infrastructures Journal*, Vol. 51, pp. 147-168.
- [28] Kari, A., Ghassemieh, M. and Badarloo, B. (2019), "Development and design of a new self-centering energy-dissipative brace for steel structures", *Journal of Intelligent Material Systems and Structures*, Vol. 30, pp. 924-938.

حدود صفر است. در صورتی که سازه کماتش‌تاب حدود ۵ سانتیمتر جابجایی مانده بعد از زلزله را تجربه می‌کند؛ که به همین دلیل می‌توان برداشت کرد که در محل‌هایی که شدت زلزله زیاد تخمین زده می‌شود، استفاده از مهاربندهای از جنس SMA نسبت به مهاربندهای BRB در اولویت است. همچنین کاملاً مشخص است که سازه با مهاربندی SMA-Fe عملکرد بهتری نسبت به نیتینول در هر دو زمینه جابجایی حداکثر و جابجایی ماندگار نشان می‌دهد.

## ۶- مراجع

- [1] Wakabayashi, M., Nakamura, T., Kashibara, A., Morizono, T. and H. Yokoyama (1973), "Experimental study of elastoplastic properties of precast concrete wall panels with built-in insulating braces", In *Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan*, Vol. 104121044, pp. 12-20.
- [2] Clark, P., Kasai, K., Aiken, I., Kimura, I., Kasai, K. and Aiken, I. (2000), "Evaluation of design methodologies for structures incorporating steel unbonded braces for energy dissipation", In *Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering*, pp. 2240.
- [3] Sabelli, R. (2001), "Research on improving the design and analysis of earthquake-resistant steel-braced frames", Oakland, CA, USA: EERI.
- [4] Merritt, S., Uang, C.-M. and Benzoni, G. (2003), "Subassembly testing of corebrace buckling-restrained braces", Final report to CoreBrace, LLC, Department of Structural Engineering, University of California, San Diego.
- [5] Sato, A., Chishima, E., Soma, K. and Mori, T. (1982), "Shape memory effect in  $\gamma \rightleftharpoons \epsilon$  transformation in Fe-30Mn-1Si alloy single crystals", *Acta Metallurgica*, Vol. 30, pp. 1177-1183.
- [6] Cladera, A., Weber, B., Leinenbach, C., Czaderski, C., Shahverdi, M. and Motavalli, M. (2014), "Iron-based shape memory alloys for civil engineering structures: An overview", *Construction and building materials*, Vol. 63, pp. 281-293.
- [7] Tanaka, Y., Kainuma, R., Omori, T. and Ishida, K. (2015), "Alloy design for Fe-Ni-Co-Al-based superelastic alloys", *Materials Today: Proceedings*, Vol. 2, pp. S485-S492.
- [8] Omori, T., Ando, K., Okano, M., Xu, X., Tanaka, Y., Ohnuma, I., Kainuma, R. and Ishida, K. (2011), "Superelastic effect in polycrystalline ferrous alloys", *Science*, Vol. 333, pp. 68-71.
- [9] Chowdhury, M.A., Rahmzadeh, A., Moradi, S. and Alam, M.S. (2019), "Feasibility of using reduced length superelastic shape memory alloy strands in post-tensioned steel beam-column connections", *Journal of Intelligent Material Systems and Structures*, Vol. 30, pp. 283-307.
- [10] Dolce, M. and Cardone, D. (2001), "Mechanical behaviour of shape memory alloys for seismic applications 2. Austenite NiTi wires subjected to tension", *International journal of mechanical sciences*, Vol. 43, pp. 2657-2677.
- [11] Dolce, M. and Marnetto, R. (2000), "Passive seismic devices based on shape memory alloys", In *12th World Conference on Earthquake Engineering*, pp. 1-8.
- [12] Valente, C., Cardone, D., Dolce, M. and Pozzo, F.C. (2000), "MANSIDE: Shaking table tests of R/C frames with various passive control systems", In *Proc. 12th World Conference on Earthquake Engineering*.
- [13] Bruno, S. and Valente, C. (2002), "Comparative response

- [29] Abouali, S., Shahverdi, M., Ghassemieh, M. and Motavalli, M. (2019), "Nonlinear simulation of reinforced concrete beams retrofitted by near-surface mounted iron-based shape memory alloys", *Engineering Structures*, Vol. 187, pp. 133-148.
- [30] Abbass, A., Attarnejad, R. and Ghassemieh, M. (2020), "Seismic assessment of RC bridge columns retrofitted with near-surface mounted shape memory alloy technique", *Materials*, Vol. 13, pp. 1701.
- [31] Dolatabadi, N., Shahverdi, M., Ghassemieh, M. and Motavalli, M. (2020), "RC Structures strengthened by an iron-based shape memory alloy embedded in a shotcrete layer-Nonlinear finite element modeling", *Materials*, Vol. 13, pp. 5504.
- [32] Mahin, S., Uriz, P., Aiken, I., Field, C. and Ko, E. (2004), "Seismic performance of buckling restrained braced frame systems", In 13<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering.
- [33] SeismoSoft, (2018), "SeismoStruct-a computer program for static and dynamic non-linear analysis of framed structures".



## تعیین نقطه‌های حدی سازه‌ها با روش رهایی پویا

حسین استیری<sup>۱\*</sup>، امیر باغبان<sup>۲</sup>

۱- استادیار، مهندسی عمران، مجتمع آموزش عالی گناباد، گناباد

۲- استادیار، مهندسی عمران، مجتمع آموزش عالی گناباد، گناباد

\*گناباد، صندوق پستی ۹۶۹۱۹۵۷۶۷۸، [h.estiri@gonabad.ac.ir](mailto:h.estiri@gonabad.ac.ir)

### چکیده

با افزایش قدرت پردازش رایانه‌ها، راهکارهای حل عددی و تقریبی سازه‌ها گسترش یافت. رهایی پویا یکی از این روش‌ها است. این شیوه، فن صریح حل دستگاه معادله‌های هم‌زمان می‌باشد. در این راه‌حل، مسأله‌ی سازه‌ی ایستا را به فضای پویا انتقال می‌دهند. جرم و میرایی ساختگی را در روش رهایی پویا به سامانه‌ی معادله‌های سازه‌ی ایستا می‌افزایند تا یک دستگاه پویای ساختگی به دست آید. آگاهی از چگونگی رفتار سازه‌ها، به مسیر ایستایی آن‌ها در فضای نیرو-تغییر مکان وابسته است. این مسیر، نقطه‌های بحرانی و کمانشی را در سازه‌های با رفتار ناخطی مشخص می‌کند. برای برآورد نقاط بحرانی سازه‌ها با فرایند رهایی پویا، از ضریب بار متغیر بهره‌جویی می‌شود. در این مقاله، با کمینه کردن هم‌زمان کار خارجی و انرژی جنبشی، راه‌کار نوینی برای یافتن عامل بار پیشنهاد خواهد شد. رابطه‌ی نویسندگان برای نمو ضریب بار، فقط به عامل‌های ساختگی فن رهایی پویا وابسته می‌باشد. برای نشان‌دادن شایستگی روش جدید، چندین سازه، مانند خراباها، قاب‌ها و پوسته‌ها تحلیل ناخطی هندسی می‌شوند. پاسخ‌های عددی، کارایی مناسب راه‌کار پیشنهادی را برای محاسبه‌ی نقاط بحرانی مسیر ایستایی سازه‌ها نشان می‌دهند.

### واژگان کلیدی

رهايي پویا، مسیر ایستایی، کار خارجی، انرژی جنبشی، نقطه‌های حدی

## Finding limit points by dynamic relaxation method

H. Estiri, A. Baghban

### Abstract

The numerical structural analysis schemes are extensively developed by progress of modern computer processing power. One of these approximate approaches is called Dynamic Relaxation (DR) method. This technique explicitly solves the simultaneous system of equations. For analyzing the static structures, the DR strategy transfers the governing equations to the dynamic space. By adding the fictitious damping and mass to the static equilibrium equations, the corresponding artificial dynamic system is achieved. The static equilibrium path is required in order to investigate the structural stability behavior. This path shows the relationship between the loads and the displacements. In this way, the critical points and buckling loads of the nonlinear structures can be obtained. The corresponding load to the first limit point is known as buckling limit load. For estimating the buckling load, the variable load factor is used in the DR process. A new procedure for finding the load factor is presented by minimizing external work and kinetic energy, simultaneously. The proposed formula only requires the fictitious parameters of the DR scheme. To prove the efficiency and robustness of the suggested algorithm, various geometric nonlinear analyses are performed. Several trusses, frames and shells structures with nonlinear geometrically behavior is analyzed. The obtained results demonstrate that the new method can successfully estimate the buckling limit load of structures.

### Keywords

Dynamic relaxation, Equilibrium path, External work, Kinetic energy, Limit points

پایداری یک سازه می‌تواند با برآورد نیروی بحرانی آن تحلیل شود. به‌طور معمول، برای یافتن بار بحرانی، به حل مسأله‌ی مقادیرهای ویژه می‌پردازند [۱]. در این‌گونه تحلیل، نیروها به گونه‌ای به‌دست می‌آیند که ماتریس سختی سازه ویژه شود. به سخن دیگر، دترمینان آن صفر گردد. خاطر نشان می‌کند، این شیوه برای سازه‌های بزرگ بسیار زمان‌بر است و مناسب نمی‌باشد [۲]. روش دیگر، بهره‌جویی از مسیر ایستایی سازه‌ها است. در این فن و در بیش‌تر موردها، بیشینه نیرو پیش از نخستین نقطه‌های حدی بار و تغییر مکان، نیروی کمانشی شناخته می‌شود [۳-۶]. سه گونه منحنی نیرو- جابه‌جایی برای پاسخ سازه‌ها وجود دارد. در یکی از آن‌ها هیچ کمانشی روی نمی‌دهد. در گونه‌ی دیگری از آن‌ها، نقطه‌ی کمانش حدی قرار دارد. با وجود این، نقطه‌ی چند شاخگی در آن نیست. در گونه‌ی آخر، کمانش نقطه‌ی حدی و کمانش چند شاخگی وجود دارند. در این حالت، کمانش نقطه‌ی حدی می‌تواند پیش یا پس از کمانش چند شاخگی باشد [۴]. نقطه‌های چند شاخگی بیش‌تر در سازه‌های با نقص اولیه روی می‌دهند [۶].

روش‌های تکراری به دو دسته‌ی صریح و ضمنی تقسیم می‌شوند. اگر از نیروی داخلی برای رسیدن به پاسخ استفاده کنند، راه‌کار صریح است. بنابراین، همه‌ی کارهای ریاضی این فن برداری هستند. سادگی و کارایی زیاد، مهم‌ترین ویژگی‌های این راه حل‌ها می‌باشند. از سوی دیگر، شیوه‌های ضمنی، بر پایه‌ی ماتریس سختی رابطه‌سازی می‌گردند. به‌دلیل بهره‌جستن از عملگرهای ماتریسی، محاسبه‌های راه‌کارهای ضمنی پیچیده و زمان‌بر هستند. برای نمونه، نقطه‌های حدی بار و تغییر مکان، که در آن‌ها ماتریس سختی صفر و یا تعریف نشده‌اند، سبب بروز مشکل در این فرآیندها می‌گردد. باید دانست، نرخ همگرایی شیوه‌های ضمنی بیشتر از روش‌های صریح است [۷].

پژوهشگران، فن‌های گوناگونی برای تحلیل ناخطی و پیمایش مسیر ایستایی سازه‌ها پیشنهاد کرده‌اند. کرنک و همدال برای تحلیل ناخطی سازه‌ها، روش‌های تعاملی را با راه‌حل‌های شبه نیوتنی به‌کار بردند [۸]. Rezaiee-Pajand و Boroshaki از راه‌کار طول قوس متغیر برای حل ناخطی رفتار سازه‌ها بهره‌جسته‌اند [۹]. Kim و Kim با شبکه‌های عصبی و فن نیوتن-رافسون به تحلیل ناخطی سازه‌ها پرداختند [۱۰]. Toklu بر پایه‌ی فرآیند بهینه‌سازی و بهره‌جویی از کمینه ساختن انرژی پتانسیل کل سازه، تحلیل ناخطی خرپاها را انجام داد [۱۱]. Ligarò و Valvo با کمینه کردن انرژی پتانسیل کل، رابطه‌ی تحلیلی برای

رفتار ناخطی خرپای هرمی منظم نوشتند [۱۲]. Saffari و Mansouri راه‌کار دو نقطه‌ای را برای حل معادله‌های ناخطی حاکم بر رفتار سازه‌ها پیشنهاد کردند [۱۳]. این فن که با شیوه‌ی نیوتن-رافسون مقایسه شده است، نمی‌تواند از نقطه‌های حدی بار گذر کند.

اثرهای علمی چاپ شده نشان می‌دهند که هنوز هم پژوهشگران به روش مناسبی دست نیافتند که بتواند هرگونه خم ایستایی را پیماید. به سخن دیگر، تواناترین شیوه‌های تحلیل ناخطی سازه‌ها در پاره‌ای از حالت‌ها شکست می‌خورند و دخالت تحلیل‌گر در پیشبرد کار لازم است. یکی از روش‌های تحلیل ناخطی سازه‌ها، رهایی پویا است. این شیوه در دسته‌ی فرآیندهای صریح جای دارد. هدف این مقاله، یافتن رابطه‌ای در شیوه رهایی پویا می‌باشد که توانایی پیمایش مسیر ایستایی و تعیین نقاط بحرانی را دارد. در این مقاله، با کمینه کردن هم‌زمان کار خارجی و انرژی جنبشی، رابطه‌ی نوینی برای عامل بار پیشنهاد می‌گردد. نخست، پایه‌های روش رهایی پویا و رابطه‌های آن می‌آیند. سپس، به راه‌کارهای پیشینان برای پیمایش مسیر ایستایی پرداخته می‌شود. در ادامه، شیوه‌ی نوینی برای به دست آوردن عامل بار رابطه‌سازی می‌گردد. این کار با بهره‌جویی هم‌زمان کار خارجی و انرژی جنبشی انجام می‌پذیرد. برای رسیدن به این هدف، مجموع دو عامل فوق، بر اساس پارامترهای شیوه‌ی رهایی پویا نوشته می‌شود. با کمینه کردن این مجموع، رابطه‌ی جدیدی برای ضریب بار به دست می‌آید. ضریب بار پیشنهادی فقط به عامل‌های ساختگی رابطه‌سازی‌های رهایی پویا وابسته می‌باشد. از این عامل بار برای پیمایش مسیر ایستایی و تعیین نقاط حدی بهره‌جویی می‌شود. سرانجام، با حل نمونه‌های عددی و استفاده از سه گونه معیار، توانایی راه‌حل پیشنهادی با دیگر شیوه‌های پژوهشگران مقایسه می‌شود.

## ۲- روش رهایی پویا

با بهره‌جویی از تفاوت‌های محدود مرکزی، رابطه‌های پایه‌ای رهایی پویا به‌دست می‌آیند. برابری‌های زیر آن‌ها را نشان می‌دهند [۱۴].

$$\dot{X}_i^{n+\frac{1}{2}} = \frac{2m_{ii}^n - C_{ii}^n t^n}{2m_{ii}^n + C_{ii}^n t^n} \dot{X}_i^{n+\frac{1}{2}} + \frac{2t^n}{2m_{ii}^n + C_{ii}^n t^n} (p_i^n - f_i^n), \quad i = 1, 2, \dots, ndof \quad (1)$$

$$X_i^{n+1} = X_i^n + \delta X_i^n = \quad (2)$$

$$X_i^n + t^{n+1} \dot{X}_i^{n+\frac{1}{2}}, \quad i = 1, 2, \dots, ndof$$



این‌ها، روش نوینی برای حساب کردن میرایی ساختگی را رضایی پزند و همکاران به چاپ رسانیدند [۲۲]. برای رسیدن به این هدف، می‌توان از کمینه نمودن خطا بین دو گام پیاپی و استفاده از فرآیند تکراری بهره جست. با وارد کردن مقدار صفر برای میرایی و یافتن نسبت گام زمانی آن، Rezaiee-Pajand و Sarafrazi روش دیگری را رابطه سازی کردند [۲۳]. آن‌ها به تحلیل دینامیکی ناخطی سازه‌ها نیز پرداخته‌اند. افزون بر این‌ها، بر پایه‌ی انرژی نامیزان، روش جدیدی به دست آمد [۲۴]. Rezaiee-Pajand و همکارانش، کارایی دوازده روش رهایی پویا را برای تحلیل اجزای محدودی سازه‌های قابی و خرابایی بررسی کردند [۲۵]. Rezaiee-Pajand و Rezaee گام زمانی نوینی برای رهایی پویای جنبشی برپا نهادند [۲۶]. Alamatian رابطه‌ی جدیدی برای برآورد جرم ساختگی در رهایی پویای جنبشی پیشنهاد کرد [۲۷]. Namadchi و Alamatian، رهایی پویا را برای تحلیل دینامیکی سازه‌ها به کار گرفتند [۲۸]. Rezaiee-Pajand و همکارانش، در یک مقاله‌ی مروری، رابطه‌سازی‌های گوناگون شیوه‌ی رهایی پویا را بررسی کردند [۲۹]. ایشان، در مقاله‌ی مروری دیگری، کاربردهای این راه‌حل را در تحلیل سازه‌هایی مانند صفحه‌های خمشی، کابل‌ها، ساختارهای پارچه‌ای و غیره نوشتند [۳۰]. Jung و همکارانش برپایه‌ی میرایی جنبشی پیوسته، گام زمانی دیگری برآورد نمودند [۳۱]. Sarafrazi و Labafi، میرایی متمرکز را در روش رهایی پویای جنبشی به کار بردند [۳۲]. Zardi و Alamatian، براساس نگره‌ی گرشگورین انتقال یافته، رابطه‌ای برای جرم پیشنهاد کردند [۳۳]. Abbasi و همکارانش، برپایه‌ی درون‌یابی لاگرانژی، روش رهایی پویا را بهبود دادند [۳۴]. در ادامه، رابطه‌های یافتن عامل‌های ناشناخته‌ی جرم و میرایی می‌آید.

یکی از رابطه‌های پرکاربرد در یافتن ماتریس جرم، شیوه‌ی Underwood می‌باشد [۱۴]. وی برابری (۳) را پیشنهاد کرد. ایشان مقدار گام زمانی را برابر با ۱/۱ پنداشت.

$$m_{ii} = \frac{(t^n)^2}{4} \sum_{j=1}^{ndof} |S_{ij}| \quad (3)$$

این رابطه آشکار می‌کند که مقدار جرم ساختگی هر گره در هر تکرار، با استفاده از حاصل جمع ردیفی قدر مطلق درایه‌های ماتریس سختی به دست می‌آید. با کمینه کردن خطای تغییر مکان در دو تکرار پیاپی و استفاده از نگره‌ی گرشگورین، درایه‌های جرم ساختگی به صورت رابطه‌ی (۴) به دست می‌آیند [۲۱]:

$$m_{ii} = \max \left[ \frac{(t^n)^2}{2} S_{ii}, \frac{(t^n)^2}{4} \sum_{j=1}^{ndof} |S_{ij}| \right] \quad (4)$$

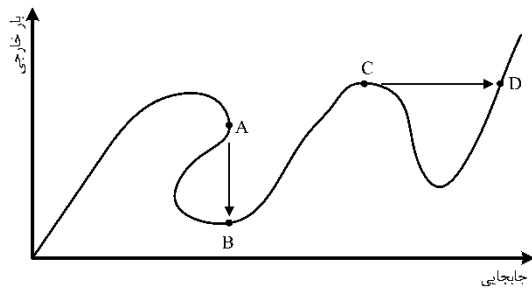
نمادهای  $f_i^n$ ،  $t^n$  و  $C_{ii}^n$ ،  $m_{ii}^n$  به ترتیب، درایه‌ی قطری تلم از ماتریس‌های جرم و میرایی ساختگی، گام زمانی مجازی و درایه تلم از بردار نیروی داخلی در تکرار  $m$  رهایی پویا می‌باشند. بارخارجی دستگاه ایستا و شمار درجه‌های آزادی سامانه، به ترتیب، با  $p_i^n$  و  $ndof$  نمایش داده شده‌اند. افزون بر این، بردارهای  $\delta X$ ،  $X$  و  $\dot{X}$  به ترتیب، نمو تغییر مکان، جابه‌جایی و سرعت هستند. یکی از ویژگی‌های رهایی پویا، صریح بودن آن است. به سخن دیگر، فرایند حل تنها با کارگرهای برداری انجام می‌شود. این رفتار به سبب قطری پنداشتن ماتریس‌های جرم و میرایی می‌باشد. خاطر نشان می‌کند، رابطه‌های (۱) و (۲) تا رسیدن به خطای پذیرفتنی تکرار می‌گردند. ماتریس‌های جرم و میرایی در پایداری فرایند رهایی پویا نقش اساسی دارند. افزون بر این، گام زمانی نیز در افزایش نرخ همگرایی اثر دارد. در ادامه، به چکیده‌ای از کارهای پژوهش‌گران در برآورد عامل‌های ساختگی رهایی پویا پرداخته می‌شود.

Munjiza و همکارانش، میرایی را متناسب با توانی از ماتریس‌های جرم و سختی به کار گرفتند. آن‌ها نشان دادند که هرگاه ماتریس میرایی به شکل  $2M(M^{-1}S)^{0.5}$  باشد، تمامی حالت‌ها به صورت بحرانی میرا می‌شوند [۱۵ و ۱۶]. در این‌جا، عامل‌های  $S$  و  $M$ ، به ترتیب، ماتریس‌های سختی و جرم هستند. برای کاهش تکرارها و با هدف افزایش مرتبه‌ی خطا و به دنبال آن، بهبود نرخ همگرایی رهایی پویا، Rezaiee-Pajand و Taghavian Hakkak از گسترش دنباله‌ی تیلور بهره جستند. آن‌ها از سه جمله‌ی نخست دنباله‌ی تیلور، جابه‌جایی را به دست آوردند [۱۷]. این پژوهش‌گران، مقدار گام زمانی در تکرارهای رهایی پویا را ثابت پنداشتند. بهبود گام زمانی ساختگی، بر پایه‌ی کمینه سازی نیروهای نامیزان در تکرارهای رهایی پویا، به وسیله‌ی Kadkhodayan و همکارانش رابطه سازی شد [۱۸]. روش رهایی پویا برای تحلیل دینامیکی ناخطی را Rezaiee-Pajand و Alamatian به کار بردند [۱۹]. آن‌ها، این راه حل را با گام زمانی بهبود یافته به کار بردند. شیوه‌ی آن‌ها خطاهای تابع اولیه گیری را کاهش می‌دهد.

پیوند نسبت گام زمانی بهینه و میرایی بحرانی در تحلیل‌های ناخطی با فن رهایی پویا، توسط Rezaiee-Pajand و Sarafrazi به دست آمد [۲۰]. این پژوهش آشکار کرد که مقدار گام زمانی ثابت اثری بر نرخ همگرایی ندارد. Rezaiee-Pajand و Alamatian رابطه‌های جدیدی برای میرایی و جرم ساختگی برقرار نمودند [۲۱]. راه‌کار آن‌ها نشان داد که می‌توان بدون انجام کارهای عددی بیشتر نرخ همگرایی را بالا برد. افزون بر



ناحیه‌های بازگشتی، باید بار خارجی متغیر در روش رهایی پویا وارد گردد.



شکل ۱- روش رهایی پویای متداول در ناحیه‌های بازگشتی

با بهره‌جویی از معیارهای پایداری و روش رهایی پویا، Kadkhodayan و همکارانش به تحلیل کمانشی و پس کمانشی صفحه‌ها پرداختند [۳۶]. از سوی دیگر، Ramesh و Krishnamoorthy با بهره‌جویی از نمو جابه‌جایی در تکرارهای رهایی پویا، ناحیه‌های بازگشتی بار را پیمودند [۳۷]. این فرآیند در هنگام بازگشت تغییرمکان کارایی ندارد. این پژوهش‌گران برای برطرف کردن این کاستی، راه‌کار طول قوس متغیر را با شیوه‌ی رهایی پویا ترکیب کردند [۳۸]. اشاره می‌شود که روش طول قوس نیز خودکار نیست. افزون بر این، کارایی راه حل طول قوس وابستگی شدیدی به درجه‌ی آزادی گزینشی و اندازه طول قوس دارد. Lee و همکارانش، فن طول قوس را با روش رهایی پویای جنبشی ترکیب کرده‌اند [۳۹ و ۴۰]. تحلیل غیرخطی ترموالاستیک صفحات گرد ساندویچی، براساس تئوری برشی مرتبه اول و روابط غیرخطی کرنش و نکارمن و در نظر گرفتن خواص مواد در دو حالت وابسته به دما و مستقل از دما، توسط Golmakani و Yoosefian Saggi بررسی شد [۴۱]. در پیمایش مسیرهای ایستایی، نیروی نامیزان  $R$  از برابری (۷) حساب می‌گردد. نماد  $\lambda$  ضریب بار است. این عامل سبب می‌شود تا تراز بار ثابت نباشد.

$$R = \lambda P - F \quad (7)$$

Rezaiee-Pajand و Alamatian، در پیمایش ناحیه‌های بازگشتی، برای یافتن ضریب بار در هر تکرار رهایی پویا، از دو فرآیند کمینه کردن نیروی نامیزان و تغییرمکان نامیزان استفاده نمودند [۴۲]؛ باید آگاه بود، با بهره‌جستن از این راه‌کارها، تحلیل به جای همگرایی به نقطه‌های ایستایی دور، به نقطه‌های ایستایی نزدیک همگرا خواهد شد. در روش کمینه‌ی نیروی

در بیشتر اثرها، کوچک‌ترین فرکانس سامانه‌ی دینامیکی ساختگی با بهره‌جستن از اصل ریلی برآورد می‌شود. برابری (۵)، آن را نشان می‌دهد.

$$\omega_{min} = \frac{X^T F}{X^T M X} \quad (5)$$

در این رابطه،  $\omega_{min}$ ، کمینه‌ی فرکانس است. زانگ عامل میرایی را از  $c = 2\omega_i$  به دست آورد [۳۵]. Rezaiee-Pajand و Alamatian، با استفاده نگره‌های دینامیکی سازه‌ها، برابری (۶) را برای میرایی هر درجه‌ی آزادی پیشنهاد کردند [۲۱]:

$$C_{ii} = \sqrt{\omega_{min}^2 [4 - (t^n)^2 \omega_{min}^2] m_{ii}} \quad (6)$$

رفتار ناخطی سازه‌ها ویژگی‌های گوناگونی دارند. نقطه‌های حدی بار و تغییرمکان در مسیرهای پایدار و ناپایدار، نقطه‌های کمانشی و در پی آن رفتار پس کمانشی سازه بسیار مهم هستند. مسیر پایدار سازه ممکن است به گونه‌ای رخ دهد که افزایش نیرو و افزایش جابه‌جایی، هم‌زمان روی دهند. مسیر ناپایدار نیز می‌تواند با کاهش بار و افزایش تغییرمکان همراه باشد. وجود نقطه‌های حدی در مسیر رفتار سازه‌ها، به‌طور معمول تحلیل و پیمایش خم رفتار آن‌ها را دچار مشکل می‌نماید. بر این پایه، انتخاب راه‌کار تحلیلی مناسب برای پیمایش کامل مسیر، از ارزش فراوانی برخوردار است. باید دانست، پیدایش ناحیه‌های بازگشتی بار و تغییرمکان در مسیر ایستایی سازه به سبب وجود نقطه‌های حدی بار یا تغییرمکان می‌باشد. می‌توان از فن رهایی پویا برای پیمایش مسیر ایستایی سازه‌ها استفاده نمود. در رابطه‌سازی‌های متداول رهایی پویا، بار خارجی در هر نمو بارگذاری ثابت است. به همین دلیل، روش‌های معمول رهایی پویا توانایی پیمایش ناحیه‌های مزبور را ندارند. از این رو، با رسیدن به نقطه‌های حدی در مسیر ایستایی پرش‌هایی ایجاد می‌گردد.

شکل (۱) مسیر ایستایی سازه‌ای با ناحیه‌های بازگشتی نیرو و جابه‌جایی را نشان می‌دهد. نقطه‌های حدی تغییرمکان و بار به ترتیب با  $A$  و  $C$  نمایش داده شده‌اند. در نقطه‌ی حدی  $A$ ، با افزایش اندکی در مقدار جابه‌جایی، نمودار به نقطه‌ی  $B$  منتقل می‌گردد. در مورد نقطه‌ی  $C$  نیز چنین است و با افزایش کم نیرو، نقطه‌ی  $D$  در شاخه‌ی دیگر نمودار به دست می‌آید. به سخن دیگر، شیوه‌ی رهایی پویای معمول فقط شاخه‌های افزایشی مسیر ایستایی را می‌پیماید. با وجود این، شیوه‌ای خودکار را برای برطرف نمودن این کاستی پیشنهاد داده‌اند. برای پیمایش

$\lambda^n =$

$$\frac{\sum_{i=1}^{ndof} \frac{p_{i,ref}}{2m_{ii}^n + t^n C_{ii}^n} \left[ 4t^n f_i^n - (2m_{ii}^n - t^n C_{ii}^n) \dot{X}_i^{n-\frac{1}{2}} \right]}{4t^n \sum_{i=1}^{ndof} \frac{(p_{i,ref})^2}{2m_{ii}^n + t^n C_{ii}^n}} \quad (9)$$

افزون بر این، **Alamatian** بر پایه کمیته کردن تغییر مکان نامیزان (MDI) و انرژی جنبشی (MKE)، به ترتیب، روابط (۱۰) و (۱۱) را به چاپ رسانید [۳].

$$\lambda^n = \frac{\sum_{i=1}^{ndof} \frac{p_{i,ref}}{(2m_{ii}^n + t^n C_{ii}^n)^2} \left[ 2t^n f_i^n - (2m_{ii}^n - t^n C_{ii}^n) \dot{X}_i^{n-\frac{1}{2}} \right]}{2t^n \sum_{i=1}^{ndof} \left( \frac{p_{i,ref}}{2m_{ii}^n + t^n C_{ii}^n} \right)^2} \quad (10)$$

$$\lambda^n = \frac{\sum_{i=1}^{ndof} p_{i,ref} \left( \frac{m_{ii}^n}{2m_{ii}^n + t^n C_{ii}^n} \right)^2 \left[ 2t^n f_i^n - (2m_{ii}^n - t^n C_{ii}^n) \dot{X}_i^{n-\frac{1}{2}} \right]}{2t^n \sum_{i=1}^{ndof} \left( \frac{m_{ii}^n p_{i,ref}}{2m_{ii}^n + t^n C_{ii}^n} \right)^2} \quad (11)$$

افزوده می شود تا عامل بار در گام نو حساب شود [۴۴]. برای (۱۲)، نمو ضریب بار را در روش این پژوهش گران نشان می دهد.

$$\delta \lambda^n = \frac{-\sum_{i=1}^{ndof} \left( \frac{p_{i,ref}}{2m_{ii}^n + t^n C_{ii}^n} \right) \cdot \left( (2m_{ii}^n - t^n C_{ii}^n) \dot{X}_i^{n-\frac{1}{2}} + 2t^n r_i^{n-1} \right)}{\sum_{i=1}^{ndof} \frac{4t^n}{2m_{ii}^n + t^n C_{ii}^n} (p_{i,ref})^2} \quad (12)$$

کردند. با این کار، رابطه دیگری برای نمو ضریب بار به دست آمد [۴۵]. رابطه (۱۳)، عامل پیشنهادی ایشان را نشان می دهد.

$$\delta \lambda^n = \frac{-\sum_{i=1}^{ndof} \left( \frac{p_{i,ref}}{2m_{ii}^n + t^n C_{ii}^n} \right) \cdot \left( (2m_{ii}^n - t^n C_{ii}^n) \dot{X}_i^{n-\frac{1}{2}} + 2t^n r_i^{n-1} \right)}{\sum_{i=1}^{ndof} \frac{2t^n}{2m_{ii}^n + t^n C_{ii}^n} (p_{i,ref})^2} \quad (13)$$

در این پژوهش با کمیته کردن جمع کار خارجی و انرژی پسماند نسبت به عامل بار، رابطه جدیدی برای این ضریب به دست می آید. کار خارجی  $W$  و انرژی جنبشی  $KE$ ، از رابطه (۱۴) برآورد می شوند.

$$W = \lambda P \delta X; \quad KE = R \delta X \quad (14)$$

سپس، مقدار نیروی پسماند از برابری (۷) در رابطه های بالا جایگزین می شود.

$$W + KE = \sum_{i=1}^{ndof} \lambda^n p_i^n t^n \left( \frac{2m_{ii}^n - t^n C_{ii}^n}{2m_{ii}^n + t^n C_{ii}^n} \dot{X}_i^{n-\frac{1}{2}} + \frac{2t^n}{2m_{ii}^n + t^n C_{ii}^n} (\lambda^n p_i^n - f_i^n) \right) + \quad (15)$$

$$\sum_{i=1}^{ndof} \frac{1}{2} m_{ii}^n \left( \frac{2m_{ii}^n - t^n C_{ii}^n}{2m_{ii}^n + t^n C_{ii}^n} \dot{X}_i^{n-\frac{1}{2}} + \frac{2t^n}{2m_{ii}^n + t^n C_{ii}^n} (\lambda^n p_i^n - f_i^n) \right)^2$$

نامیزان (MRF) عامل بار از رابطه (۸) حساب می شود.

$$\lambda^n = \frac{\sum_{i=1}^{ndof} p_{i,ref} f_i^n}{\sum_{i=1}^{ndof} (p_{i,ref})^2} \quad (8)$$

در این جا،  $p_{i,ref}$  بردار بار خارجی پایه می باشد. این پژوهش گران برای گذر خودکار از نقطه های حدی، با کمیته نمودن انرژی نامیزان (MRF) برابری (۹) برای یافتن عامل بار پیشنهاد دادند [۴۳]:

هم چنین، **Rezaiee-Pajand** و **Estiri** با کمیته سازی نمو کار نیروهای خارجی نسبت به ضریب بار (MEW)، رابطه ای برای نمو عامل بار پیشنهاد کردند. این نمو، به ضریب بار پیشین

در رابطه سازی دیگر، ایشان با صفر کردن نمو کار نیروهای خارجی (ZWI)، راه کار نوینی برای یافتن نمو عامل بار پیشنهاد

بار کماتشی قاب ها به وسیله رهایی پویا توسط **Alamatian** و **Hosseini-Nejad Goshik** انجام پذیرفت [۴۶]. **Rezaiee-Pajand** و **Estiri**، بار بحرانی سازه های گوناگون را با بهره جستن از کار خارجی یافتند [۴۷]. **Rezaiee-Pajand** و **Mohammadi-Khatami**، تحلیل غیرخطی سازه های کابلی را با رهایی پویا انجام دادند [۴۸].

### ۳- روش پیشنهادی



پس از ساده‌سازی و تعریف عامل‌های  $A^n$  و  $B^n$  به مانند رابطه‌های (۱۶)، برای (۱۷) به دست می‌آید.

$$A^n = \frac{2m_{ii}^n - t^n C_{ii}^n}{2m_{ii}^n + t^n C_{ii}^n} \dot{X}_i^{n-\frac{1}{2}}; \quad B^n = \frac{2t^n}{2m_{ii}^n + t^n C_{ii}^n} \quad (16)$$

$$W + KE = \sum_{i=1}^{ndof} \{ \lambda^n p_i^n t^n [A^n + B^n (\lambda^n p_i^n - f_i^n)] + \frac{1}{2} m_{ii}^n [A^n + B^n (\lambda^n p_i^n - f_i^n)]^2 = t^n [\lambda^n A^n p_i^n + B^n (\lambda^n p_i^n)^2 - \lambda^n B^n p_i^n f_i^n] + \frac{m_{ii}^n}{2} [(A^n)^2 + (B^n \lambda^n p_i^n)^2 + (B^n f_i^n)^2 + 2A^n B^n \lambda^n p_i^n - 2A^n B^n f_i^n - 2(B^n)^2 \lambda^n p_i^n f_i^n] \quad (17)$$

رابطه‌ی (۱۷) نسبت به ضریب بار مشتق گرفته می‌شود. با این کار، برای (۱۸) به دست می‌آید.

$$\sum_{i=1}^{ndof} \{ t^n [A^n p_i^n + 2\lambda^n B^n (p_i^n)^2 - B^n p_i^n f_i^n] + m_{ii}^n [\lambda^n (B^n p_i^n)^2 + A^n B^n p_i^n - (B^n)^2 p_i^n f_i^n] \} = 0 \Rightarrow \lambda^n = \sum_{i=1}^{ndof} \frac{m_{ii}^n B^n p_i^n (B^n f_i^n - A^n) + p_i^n t^n (B^n f_i^n - A^n)}{B^n (p_i^n)^2 (B^n m_{ii}^n + 2t^n)} \quad (18)$$

رابطه‌های متداول نیاز به تعیین علامت است. این کاستی‌ها در شیوه‌ی پیشنهادی برطرف شده است. در ادامه، ویژگی‌های رابطه‌سازی نوین می‌آید. شیوه‌ی جدید به دست آمده برای ضریب بار فقط به عامل‌های رهایی پویا وابسته می‌باشد. از این رو، همه‌ی محاسبه‌ها به صورت برداری انجام می‌پذیرد. افزون بر این، فقط یک رابطه برای عامل بار به دست آمد. بنابراین، این ضریب در سراسر فرآیند حل دارای رابطه‌ی یکسانی خواهد بود. نیاز نداشتن به تعیین علامت که در روش‌های طول قوسی وجود دارد، یکی دیگر از برتری‌های رابطه‌سازی پیشنهادی است. گام‌های روش رهایی پویا در پیمایش مسیر ایستایی سازه‌ها به‌گونه‌ی زیر است:

گام ۱- مقدارهای نخستین سرعت و تغییر مکان را صفر پندارید.

گام ۲- بردار نیروی داخلی و ماتریس سختی مماسی سازه بر پا شود. این ماتریس، فقط برای برآورد جرم ساختگی است و نیازی به محاسبه‌های ماتریسی در فرآیند حل نیست.

گام ۳- ماتریس جرم و میرایی ساختگی را تشکیل دهید. گام ۴- عامل بار را از رابطه‌های (۸) تا (۱۳) یا (۲۰)، براساس فن خواستنی به دست آورید.

گام ۵- بردار نیروی نامیزان، از برابری (۷) برآورد شود.

گام ۶- اگر  $\| \frac{R^T R}{P^T P} \| < e_R = 10^{-4}$  بود، به گام بروید؛ وگرنه، سرعت‌ها را از رابطه‌ی (۱) به روز کنید. مقدار  $e_R$ ، خطای پذیرفتنی است.

گام ۷- جابه‌جایی‌های گره‌ی از برابری (۲) به روز گردد و

هدف، محاسبه‌ی ضریب بار  $\lambda$  به‌گونه‌ای است که برابری (۱۷) کمینه شود. شرط لازم برای کمینه شدن این تابع آن است که مشتق یکم نسبت به عامل بار صفر شود. به همین سبب، از

افزون بر این، شرط کافی برای کمینه شدن برابری (۱۷) این است که مشتق دوم آن نسبت به عامل بار مثبت باشد. رابطه‌ی (۱۹) نشان می‌دهد که مشتق دوم همواره بزرگ‌تر از صفر است. از این رو، ضریب بار (۱۸)، تابع (۱۷) را کمینه می‌کند.

$$\frac{d^2(W + RE)}{d(\lambda^n)^2} = \quad (19)$$

$$\sum_{i=1}^{ndof} [2B^n (p_i^n)^2 t^n + m_{ii}^n (B^n p_i^n)^2] > 0$$

سرانجام، با جای‌گذاری عامل‌های  $A^n$  و  $B^n$  در رابطه‌ی (۱۸)، می‌توان ضریب بار از برابری (۲۰) حساب کرد.

$$\lambda^n = \frac{\sum_{i=1}^{ndof} \frac{p_i}{2m_{ii}^n + t^n C_{ii}^n} \left[ 3t^n f_i^n - (2m_{ii}^n - t^n C_{ii}^n) \dot{X}_i^{n-\frac{1}{2}} \right]}{\sum_{i=1}^{ndof} \frac{4t^n (p_i)^2}{2m_{ii}^n + t^n C_{ii}^n}} \quad (20)$$

ضریب بار به دست آمده در مقدار بار پایه ضرب می‌شود و بار وارد به سازه به دست می‌آید. سازه با این نیرو، تحلیل ناخطی می‌شود و پاسخ‌ها برای آغاز نمو بعدی به دست می‌آیند. در رابطه‌سازی‌های متداول، گام‌های پیشگویی و درست‌سازی وجود دارد. به همین سبب، رابطه‌ی نمو بارگذاری در تکرار نخست و نیز تکرارهای تصحیح‌کننده متفاوت است. در فرآیند روش‌های نمو-تکراری معمول، علامت نمو ضریب بار آن نیز بایستی مشخص گردد. به سخن دیگر، افزایشی یا کاهش‌ی بودن این نمو و تغییر آن اهمیت دارد. آشکار است که علامت نمو ضریب بار در نقطه‌های حلی بار تغییر می‌کند. بنابراین، در



شده است. در ادامه، نماد و چگونگی به دست آوردن آن‌ها می‌آید. برای مقایسه راه‌کارها، سه معیار به کار رفته است. رابطه‌ی (۲۱) این سه معیار را نشان می‌دهد.

$$S1 = \frac{\text{Total Iterations}}{\text{Number of Converged Points}};$$

$$S2 = \frac{\text{Total Iterations}}{\text{Time Iteration}};$$

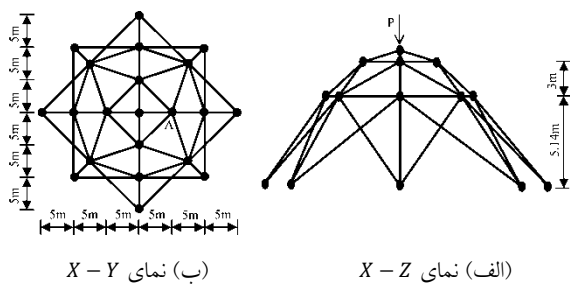
$$S3 = \frac{\text{Time Iterations}}{\text{Number of Converged Points}}$$

(۲۱)

مقدار کمتر برای  $S1$  اشکار می‌کند که آن روش، شمار نقطه‌های همگرایی بیشتری را در تکرارهای کمتر به دست می‌آورد. برای معیار  $S3$  نیز چنین است. مقدار کمتر برای آن، نشان از زمان کمتر تحلیل به ازای شمار بیشتر در نقطه‌های همگرایی دارد. از سوی دیگر، عامل  $S2$  شمار تکرار را در یک ثانیه از زمان تحلیل نشان می‌دهد. برخلاف معیار پیشین، مقدار بیش‌تر  $S2$  نشان از برتری شیوه دارد. کم بودن تعداد نقطه‌های همگرایی سبب کاهش زمان تحلیل می‌شود. از سوی دیگر، برای یافتن مسیر ایستایی دقیق‌تر، به نقطه‌های همگرایی بیشتری نیاز است. به همین سبب، زمان تحلیل افزایش می‌یابد. یادآوری می‌کند، هدف اصلی این پژوهش افزون بر افزایش دقت و کارایی روش‌های پویا، زمان را نیز در بر می‌گیرد. با استفاده از این سه عامل، نرخ همگرایی روش‌ها قابل مقایسه می‌باشند.

#### ۴-۱- خرپای سقفی

نخست، راستی آزمایی برنامه با تحلیل خرپای شکل (۲) انجام می‌پذیرد که پژوهش‌گران پیشین آن را حل کرده‌اند [۴۹]. ارتفاع سازه ۹/۱۷ متر است. ضریب کشسانی و سطح مقطع عضوهای سازه، به ترتیب، ۲۱۰ گیگاپاسکال و ۰/۰۱ مترمربع می‌باشند. گره‌های پایین‌ترین تراز خرپا روی تکیه‌گاه‌های ساده هستند.



شکل ۲- هندسه‌ی خرپای سقفی

در ادامه، این سازه با هفت شیوه‌ی جدول (۱) تحلیل شد. شکل (۳) نمودار بار-خیز را نشان می‌دهد. نخست این‌که،

تحلیل را از گام دنبال کنید. گام ۸- تغییر مکان‌ها و عامل بار این نمو را چاپ کنید. گام ۹- اگر بار یا تغییر مکان هدف به دست آمد، تحلیل پایان می‌یابد؛ وگرنه،  $\lambda = \lambda + 1$  و از گام ادامه دهید.

#### ۴- نمونه‌های عددی

برنامه‌ی رایانه‌ای روش پیشنهادی با استفاده از زبان برنامه‌نویسی فورتن نوشته شده است. سپس، تحلیل سازه‌های گوناگون شامل خرپاهای سه بُعدی، قاب‌های دو و سه بُعدی و پوسته‌ها که دارای رفتار ناخطی هندسی می‌باشند، انجام می‌پذیرد. رابطه‌سازی پیشنهادی به گونه‌ی جزء بستگی ندارد. از این رو، می‌توان این روش را در هر جزء دیگری نیز به کار برد. به این منظور فقط باید رابطه‌های این‌گونه جزء‌ها را در برنامه وارد کرد. ماتریس جرم، از فن آندروود و پنداشتن گام زمانی برابر یک به دست می‌آید. هم‌چنین، برای برآورد عامل میرایی، شیوه‌ی زانگ به کار می‌رود. برای هر نمونه، مسیر ایستایی می‌آید. در بخش‌های پیشین، رابطه‌سازی‌هایی برای یافتن عامل بار در تکرارهای رهایی پویا آمد. جدول (۱) این فرآیندها و نشانه‌ی به کار رفته برای هر یک را نشان می‌دهد.

جدول ۱- راه‌کارهای رهایی پویا به کار رفته و نشانه‌ی آن‌ها

نوع فن	نشانه‌ی روش	رابطه‌ی یافتن عامل بار
پیشین	MRF	(۸)
	MRE	(۹)
	MDI	(۱۰)
	MKE	(۱۱)
	MEW	(۱۲)
	ZWI	(۱۳)
پیشنهادی	MEWaKE	(۲۰)

در این‌جا، تغییر مکان در نمو آغازین صفر پنداشته می‌شود. در نمونه‌های بعدی نیز از نقطه‌ی ایستایی گام پیشین برای حدس نخستین بهره‌جویی می‌گردد. خاطر نشان می‌کند، نمو عامل بار، در شمار نقطه‌های مسیر ایستایی اثر می‌گذارد. به سخن دیگر، با کوچک شدن این نمو، نمودار بار-جابجایی با شمار نقطه‌های بیشتری پیمایش می‌شود. این ویژگی سبب شناخت هر چه بهتر رفتار سازه می‌گردد. در این پژوهش، نمو عامل بار پس از رسیدن به همگرایی و برای شروع گام بعدی، یک در نظر گرفته می‌شود. برای شناخت بهتر روش‌ها، از سه گونه معیار استفاده



شمار تکرارها، زمان تحلیل و امتیاز شیوه‌های مورد بررسی در جدول (۲) درج شده است. عددهای درون پرانتز مرتبه‌ی هر فن را بر پایه‌ی آن معیار نشان می‌دهد. جدول (۲) نشان می‌دهد بر پایه‌ی سنجش‌های S1 و S3، راه‌کار کمینه‌ی نیروی نامیزان (MRF) دارای بیش‌ترین دقت است. فرآیند پیشنهادی MEWaKE، در جایگاه دوم می‌باشد. به سخن دیگر، شیوه‌ی نویسندگان، نقاط همگرا شده‌ی بیشتری را در شمار تکرار کمتری به دست می‌آورد. در سنجش S2، راه‌کار جدید MEWaKE در رتبه آخر قرار دارد.

جدول ۲- امتیاز و رتبه‌ی روش‌ها برای خرابی سقفی

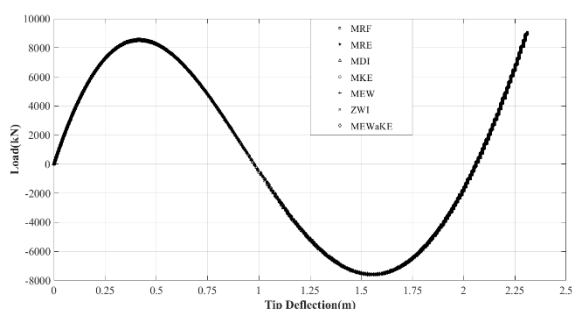
روش	تکرار	نقاط همگرا	زمان (ثانیه)	معیار S1	معیار S2	معیار S3
MRF	۵۳۵۸۴	۶۹۵	۷۵/۲۷	(۱)	(۴)	(۱)
MRE	۱۰۶۷۳۲	۱۱۳۹	۱۴۸/۱۵۴	(۳)	(۱)	(۳)
MDI	۱۶۱۴۶۴	۱۵۸۴	۲۲۶/۱۰۷	(۴)	(۲)	(۴)
MKE	۱۶۱۴۶۴	۱۵۸۴	۲۲۶/۵۷۵	(۴)	(۳)	(۵)
MEW	-	-	-	-	-	-
ZWI	-	-	-	-	-	-
MEWaKE	۱۰۹۴۲۲	۱۲۶۹	۱۵۵/۵۸۳	(۲)	(۵)	(۲)

#### ۴-۲- خرابی ستاره‌ای

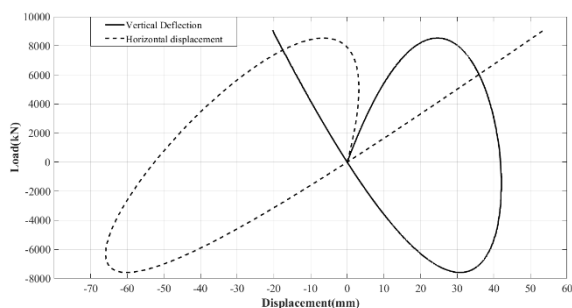
شکل (۴) خرابی ستاره‌ای را نشان می‌دهد که پاسخ آن با بارگذاری متقارن در دست است [۴۳]. این خرابی فضایی ۱۳ گره و ۲۱ درجه‌ی آزادی دارد. گره‌های ۸ تا ۱۳ دارای تکیه‌گاه ساده هستند. برای تحلیل، هر عضو با یک جزء مدل‌سازی می‌شود. ضریب کشسانی و سطح مقطع اعضا به ترتیب، ۳۰۳۰۰ نیوتن بر میلی‌مترمربع و ۳/۱۷ میلی‌مترمربع می‌باشند. مقدار بار پایه برای گره‌ی ۱ برابر ۵۰ نیوتن و برای گره‌های ۲، ۳، ۴، ۵، ۶، ۷ و ۲۵ نیوتن است.

شکل (۵) مسیر ایستایی خیز نوک خرپا (گره‌ی ۱) و گره‌ی ۲ را نشان می‌دهد. محور قائم این نمودارها، مقدار بار وارد بر گره‌ی نوک را نشان می‌دهد. برای تغییر مکان عمودی گره‌ی ۱، دو نقطه‌ی حدی نیرو وجود دارد. بارهای ۳۹۸/۳۷۸۵ و ۲۲۵/۴۱۸- نیوتن و جابه‌جایی‌های، به ترتیب، ۷/۸۲۱ و ۲۹/۱ میلی‌متر این نقطه‌ها را نشان می‌دهند. نقطه‌های بازگشت تغییر مکان برای جابه‌جایی عمودی گره‌ی ۲ نیز در نیروهای ۳۷۶/۳۰۸ و ۲۰۶/۲۰۵- قرار دارند. خیز گره‌ی ۲ در این نقطه‌ها، به ترتیب، ۰/۸۵۵۲ و ۱/۶۸۹- میلی‌متر به دست آمدند. باید

نتیجه‌ی برنامه‌ی رایانه‌ای نویسندگان با مرجع [۵۰] یکسان می‌باشد. در فن‌های MEW و ZWI پرش قابل توجه‌ای در مسیر ایستایی مشاهده شد. سایر روش‌ها، نمودار نیرو-جابه‌جایی کم و بیش یکسانی داشتند. با وجود این، شمار تکرارها، شمار نمونه‌های همگرایی و زمان تحلیل آن‌ها تفاوت دارد. هم‌چنین، روش‌های MKE و MDI شمار تکرار و نقطه‌های همگرایی یکسانی به دست آورده‌اند. به سخن دیگر، این دو راه‌کار برای تحلیل این خرپا مانند هم رفتار کرده‌اند. بر پایه‌ی شکل (۳)، سازه پس از بار ۸۵۳۱/۹۶۴ کیلونیوتن وارد بخش پس کمانشی می‌شود. به سخن دیگر، این نیرو نقطه‌ی حدی بار است. جابه‌جایی متناظر این نیرو ۴۱۶/۸ میلی‌متر به دست آمد. پس از این، سازه ناپایدار می‌باشد. دیگر نقطه‌ی حدی نیرو در بار ۷۵۸۵/۵۰۶- و خیز ۱۵۵۴ میلی‌متر روی داد. شمار نمونه‌های همگرایی میان نقطه‌های حدی بار در شیوه‌های MRF، MRE، MDI، MKE و MEWaKE، به ترتیب، ۲۰۹، ۲۹۲، ۳۷۶، ۳۷۶ و ۳۱۸ است. این خرپا دارای دو نقطه‌ی نیروی صفر است. خیز متناظر با این نقطه‌ها برابر با ۰/۹۷۹۲ و ۲/۰۶ متر هستند. هم‌چنین، جابه‌جایی افقی گره‌ی A، دارای یک نقطه حدی تغییر مکان می‌باشد. مقدار نیرو در این نقطه، ۱۵۲۸/۰۹۲ کیلونیوتن به دست آمد.



(الف) خیز گره‌ی نوک



(ب) نمودار جابه‌جایی گره‌ی A

شکل ۳- مسیر ایستایی خرابی سقفی

نتیجه‌های تحلیل شيوه‌های مورد بررسی در جدول (۳) درج شده است. از نگاه شمار نقطه‌های همگرا شده روی مسیر ایستایی، شمار تکرارها و نیز زمان مورد نیاز برای تحلیل، روش MEWaKE در رتبه‌ی نخست جای دارد. معیارهای S1 تا S3 بر توانایی راه‌کار نویسندگان دلالت می‌کند. به سخن دیگر، از نگاه زمان تحلیل خرپا، روش MEWaKE از دو راه‌حل دیگر، تندتر می‌باشد. برپایه‌ی جدول (۳)، تحلیل این سازه با فن‌های MRE و MEWaKE به نتیجه‌های بهتری می‌انجامد.

جدول ۳- امتیاز و رتبه‌ی روش‌ها برای خرپای ستاره‌ای

روش	تکرار	نقاط همگرا	زمان (ثانیه)	معیار S1	معیار S2	معیار S3
MRF	-	-	-	-	-	-
MRE	۱۷۰۱۳۶	۱۰۶۳	۲۴۴/۱۵۶	(۲)	(۲)	(۲)
MDI	۲۴۶۰۵۹	۱۴۹۰	۳۷۳/۱۳۷	(۳)	(۳)	(۳)
MKE	-	-	-	-	-	-
MEW	-	-	-	-	-	-
ZWI	-	-	-	-	-	-
MEWaKE	۱۶۳۰۲۲	۱۱۳۶	۲۲۵/۸۷۶	(۱)	(۱)	(۱)

#### ۴-۳- قاب توگل

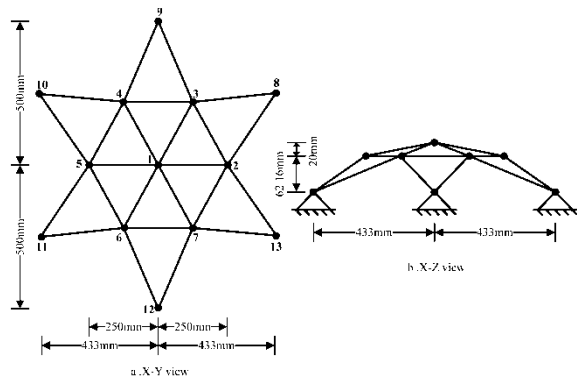
در ادامه، کارایی فن نویسندگان در تحلیل سازه‌های قابی بررسی می‌شود. برای این کار، نخست راستی‌آزمایی برنامه در تحلیل ناخطی هندسی قاب شکل (۶) انجام می‌پذیرد [۵۱]. هر عضو قاب، با پنج جزء یکسان جایگزین خواهد شد. ضریب کشسانی، سطح مقطع و لنگر لختی اعضا، به ترتیب، ۱۰۰ گیگاپاسکال، ۱۸/۵۵ میلی‌مترمربع و ۹/۲۷ میلی‌متر به چهار می‌باشند. ویلیام برابری (۲۲) را برای پاسخ تحلیلی رابطه‌ی بار و تغییرمکان پیشنهاد داد [۵۲]. عامل‌های  $F_1$  و  $F_2$ ، به ترتیب، به سختی‌های محوری و خمشی وابسته هستند. افزون بر این، طول نخستین اعضا، زاویه با افق و خیز نوک، به ترتیب، با  $\beta_0$  و  $D_y$  نشان داده شده‌اند. برای جزئیات بیشتر، مرجع [۵۲] خواننده شود.

$$\lambda P \approx 2(F_1 + F_2 \sin \beta_0) \quad (22)$$

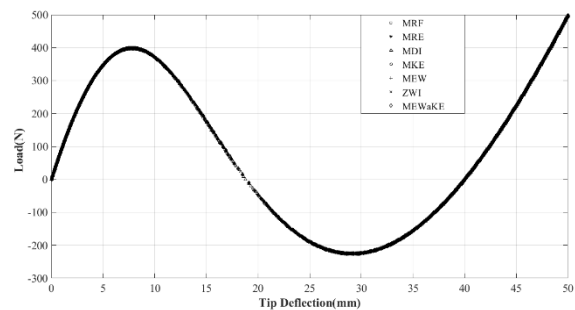
$$F_1 = \frac{EA}{L} \left[ D_y \sin \beta_0 - 0.6 \frac{D_y^2}{L} \right] \quad (23)$$

شکل (۷) مسیر ایستایی خیز گره‌ی نوک را نمایش می‌دهد. تمامی روش‌ها، به جز فن ZWI، توانسته‌اند مسیر ایستایی سازه را کامل پیمایش کنند. به سخن دیگر، شیوه‌ی ZWI قادر به

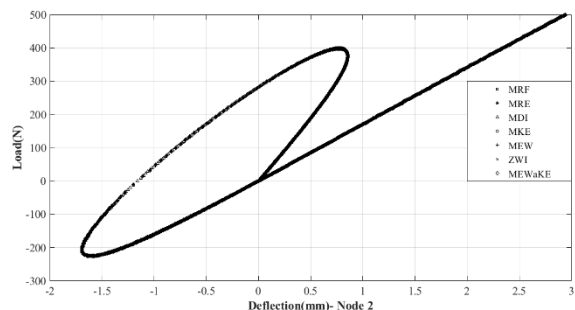
اشاره شود که روش‌های MRF، MKE، MDI و MEW، ZWI دارای پرش قابل توجه‌ای در مسیر ایستایی این سازه بودند. به همین سبب، این شیوه‌ها توانایی پیمایش این خرپا را نداشتند. سایر فرآیندها مناسب‌ترین عمل‌کرد را دارند و همه‌ی مسیر بازگشت بار و تغییرمکان را پیموده‌اند. با وجود این، شمار نقطه‌های همگرایی در آن‌ها متفاوت است؛ به گونه‌ای که فن‌های MDI و MEWaKE مسیر ایستایی را با تعداد بیشتری نمو پیموده‌اند. برای نمونه، شمار نقطه‌های همگرایی بین نقطه‌های حدی بار در راه‌کارهای MDI، MRE و MEWaKE، به ترتیب، ۱۸۰، ۳۶۳ و ۲۲۷ می‌باشند.



شکل ۴- خرپای ستاره‌ای



(الف) خیز گره‌ی ۱



(ب) خیز گره‌ی ۲

شکل ۵- مسیر ایستایی خرپای ستاره‌ای

جدول ۴- امتیاز و رتبه‌ی روش‌ها برای قاب توگل

روش	تکرار	نقاط همگرا	زمان (ثانیه)	معیار S1	معیار S2	معیار S3
MRF	۴۳۵۵۳	۴۷	۵۷/۲۵۴	(۱)	(۵)	(۲)
MRE	۱۰۷۹۷۳	۹۶	۱۳۸/۵۶	(۴)	(۲)	(۴)
MDI	۱۵۲۸۸۹	۱۳۳	۱۹۶/۴۹۸	(۵)	(۴)	(۶)
MKE	۱۵۲۹۳۹	۱۳۳	۱۹۶/۳۸۹	(۶)	(۳)	(۵)
MEW	۹۷۶۴۸	۹۵	۱۲۶/۲۳۶	(۳)	(۶)	(۳)
ZWI	-	-	-	-	-	-
MEWaKE	۱۱۶۹۴۴	۱۱۶	۱۳۶/۹۵۳	(۲)	(۱)	(۱)

۳۰۳۰۰۰ و ۱۰۹۶۰۰ نیوتن بر سانتی‌متر مربع هستند. گره‌ی ۱ دارای بار  $P$  و نیروهای وارد بر گره‌های ۲، ۳ و ۷ برابر  $0.5P$  است. بارها به سوی پایین (خلاف راستای  $Z$ ) وارد می‌شوند.

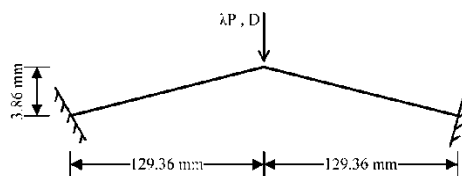
جدول ۵- مشخصات هندسی قاب ستاره‌ای بدون اثر برش

$I_{33}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{22}$ (cm <sup>4</sup> )	$J$ (cm <sup>4</sup> )	$A_{v33}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{v22}$ (cm <sup>2</sup> )	$A$ (cm <sup>2</sup> )
۲/۳۷۷	۰/۲۹۵	۰/۹۱۸	۲/۶۴۱۷	۲/۶۴۱۷	۳/۱۷

امتیاز راه‌کارهای به کار رفته قاب ستاره‌ای در جدول (۶) درج شده‌اند. روش ZWI، توانایی تحلیل این سازه را نداشت. مانند نمونه‌ی پیشین، شیوه‌ی پیشنهادی، رتبه‌ی نخست در حل این قاب دارد. مسیر ایستایی این سازه در شکل (۸) نشان داده شده است. بر این پایه، دو نقطه‌ی بازگشت نیرو و دو نقطه‌ی بازگشت جابه‌جایی در این سازه به وجود آمد. نقطه‌های حدی بار در نیروهای  $۵۷۹/۴۰۶۸$  و  $۳۳۰/۵۱۶۲$  نیوتن روی می‌دهند. نقطه‌های حدی تغییرمکان نیز کم و بیش در همین بارها جای دارند. نتیجه‌های به دست آمده با مرجع [۵۳] یکسان می‌باشد. باید دانست، روش MRF دارای پرش در مسیر ایستایی بود. به همین سبب، این راه‌حل در رتبه‌ی آخر جای دارد.

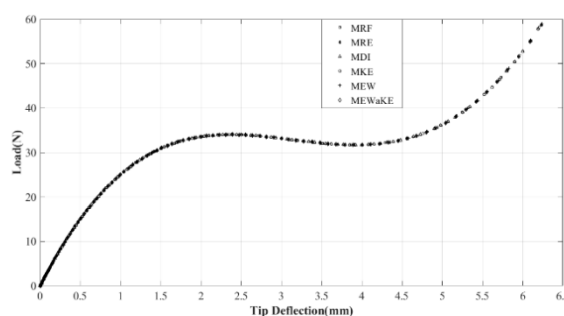
جدول ۶- امتیاز و رتبه‌ی روش‌ها برای قاب بدون اثر برش

روش	تکرار	نقاط همگرا	زمان (ثانیه)	معیار S1	معیار S2	معیار S3
MRF	۵۰۷۷	۷۰	۴۰۵/۶۷۸	(۶)	(۶)	(۶)
MRE	۵۷۸۹	۷۵	۴۶۲/۴۰۰	(۳)	(۴)	(۳)
MDI	۶۷۴۲	۸۶	۵۳۸/۶۳۸	(۴)	(۵)	(۴)
MKE	۶۴۶۰	۹۰	۵۱۵/۱۲۸	(۲)	(۲)	(۲)
MEW	۴۸۴۳	۵۶	۳۸۶/۴۲۸	(۵)	(۳)	(۵)
ZWI	-	-	-	-	-	-
MEWaKE	۶۹۷۹	۱۰۵	۵۴۸/۶۹۸	(۱)	(۱)	(۱)



شکل ۶- قاب ویلیام توگل

تحلیل این قاب نبود. مانند نمونه‌های پیشین، روش‌های MKE و MDI برای تحلیل این خرپا مانند هم رفتار کرده‌اند. فرآیندهای MKE، MDI و MEWaKE مسیر ایستایی را با تعداد بیشتری نمو همگرا شده می‌پیمایند. نقطه‌ی کمانشی این قاب در نیروی  $۳۴/۰۲۲۸۰۲$  نیوتن روی می‌دهد. پس از آن، ناحیه‌ی بازگشت بار سازه به آرامی شکل می‌گیرد و قاب وارد بخش پس کمانشی می‌شود. در این ناحیه، با کاهش در نیرو، تغییرمکان افزایش می‌یابد. این روند تا رسیدن بار به  $۳۱/۷۰۵۸۱۸$  نیوتن ادامه دارد. خیز گره‌ی نوک، به ترتیب،  $۲/۳۸$  و  $۳/۹۲۲۷$  میلی‌متر است. شمار نمونه‌های همگرایی میان نقطه‌های حدی بار در شیوه‌های MRF، MRE، MDI، MKE، MEW، MEWaKE، به ترتیب، ۶، ۱۵، ۲۲، ۲۲، ۱۸ و ۱۵ است.



شکل ۷- مسیر ایستایی گره‌ی نوک قاب توگل

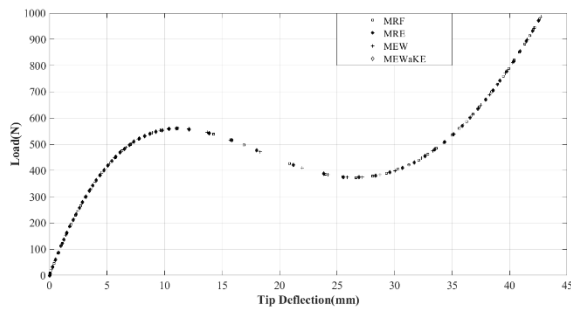
جدول (۴) نتیجه‌های سنجش‌ها را نشان می‌دهد. بر پایه‌ی این جدول، راه‌کار پیشنهادی MEWaKE در دو معیار، رتبه‌ی نخست و در معیار S1 رتبه‌ی دوم را دارد. به سخن دیگر، شیوه‌ی نویسندگان از نظر زمان تحلیل در هر نمو یا تکرار، عملکرد مناسب‌تری به دست آورده است.

#### ۴-۴- قاب ستاره‌ای بدون اثر برش

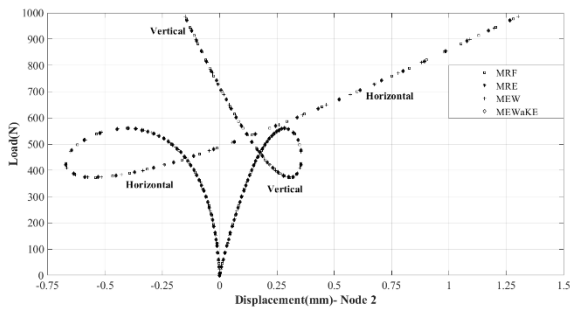
در این بخش، تحلیل قاب ستاره‌ای شکل (۴) انجام می‌پذیرد. پیش از این، میک و تان این سازه را تحلیل کردند [۵۳]. این قاب دارای ۲۴ عضو، ۱۳ گره و ۶۰ درجه‌ی آزادی است. مشخصه‌های هندسی برای این گونه در جدول (۵) درج شده‌اند. افزون بر این، ضریب کشسانی و ضریب برشی، به ترتیب،

جدول ۷- امتیاز و رتبه‌ی روش‌ها برای قاب با اثر برش

روش	تکرار	نقاط همگرا	زمان (ثانیه)	معیار S1	معیار S2	معیار S3
MRF	۳۲۲۶	۵۲	۱۷۶/۴۸۳	(۲)	(۲)	(۲)
MRE	۳۹۵۶	۶۲	۲۱۶/۴۶۶	(۳)	(۳)	(۳)
MDI	-	-	-	-	-	-
MKE	-	-	-	-	-	-
MEW	۳۶۳۲	۵۳	۱۹۹/۰۰۹	(۴)	(۴)	(۴)
ZWI	-	-	-	-	-	-
MEWaKE	۴۲۳۶	۷۱	۲۳۰/۷۳۱	(۱)	(۱)	(۱)



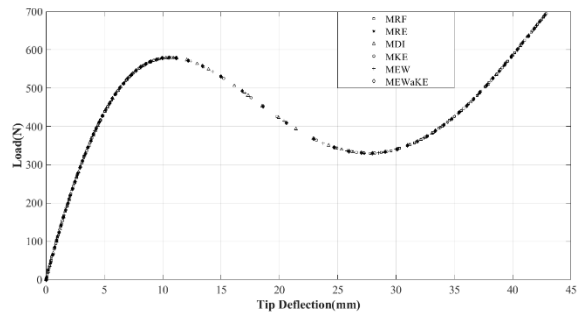
الف) خیز گره‌ی ۱



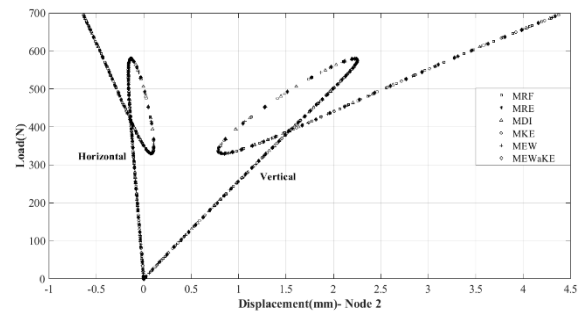
ب) جابه‌جایی گره‌ی ۲

شکل ۹- مسیر ایستایی قاب ستاره‌ای با اثر برش

تحلیل پوسته‌ها بررسی می‌شود. برای این کار، سقف استوانه‌ای شکل (۱۰) تحلیل می‌گردد. دو لبه‌ی راستای  $Y$ ، تکیه‌گاه ساده و دو لبه‌ی دیگر، آزاد هستند. به سبب تقارن، یک چهارم پوسته تحلیل می‌شود. برای این کار، ۱۰۰ جزء به کار می‌رود. ضریب کشسانی  $۳/۱۰۲۷۵$  گیگاپاسکال، نسبت پواسون  $۰/۳$  و ضخامت  $۱۲/۷$  میلی‌متر می‌باشند [۵۴]. یک بار نقطه‌ای در راستای  $Z$  و در گره‌ی  $A$  وارد می‌شود. شکل (۱۱) نمودار بار-خیز گره‌های  $A$  و  $B$  را نمایش می‌دهد. این پوسته دارای ۲ نقطه‌ی بازگشت بار می‌باشد. نخستین نقطه‌ی حدی در نیروی  $۲/۲۲۵۱۶۹$  کیلونیوتن جا دارد. خیز نقطه‌های  $A$  و  $B$  در این نقطه‌ی حدی، به ترتیب،  $۴/۷۳۲۶$  و  $۱۰/۷۸۲۳$  میلی‌متر به دست آمدند. پس از



الف) خیز گره‌ی نوک



ب) جابه‌جایی گره‌ی ۲

شکل ۸- مسیر ایستایی قاب ستاره‌ای بدون اثر برش

#### ۴-۵- قاب ستاره‌ای با اثر برش

اکنون، تحلیل قاب ستاره‌ای پیشین با اثر برش انجام می‌پذیرد. پیش از این، میک و تان این سازه را تحلیل کردند [۵۳]. مشخصه‌های هندسی این قاب‌ها مانند قبل است. افزون بر این، ضریب کشسانی و ضریب برشی، به ترتیب،  $۳۰۳۰۰۰$  و  $۱۰۹۶۰۰$  نیوتن بر سانتی‌متر مربع هستند. نیروی  $P$  در گره‌ی نوک وارد می‌شود.

رتبه‌ی فرآیندهای به کار رفته برای تحلیل قاب در جدول (۷) درج شده‌اند. بر این پایه، شیوه‌های MRF، MEWaKE، MRE و MEW رده‌های نخستین تا چهارم را دارند. افزون بر این، راه‌کارهای MDI، MKE و ZWI توانایی تحلیل این قاب را نداشتند. شکل (۹) نمودارهای بار-جابه‌جایی گره‌های ۱ و ۲ را نشان می‌دهد که با مرجع [۵۳] هماهنگی دارد. این سازه در نیروهایی، به ترتیب، برابر با  $۵۹۹/۶۹۸$  و  $۳۷۳/۷۷۱$  نیوتن دارای نقطه‌ی حدی بار است. خیز نوک در این نیروها، به ترتیب،  $۱۱/۰۳۲$  و  $۲۶/۸۹۱$  میلی‌متر بود. افزون بر این‌ها، سازه دارای یک نقطه‌ی حدی تغییر مکان در باری برابر  $۴۴۸/۲۹۵۵$  نیوتن می‌باشد. هنگامی این بار به دست می‌آید که خیز گره‌ی ۲ برابر  $۰/۳۵۴$  میلی‌متر باشد.

#### ۴-۶- سقف استوانه‌ای

در بخش دیگری از این پژوهش، توانایی روش نویسندگان در

جدول ۸- امتیاز و رتبه‌ی روش‌ها برای سقف استوانه‌ای

روش	تکرار	نقاط همگرا	زمان (ثانیه)	معیار S1	معیار S2	معیار S3
MRF	۹۱۵۴۲	۳۷	۵۱۴/۷۲۳	(۷)	(۷)	(۷)
MRE	۵۲۱۴۶۲	۱۲۳	۳۱۹۰/۵۳	(۴)	(۳)	(۵)
MDI	۷۷۳۰۹۰	۱۷۴	۴۸۷۷/۴۹	(۵)	(۶)	(۶)
MKE	۷۷۳۰۹۰	۱۷۳	۴۳۱۱/۶۷	(۶)	(۱)	(۳)
MEW	۴۷۷۷۶۱	۱۲۳	۲۷۶۶/۱۰	(۲)	(۲)	(۱)
ZWI	۶۷۵۵۷۴	۱۷۴	۴۲۲۰/۶۹	(۱)	(۴)	(۲)
MEWaKE	۶۳۱۵۱۸	۱۵۳	۳۹۵۸/۴۸	(۳)	(۵)	(۴)

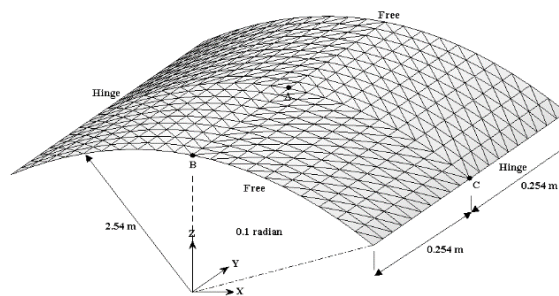
عامل بیان می‌دارد که راه‌کار  $i$  چند بار رتبه‌ی  $i$  را به دست آورده است. برای نمونه، شیوه‌ی MEWaKE از نگاه معیار S1، سه بار نخستین فن می‌باشد. بنابراین،  $Q_{i1}$  برای این راه‌حل برابر سه است. همچنین، فرایند MDI دو بار رتبه‌ی چهارم را بر پایه‌ی معیاری S2 دارد. از این رو،  $Q_{i4}$  برای این روش برابر دو می‌باشد. شمار سازه‌هایی که راه‌کار  $i$  قادر به تحلیل آن‌ها نبوده است با  $Q_{i0}$  نمایش داده می‌شود. برای نمونه، در پنج مسأله شیوه‌ی ZWI توانایی رسیدن به پاسخ را ندارد. پس،  $Q_{i0}$  برای آن برابر پنج است.

هنگامی که فرایندی توانایی رسیدن به پاسخ را نداشته باشد، در رابطه‌ی (۲۴) وارد نمی‌گردد. همچنین، اگر یک فن در همه‌ی ۶ نمونه‌ی حل شده رتبه‌ی نخست را دارا باشد عدد ۴۲ به دست می‌آید. در نتیجه، امتیاز  $S_{ij}$  برای آن ۱۰۰ خواهد بود. امتیاز و رتبه‌ی پایانی راه‌حل‌ها در جداول (۹) تا (۱۱) نوشته شده‌اند. بر این پایه، رتبه بندی روش‌ها در جدول (۱۲) می‌آید. این جدول نشان می‌دهد راه‌کار نویسندگان، در هر سه معیار رتبه‌ی نخست را دارد. پس از آن، فرآیندهای MRE و MRF، به ترتیب، در جایگاه‌های دوم و سوم جای می‌گیرند. جدول (۱۲) بیان می‌کند که شیوه‌ی ZWI بدترین فن برای پیمایش مسیر ایستایی است.

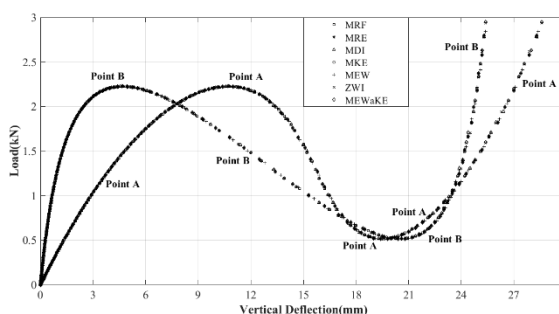
جدول ۹- امتیاز روش‌ها بر پایه‌ی معیاری S1

روش	$Q_{ij}$						
	۷	۶	۵	۴	۳	۲	۱
MRF	۱	۱				۱	۲
MRE			۲	۲	۱		
MDI			۲	۲	۱		۱
MKE		۲		۱		۱	۲
MEW			۱	۱	۱		۲
ZWI							۵
MEWaKE				۱	۲	۳	

این بار، سازه وارد بخش پس کمانشی می‌شود. نقطه‌ی بازگشت نیروی دیگر، در مقدار بار ۰/۵۱۶۴۵۶ کیلونیوتن رخ داد. جابه‌جایی‌های مورد اشاره، به ترتیب، ۲۰/۶۰۸۴ و ۱۹/۵۷۵۴ میلی‌متر بودند. شمار نمونه‌های همگرایی میان نقطه‌های حدی بار در شیوه‌های MRF، MRE، MDI، MKE، MEW، ZWI و MEWaKE، به ترتیب، ۷، ۲۵، ۳۶، ۳۶، ۲۵، ۳۱ و ۳۱ است.



شکل ۱۰- سقف استوانه‌ای



شکل ۱۱- نمودار بار-جابه‌جایی برای سقف استوانه‌ای

جدول (۸) نتیجه‌های تحلیل این سقف را نشان می‌دهد. روش MRF شمار بسیار کمی نقطه‌ی همگرایی به دست آورده است. به سخن دیگر، این شیوه دارای کمترین دقت می‌باشد. با وجود این، همه‌ی مسیر ایستایی را پیمایش کرد. از این رو، فرآیند MRF آخرین رتبه را دارد. بر پایه‌ی جدول (۸)، راه‌کار MEW برترین راه‌حل برای این سقف استوانه‌ای می‌باشد.

### ۵- رتبه‌بندی روش‌ها

بر پایه‌ی شمار تکرارها، شمار نمونه‌های همگرایی و زمان تحلیل، مرتبه‌ی هر راه‌کار برآورد شد. برای مقایسه راه‌حل‌ها، امتیاز هر فرآیند از برابری (۲۴) به دست می‌آید.

$$S_{ij} = 100 \times \sum_{j=1}^7 Q_{ij} \times (8-j)/42 \quad (24)$$

نماد  $Q_{ij}$  رتبه‌های  $i$  روش  $j$  را نشان می‌دهد. به سخن دیگر، این



جدول ۱۰- امتیاز روش‌ها بر پایه‌ی معیاری S2

S	Q <sub>ij</sub>								روش
	۷	۶	۵	۴	۳	۲	۱	۰	
۳۸/۰۹۵	۱	۱	۱	۱		۱		۱	MRF
۷۸/۵۷۱				۱	۲	۲	۱		MRE
۴۷/۶۱۹		۱	۱	۱	۱	۱		۱	MDI
۵۴/۷۶۲					۲	۱	۱	۲	MKE
۴۰/۴۷۶		۱		۱	۱	۱		۲	MEW
۹/۵۲۳۸				۱				۵	ZWI
۸۰/۹۵۲			۲				۴		MEWaKE

جدول ۱۱- امتیاز روش‌ها بر پایه‌ی معیاری S3

S	Q <sub>ij</sub>								روش
	۷	۶	۵	۴	۳	۲	۱	۰	
۵۲/۳۸۱	۱	۱				۲	۱	۱	MRF
۶۶/۶۶۷			۱	۱	۳	۱			MRE
۴۰/۴۷۶		۲		۲	۱			۱	MDI
۴۰/۴۷۶			۲		۱	۱		۲	MKE
۴۵/۲۳۸			۱	۱	۱		۱	۲	MEW
۱۴/۲۸۶						۱		۵	ZWI
۹۰/۴۷۶				۱		۱	۴		MEWaKE

جدول ۱۲- رتبه‌بندی روش‌ها برای هر سنجش

معیار	۷	۶	۵	۴	۳	۲	۱
S1	ZWI	MKE	MEW	MDI	MRF	MRE	MEWaKE
S2	ZWI	MRF	MEW	MDI	MKE	MRE	MEWaKE
S3	-	ZWI	MDI & MKE	MEW	MRF	MRE	MEWaKE

### ۶- نتیجه‌گیری

در این مقاله، رابطه‌سازی نوینی برای پیمایش مسیر ایستایی با روش‌های پویا پیشنهاد شد. پایه‌ی این کار بر کمینه کردن مجموع نمو کار و انرژی جنبشی در تکرارها استوار است. این فن توانایی پیمایش مسیرهای ایستایی در سازه‌های دارای ناحیه‌های بازگشت بار و تغییر مکان، را دارد. نخست، به شیوه‌ی راه‌های پویا و رابطه‌های آن پرداخته شد. سپس، راه‌کارهایی آمدند که تاکنون برای یافتن عامل بار پژوهشگران داده‌اند. در ادامه، رابطه‌ی پیشنهادی در دسترس قرار گرفت.

یافتن عامل بار در شیوه‌ی پیشنهادی خودکار و بدون شرط می‌باشد و در آن تنها از عامل‌های موجود در تکرارهای راه‌های پویا استفاده می‌گردد. توانایی رابطه‌سازی پیشنهادی با تحلیل اجزای محدود چندین سازه شامل خرپاها، قاب‌ها و پوسته‌ها که

دارای رفتار ناخطی هندسی می‌باشند، انجام پذیرفت. کم بودن شمار نمونه‌های همگرایی سبب کاهش زمان تحلیل می‌شود. از سوی دیگر، برای یافتن مسیر ایستایی دقیق‌تر، زمان تحلیل افزایش می‌یابد. به همین سبب، معیار زمان نیز باید لحاظ گردد. خاطرنشان می‌کند، هدف اصلی این پژوهش افزون بر داشتن دقت و نداشتن پرش، زمان مناسب تحلیل روش‌های پویا می‌باشد. از سه معیار سنجش برای مقایسه‌ی فن‌های پیشینیان و رابطه‌سازی پیشنهادی بهره‌جویی شد. پاسخ‌های عددی نشان می‌دهند، دقت شیوه‌ی نویسندگان برای پیمایش مسیرهای ایستایی در تمام مسأله‌ها بیشتر از دو روش MRF و MRE است. از سوی دیگر، دقت این فرآیند اندکی کمتر از فن‌های MDI و MKE بود. باید دانست، دقت بیشتر این راه‌کارها سبب افزایش نقطه‌های همگرایی و در نتیجه افزایش زمان تحلیل می‌گردد. با بررسی هم‌زمان شمار نقطه‌های همگرایی، شمار کل تکرارها و زمان کل تحلیل، نشان داده شد که راه‌حل پیشنهادی نسبت به رابطه‌های پیشینیان توانایی مناسب‌تری دارد.

### ۷- مراجع

- [1] Novoselac, S., Ergić, T. and Baličević, P. (2012), "Linear and nonlinear buckling and post buckling analysis of a bar with the influence of imperfections", Tehnički vjesnik, Vol. 19, pp. 695-701.
- [2] Rezaiee-Pajand, M., Vejdani Noghreiyani, H.R. and Naghavi, A.R. (2013), "Four new methods for finding structural critical points", Mechanics Based Design of Structures and Machines, Vol. 41, pp. 399-420.
- [3] Alamatian, J. (2013), "Displacement-based methods for calculating the buckling load and tracing the post-buckling regions with dynamic relaxation method", Computers & Structures, Vol. 114, pp. 11584-11597.
- [4] Chen, C.N. (1996), "A finite element study on bifurcation and limit point buckling of elastic-plastic arches", Computers & Structures, Vol. 60, pp. 189-196.
- [5] Pi, Y.L. and Bradford, M.A. (2014), "Multiple unstable equilibrium branches and non-linear dynamic buckling of shallow arches", International Journal of Non-Linear Mechanics, Vol. 60, pp. 33-45.
- [6] Szilard, R. (1985), "Critical load and post-buckling analysis by fem using energy balancing technique", Computers & Structures, Vol. 20, pp. 277-286.
- [7] Rezaiee, H. (2012), "Nonlinear structural analysis using dynamic relaxation method", Master's Thesis, Ferdowsi University, Mashhad, Iran.
- [8] Krenk, S. and Hededal, O. (1995), "A dual orthogonality procedure for non-linear finite element equations", Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, Vol. 123, pp. 95-107.
- [9] Rezaiee-Pajand, M. and Boroshaki, F. (1999), "A variable arc-length method", Asian Journal of Structural Engineering, pp. 321-44.
- [10] Kim, J.H. and Kim, Y.H. (2001), "A predictor-corrector method for structural nonlinear analysis", Computer

- [28] Namadchi, A.H. and Alamatian, J. (2016), "Explicit dynamic analysis using dynamic relaxation method", *Computers & Structures*, Vol. 175, pp. 91-99.
- [29] Rezaiee-Pajand, M., Alamatian, J. and Rezaee, H. (2017), "The state of the art in Dynamic Relaxation methods for structural mechanics Part 1: Formulations", *Iranian Journal of Numerical Analysis and Optimization*, Vol. 7, pp. 65-86.
- [30] Rezaiee-Pajand, M., Alamatian, J. and Rezaee, H. (2017), "The state of the art in Dynamic Relaxation methods for structural mechanics Part 2: Applications", *Iranian Journal of Numerical Analysis and Optimization*, Vol. 7, pp. 87-114.
- [31] Jung, S., Kim, T.-Y. and Yoo, W.-S. (2018), "Adaptive step-size control for dynamic relaxation using continuous kinetic damping", *Mathematical Problems in Engineering*.
- [۳۲] سرافرازی، س.ر. و لبافی، س.ف. (۱۳۹۶)، "روش رهایی پویا با میرایی متمرکز"، *مهندسی عمران مدرس*، دوره ۱۷، شماره ۳، ص. ۱۵۶-۱۴۶.
- [33] Zardi, I. and Alamatian, J. (2020), "A new formulation for fictitious mass of viscous dynamic relaxation method", *Mechanics Based Design of Structures and Machines*, Vol. 48, pp. 542-567.
- [34] Abbasi, M., Namadchi, A.H. and Alamatian, J. (2021), "A new formulation for kinetic dynamic relaxation method based on the Lagrangian interpolation", *Mechanics Based Design of Structures and Machines*, pp. 1-15.
- [35] Zhang, L.G. and Yu, T.X. (1989), "Modified adaptive dynamic relaxation method and its application to elastic-plastic bending and wrinkling of circular plates", *Computers & Structures*, Vol. 33, pp. 609-614.
- [36] Kadkhodayan, M., Zhang, L.C. and Sowerby, R. (1997), "Analyses of wrinkling and buckling of elastic plates by DXDR method", *Computers & Structures*, Vol. 65, pp. 561-574.
- [37] Ramesh, G. and Krishnamoorthy, C.S. (1993), "Post-buckling analysis of structures by dynamic relaxation", *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, Vol. 36, pp. 1339-1364.
- [38] Ramesh, G. and Krishnamoorthy, C.S. (1994), "Inelastic post-buckling analysis of truss structures by dynamic relaxation method", *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, Vol. 37, pp. 3633-3657.
- [39] Lee, K.-S., Han, S.-E. and Hong, J.-W. (2014), "Post-buckling analysis of space frames using concept of hybrid arc-length methods", *International Journal of Non-Linear Mechanics*, Vol. 58, pp. 76-88.
- [40] Lee, K.S., Han, S.E. and Park, T. (2011), "A simple explicit arc-length method using the dynamic relaxation method with kinetic damping", *Computers & Structures*, Vol. 89, pp. 216-233.
- [۴۱] گلمکانی م.ا. و یوسفیان ثقی، ع. (۱۳۹۳)، "تحلیل غیر خطی ترموالاستیک صفحات گرد سانودوچی با هسته تابعی"، *مکانیک سازه‌ها و شاره‌ها*، دوره ۴، شماره ۴، ص. ۱۴۲-۱۲۷.
- [42] Rezaiee-Pajand, M. and Alamatian, J. (2009), "Dynamic relaxation method for tracing the statical path of truss structures", *Journal of Modeling in Engineering*, Vol. 3, pp. 27-39.
- [43] Rezaiee-Pajand, M. and Alamatian, J. (2011), "Automatic DR structural analysis of snap-through and snap-back using optimized load increments", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 137, pp. 109-116.
- [44] Rezaiee-Pajand, M. and Estiri, H. (2016), "Finding equilibrium paths by minimizing external work in Methods in Applied Mechanics and Engineering, Vol. 191, pp. 959-974.
- [11] Toklu, Y.C. (2004), "Nonlinear analysis of trusses through energy minimization", *Computers & Structures*, Vol. 82, pp. 1581-1589.
- [12] Ligarò, S.S. and Valvo, P.S. (2006), "Large displacement analysis of elastic pyramidal trusses", *International Journal of Solids and Structures*, Vol. 43, pp. 4867-4887.
- [13] Saffari, H. and Mansouri, I. (2011), "Non-linear analysis of structures using two-point method", *International Journal of Non-Linear Mechanics*, Vol. 46, pp. 834-840.
- [14] Underwood, P. (1983), "Dynamic relaxation (in structural transient analysis)", *Computational Methods for Transient Analysis (A 84-29160 12-64)* Amsterdam, North-Holland, pp. 245-265.
- [15] Munjiza, A. (1996), "A  $K^m$  proportional damping for dynamic relaxation", *International Journal for Engineering Modelling*, Vol. 9, pp. 1-9.
- [16] Munjiza, A., Owen, D.R.J. and Crook, A.J.L. (1998), "An  $M(M^{-1}K)^m$  proportional damping in explicit integration of dynamic structural systems", *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, Vol. 41, pp. 1277-1296.
- [17] Rezaiee-Pajand, M. and Taghavian Hakkak, M. (2006), "Nonlinear analysis of truss structures using dynamic relaxation", *International Journal of Engineering*, Vol. 19, pp. 11-22.
- [18] Kadkhodayan, M., Alamatian, J. and Turvey, G.J. (2008), "A new fictitious time for the dynamic relaxation (DXDR) method", *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, Vol. 74, pp. 996-1018.
- [19] Rezaiee-Pajand, M. and Alamatian, J. (2008), "Nonlinear dynamic analysis by dynamic relaxation method", *Structural Engineering & Mechanics*, Vol. 28, pp. 549-570.
- [20] Rezaiee-Pajand, M. and Sarafrazi, S.R. (2010), "Nonlinear structural analysis using dynamic relaxation method with improved convergence rate", *International Journal of Computational Methods*, Vol. 7, pp. 627-654.
- [21] Rezaiee-Pajand, M. and Alamatian, J. (2010), "The dynamic relaxation method using new formulation for fictitious mass and damping", *Structural Engineering and Mechanics*, Vol. 34, pp. 109-133.
- [22] Rezaiee-Pajand, M., Kadkhodayan, M., Alamatian, J. and Zhang, L.C. (2011), "A new method of fictitious viscous damping determination for the dynamic relaxation method", *Computers & Structures*, Vol. 89, pp. 783-794.
- [23] Rezaiee-Pajand, M. and Sarafrazi, S.R. (2011), "Nonlinear dynamic structural analysis using dynamic relaxation with zero damping", *Computers & Structures*, Vol. 89, pp. 1274-1285.
- [24] Rezaiee-Pajand, M., Kadkhodayan, M. and Alamatian, J. (2012), "Timestep selection for dynamic relaxation method", *Mechanics Based Design of Structures and Machines*, Vol. 40, pp. 42-72.
- [25] Rezaiee-Pajand, M., Sarafrazi, S.R. and Rezaiee, H. (2012), "Efficiency of dynamic relaxation methods in nonlinear analysis of truss and frame structures", *Computers & Structures*, Vol. 112-113, pp. 295-310.
- [26] Rezaiee-Pajand, M. and Rezaee, H. (2012), "Fictitious time step for the kinetic dynamic relaxation method", *Mechanics of Advanced Materials and Structures*, Vol. 21, pp. 631-644.
- [27] Alamatian, J. (2012), "A new formulation for fictitious mass of the Dynamic Relaxation method with kinetic damping", *Computers & Structures*, Vol. 90, pp. 42-54.



- dynamic relaxation method", Applied Mathematical Modelling, Vol. 40, pp. 10300-10322.
- [45] Rezaiee-Pajand, M. and Estiri, H. (2016), "Computing the structural buckling limit load by using dynamic relaxation method", International Journal of Non-Linear Mechanics, Vol. 81, pp. 245-260.
- [46] علامتیان، ج. و حسینی نژاد گوشیک، س.م. (۱۳۹۶)، "روش رهایی پویا برای محاسبه بار کمانشی قاب‌ها"، نشریه مهندسی عمران و محیط زیست دانشگاه تبریز، دوره ۴۹، شماره ۹۶، ص. ۷۴-۶۵.
- [47] Rezaiee-Pajand, M. and Estiri, H. (2020), "Finding buckling points for nonlinear structures by dynamic relaxation scheme", Frontiers of Structural and Civil Engineering, Vol. 14, pp. 23-61.
- [48] Rezaiee-Pajand, M. and Mohammadi-Khatami, M. (2021), "Nonlinear analysis of cable structures using the dynamic relaxation method", Frontiers of Structural and Civil Engineering, Vol. 15, pp. 253-274.
- [49] Taghavian Hakak, M. (2003), "Nonlinear analysis of truss structures using dynamic relaxation method", Master of science Thesis, Islamic Azad University University (Kerman Branch), Kerman, Iran.
- [50] Greco, M., Menin, R., Ferreira, I. and Barros, F. (2012), "Comparison between two geometrical nonlinear methods for truss analyses", Structural Engineering and Mechanics, Vol. 41, pp. 735-750.
- [51] Krishnamoorthy, C.S., Ramesh, G. and Dinesh, K.U. (1996), "Post-buckling analysis of structures by three-parameter constrained solution techniques", Finite Elements in Analysis and Design, Vol. 22, pp. 109-142.
- [52] Williams, F. (1964), "An approach to the non-linear behaviour of the members of a rigid jointed plane framework with finite deflections", The Quarterly Journal of Mechanics and Applied Mathematics, Vol. 17, pp. 451-469.
- [53] Meek, J.L. and Tan, H.S. (1984), "Geometrically nonlinear analysis of space frames by an incremental iterative technique", Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, Vol. 47, pp. 261-282.
- [54] Sze, K.Y., Liu, X.H. and Lo, S.H. (2004), "Popular benchmark problems for geometric nonlinear analysis of shells", Finite Elements in Analysis and Design, Vol. 40, pp. 1551-1569.



## ارزیابی آسیب پذیری قاب های مسلح شده به وسیله دیوار برشی فولادی

نیما حاج شیخ الاسلامی<sup>۱\*</sup>، حامد صفاری<sup>۲</sup>، سعید شجاعی<sup>۳</sup>

۱- دانشجوی دکتری، گروه عمران، دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه باهنر کرمان، کرمان

۲- استاد، گروه عمران، دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه باهنر کرمان، کرمان

۳- استاد، گروه عمران، دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه باهنر کرمان، کرمان

\*کرمان، صندوق پستی ۷۶۱۶۹۱۳۳، [nimahaj@hotmail.com](mailto:nimahaj@hotmail.com)

### چکیده

هدف اصلی از انجام این مطالعه ارزیابی آسیب پذیری دیوارهای برشی فولادی به کمک منحنی های شکنندگی می باشد. برای دستیابی به این هدف، مقدار شکل پذیری و شاخص خسارت چند قاب نمونه مسلح شده بوسیله دیوار برشی فولادی با مدل سازی و انجام تحلیل های غیرخطی استاتیکی و دینامیکی غیرخطی ارزیابی شده و کنترل شاخص خسارت بر مبنای شکل پذیری به عنوان معیار پذیرش عملکرد معرفی می شود. عملکرد لرزه ای با کمک آنالیز دینامیکی افزاینده IDA مورد ارزیابی قرار گرفته و منحنی های شکنندگی با استفاده از شاخص جابجایی و شکل پذیری بدست آمده است. با توجه به نتایج حاصله رابطه ای بین سطوح عملکردی و شاخص خسارت ارائه شده است که این رابطه احتمال عبور از سطوح عملکردی را در هر یک از سازه ها مشخص می سازد. شاخص خسارت برای هر مدل با استخراج منحنی ای بارافزون محاسبه گردید که به تبع آن سایر مشخصات سازه ای نظیر سختی، شکل پذیری و نقطه تسلیم سازه قابل حصول است. مزیت این روش و معرفی منحنی شکنندگی بر اساس شاخص خسارت، تعیین پارامتر شکل پذیری بر اساس معیارهای عملکردی سازه می باشد. بر این اساس می توان میزان مقاومت هر سازه را متناظر با جابجایی تسلیم سازه محاسبه نمود.

### واژگان کلیدی

منحنی های شکنندگی، تحلیل فزاینده دینامیکی، معیار پذیرش عملکرد، شاخص خسارت، شکل پذیری

## Vulnerability assessment of armed frames by steel shear wall

N. Haj Sheikhol Islami, H. Saffari, S. Shojaei

### Abstract

The main purpose of this study was to evaluate the vulnerability of steel shear walls using brittleness curves. To achieve this goal, the amount of ductility and damage index of several sample frames reinforced by steel shear wall are evaluated by modeling and performing nonlinear static and dynamic nonlinear analyzes, and damage index control based on ductility is introduced as a performance acceptance criterion. Seismic performance was evaluated using IDA incremental dynamic analysis and fragility curves were obtained using displacement and ductility index. According to the results, a relationship between performance levels and damage index is presented, which indicates the probability of passing performance levels in each of the structures. Damage index for each model was calculated by extracting increasing curves, as a result of which other structural characteristics such as stiffness, ductility and yield point of the structure can be obtained. The advantage of this method and the introduction of fragility curves based on damage index is determining the ductility parameter based on the structural criteria of the structure. Based on this, the strength of each structure can be calculated according to the yield displacement of the structure.

### Keywords

Fragility curves, Incremental dynamic analysis, Performance acceptance criteria, Damage index, Ductility

برای جذب نیروهای جانبی زلزله و باد در ساختمان‌ها، به ویژه در ساختمان‌های بلند دیوارهای برشی فولادی در سه دهه اخیر مطرح و مورد توجه قرار گرفته است. در آیین‌نامه‌های کنونی طرح لرزه‌ای، از این فلسفه استفاده می‌شود که امکان جذب و استهلاك انرژی در سازه توسط مکانیزم تسلیم مناسب در سیستم مقاوم لرزه‌ای فراهم می‌گردد. این قابلیت در اصطلاح شکل‌پذیری یا  $\mu$  نام دارد و در قالب ضریب رفتار سازه،  $R$ ، در طراحی لحاظ می‌شود [۱]. اغلب کارهای صورت گرفته در تحقیقات قبلی اشاره به میزان انرژی جذب شده و سطح زیر منحنی‌های هیستریزس برای محاسبه شکل‌پذیری قاب‌های مسلح به دیواربرشی صورت گرفته است [۲]. به موازات مفهوم شکل‌پذیری، شاخص خسارت و یا به اختصار،  $DI$ ، پارامتر دیگری است که مورد توجه قرار می‌گیرد، چراکه می‌توان آن را بر مبنای ارزیابی تقاضا و ظرفیت شکل‌پذیری تعریف نمود. به علاوه، می‌توان  $DI$  را در تعریف سطوح عملکردی متفاوت مانند یک عضو و یا یک طبقه به کار برد [۳]. میزان خسارت و آسیب‌پذیری سازه‌ها معمولاً براساس حداکثر تغییر مکان نسبی طبقات، شکل‌پذیری، چرخش المان‌ها و ... در نظر گرفته می‌شود، این منحنی‌ها سطح محتمل خسارت برای سطوح مختلف شدت تاثیر زلزله را نشان می‌دهند [۴]. به کمک این منحنی‌ها می‌توان با تعیین میزان آسیب‌پذیری سازه‌ها آن‌ها را برای مقاوم‌سازی اولویت‌بندی کرد. به‌طور خلاصه در آنالیز  $IDA$  مدل سازه‌ای تحت تحریک یک مجموعه از شتاب‌نگاشت‌های زمین قرار می‌گیرد که در سطوح متعدد مقیاس شده‌اند. نتیجه تحلیل  $IDA$  در این سطوح به صورت تغییرات نیازهای لرزه‌ای برحسب پارامتر مشخصه تحریک ترسیم می‌شود که به روند فوق آنالیز شکنندگی گفته می‌شود و نمودارهای حاصل از آن منحنی‌های شکنندگی نامیده می‌گردند. با توجه به توضیحات مطرح شده از منابع مذکور، در این مطالعه، موضوع معرفی منحنی‌های شکنندگی بر اساس معیارهای عملکردی و خسارت می‌باشد، که به توسعه این منحنی‌ها و تفسیر بهتر نتایج بر اساس این منحنی‌ها کمک می‌کند [۵]. در توسعه منحنی شکنندگی یک سازه می‌توان حالت‌های حدی متفاوت را در نظر گرفت اما در مورد سازه‌های بلند تعیین آستانه فروریزش از اهمیت خاصی برخوردار است که در این صورت عنوان منحنی شکست در آستانه فروریزش به کار می‌رود. از جمله کاربردهای این منحنی تعریف حاشیه ایمنی فروریزش  $CMR$ ، برای یک سیستم سازه‌ای

است که در آیین‌نامه FEMA P-2082-1 از آن به عنوان یک معیار جدید اشاره شده است [۶].

## ۲- مدل‌سازی

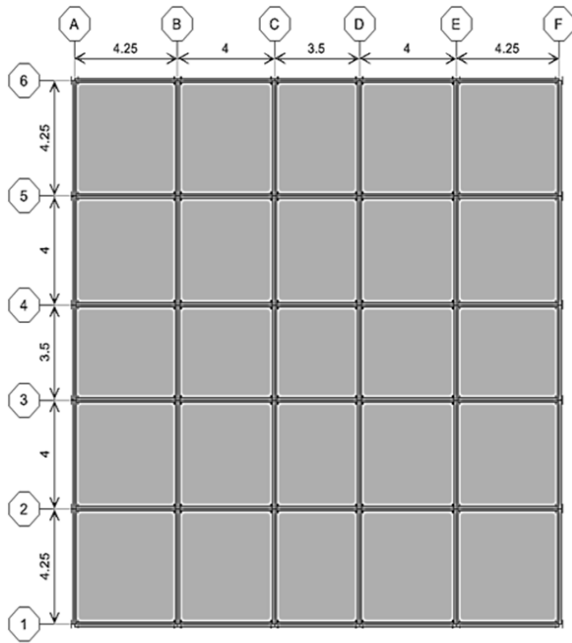
مدل‌های ساختمانی شامل ۸ قاب دوبعدی است که وضعیت هندسی آن‌ها در نمایش داده شده است. سازه‌های دوبعدی مورد نظر متشکل از قاب‌های متعامدی هستند که هرکدام، در راستای  $x$  دارای سه و پنج دهانه هستند. تعداد طبقات به‌عنوان یک پارامتر کلیدی، تعیین‌کننده ارتفاع مدل‌های نمونه است. مدل‌های مورد بحث به شکل ۳، ۵ و ۷ و ۱۰ و ۱۵ طبقه طراحی شده‌اند که یک محدوده قابل قبول برای ارتفاع ساختمان‌ها است. ارتفاع در تمامی طبقات برابر با ۳ متر فرض می‌گردد. برای طراحی قاب‌های نمونه، ترکیب‌های بارگذاری از آیین‌نامه ASCE/SEI 7-16 انتخاب شده است [۱] بار مرده به میزان  $W_D = 450 \text{ dN/m}^2$  به اضافه وزن سازه و بار زنده به مقدار  $W_L = 250 \text{ dN/m}^2$  لحاظ گردیده که متناسب با کاربری اداری است. در طراحی لرزه‌ای با انتخاب سیستم دوگانه قاب خمشی ویژه و دیوار برشی فولادی ویژه با قابلیت باربری ۲۵٪ نیروهای زلزله تعریف شده توسط سیستم قاب، ضریب رفتار  $R = 8$  و ضریب تشدید تغییر مکان  $C_d = 6/5$  و ضریب اضافه مقاومت  $\Omega_0 = 6/5$  به کار رفته است. با مبنای قرار دادن ملاحظات فوق، اعضاء قاب با استفاده از آیین‌نامه ANSI/AISC 341-16 و ANSI/AISC 360-16 در نرم افزار ETABS طراحی گردیده‌اند [۷]. به علت متقارن بودن قابها در هر دو جهت فقط یک قاب در جهت  $x$  در نظر گرفته شد. برای کنترل‌های لرزه ای و کنترل دریافت در طراحی و محاسبه مودهای ارتعاشی برای مقیاس کردن شتاب نگاشت‌ها، بر اساس آیین‌نامه ASCE/SEI 7-16 عمل شد. از فولاد با تنش تسلیم  $f_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$  و مدول الاستیسیته  $E = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$  و ضریب پواسون  $\nu = 0/3$  استفاده گردیده است.

مقاطع تیر و ستون برای مدل‌های سازه‌ای مطابق با شکل (۲-ب) و مشخصات ورق‌های فولادی بر اساس جدول (۲) مشخص شده است. با استفاده از نرم افزار ABAQUS مدل‌های سازه‌ای (شکل (۲-الف)) تحت تاثیر ۱۰ شتاب نگاشت، مورد تحلیل تاریخیچه زمانی و تحلیل دینامیکی فزاینده قرار گرفتند. المان‌های مورد استفاده برای مش بندی در نرم افزار،  $R\&S$ ، المان منحنی شکل با ۴ گره، در مدل‌سازی می‌باشد. رکورد زلزله‌های انتخابی، مطابق با جدول (۱) می‌باشند. در صورت نزدیک شدن

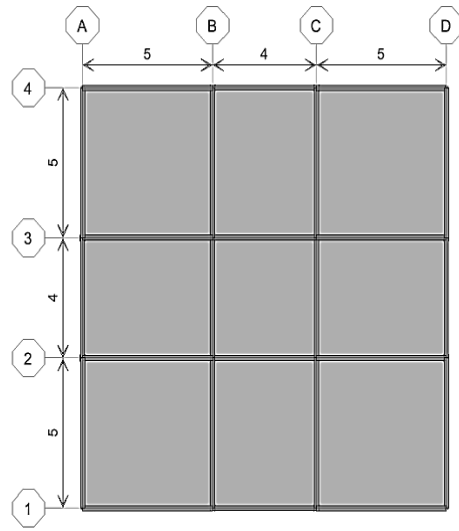


گسل با  $T_p$  نزدیک به پرپود سازه است [۸]. در انتخاب محتوای فرکانسی شتابنگاشت‌ها در تحلیل‌های تاریخچه زمانی و تحلیل دینامیکی فزاینده براساس آئین نامه FEMA P-2082-1 عمل شد [۶].

به  $T_p$  پرپود اصلی سازه، یک حرکت موج‌گونه در ارتفاع قاب انتشار می‌یابد که در نتیجه آن تقاضای شکل‌پذیری در طبقات فوقانی سازه افزایش چشمگیری پیدا خواهد کرد. بنابراین ارزیابی اثرات موقعیت حرکت زمین نسبت به سازه بر پدیده انتشار موج در ارتفاع قاب مستلزم انتخاب حرکات نزدیک به

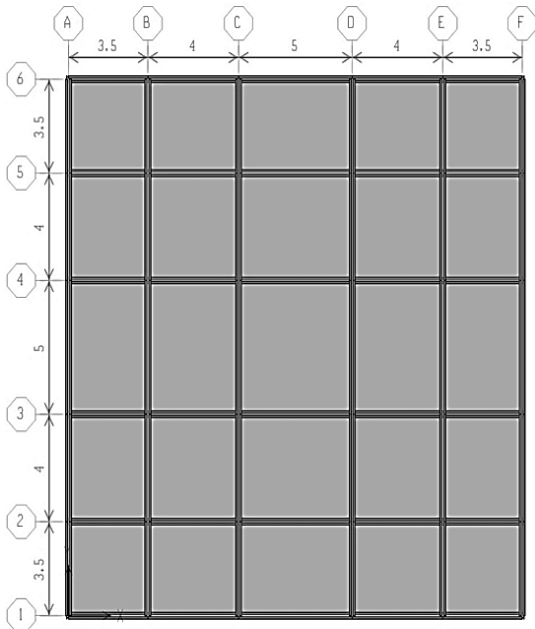


(ب) شکل پلان در مدل  
SSW-MBIB1

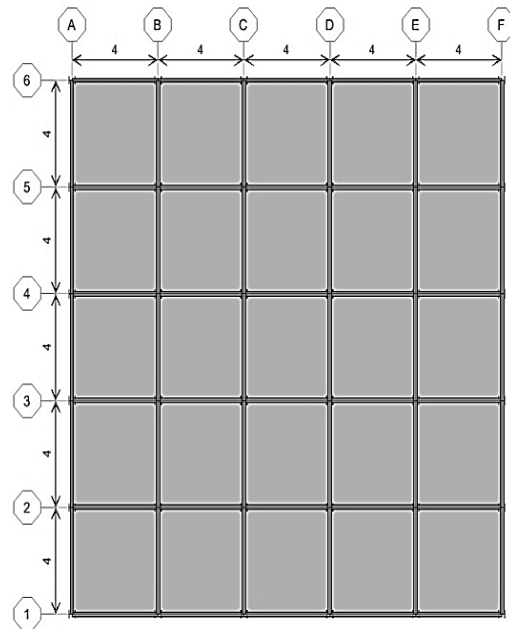


(الف) شکل پلان در مدل‌های

SSW-M1-SSW-M2-SSW-M3-SSW-M4-SSW-M5



(د) شکل پلان در مدل  
SSW-MBIB3



(ج) شکل پلان در مدل  
SSW-MBIB2

شکل ۱- پلان و شکل مدل‌های دیوار برشی فولادی

جدول ۱- مجموعه رخدادهای لرزه‌ای مورد استفاده در مقایسه نتایج مدل

رخداد	سال	ایستگاه	$M_w$	Mech.	$V_{S,30}$ (m/s)	$T_p$ (sec)
Bam Iran	۲۰۰۳	Abaragh	۷/۴۰	Strike-Slip	۲۷۵	۳/۲۱
Cape Mendocino	۱۹۹۲	Petrolia	۷/۰۱	Reverse	۴۲۲/۱۷	۲/۹۹۶
Chi-Chi-Taiwan	۱۹۹۹	TCU065	۷/۶۲	Reverse Oblique	۳۰۵/۸۵	۵/۷۴
Imperial Valley	۱۹۴۰	El Centro Diff. Array	۶/۵۰	Strike-Slip	۲۰۲	۲/۰۰
Kobe-Japan	۱۹۹۵	KJMA	۶/۹۰	Strike-Slip	۳۱۲	۱/۰۰
Loma Prieta	۱۹۸۹	Gilroy Array	۶/۹۰	Reverse-Oblique	۲۷۱	۱/۷۰
Northridge	۱۹۹۴	Rinaldi Receiving Sta	۶/۷۰	Reverse	۲۸۲	۱/۲۰
Tabas-Iran	۱۹۷۸	Bajestan	۷/۳۵	Reverse	۳۷۷/۵۶	۱/۰۳
El Centro	۱۹۴۰	Array	۶/۵۳	Strike slip	۲۱۰/۵۱	۴/۳۷۵
Manjil-Iran	۱۹۹۰	Abbar	۷/۴۰	Strike-Slip	۲۷۵	۱/۳۴

جدول ۲- مشخصات ورق‌های دیوار برشی فولادی در طبقات

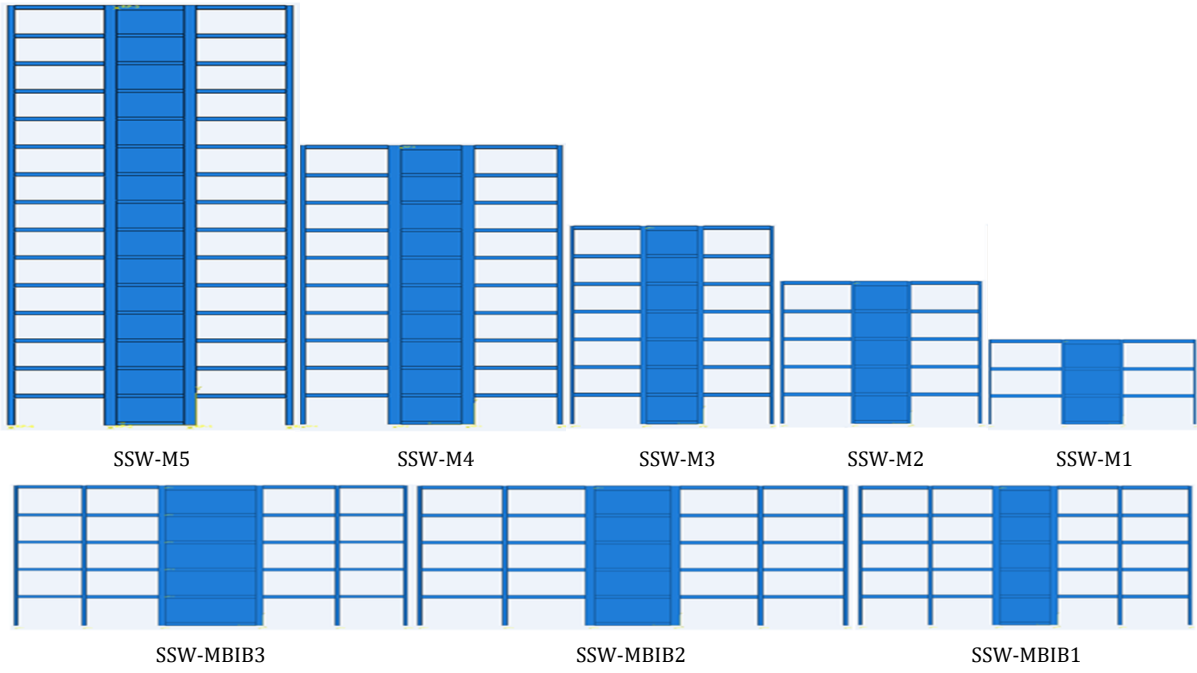
عنوان مدل اصلی	قاب	ضخامت ورق	عنوان مدل اصلی	قاب	ضخامت ورق
SSW-M1	۳ طبقه، ۳ دهانه	$t_{story-3,2,1} = 1$ mm	SSW-M4	۱۰ طبقه، ۳ دهانه	$t_{story-10} = 1$ mm $t_{story-9,8,7} = 2$ mm $t_{story-6,5,4,3,2,1} = 3$ mm
SSW-M2	۵ طبقه، ۳ دهانه	$t_{story-5} = 1$ mm $t_{story-4,3} = 2$ mm $t_{story-2,1} = 3$ mm	SSW-M5	۱۵ طبقه، ۳ دهانه	$t_{story-15,14,13,12,11,10} = 2$ mm $t_{story-9,8,7,6,5} = 3$ mm $t_{story-4,3,2,1} = 4$ mm
SSW-M3	۷ طبقه، ۳ دهانه	$t_{story-7,6,5,4,3,2,1} = 4$ mm	SSW-MBIB1	۵ طبقه، ۵ دهانه	$t_{story-5} = 2$ mm $t_{story-4} = 3$ mm $t_{story-3,2,1} = 4$ mm
SSW-MBIB3	۵ طبقه، ۵ دهانه	$t_{story-5} = 1$ mm $t_{story-4} = 2$ mm $t_{story-3,2} = 3$ mm $t_{story-1} = 4$ mm	SSW-MBIB2	۵ طبقه، ۵ دهانه	$t_{story-5} = 1$ mm $t_{story-4} = 2$ mm $t_{story-3} = 3$ mm $t_{story-2,1} = 4$ mm

## ۳- صحت سنجی نرم افزار

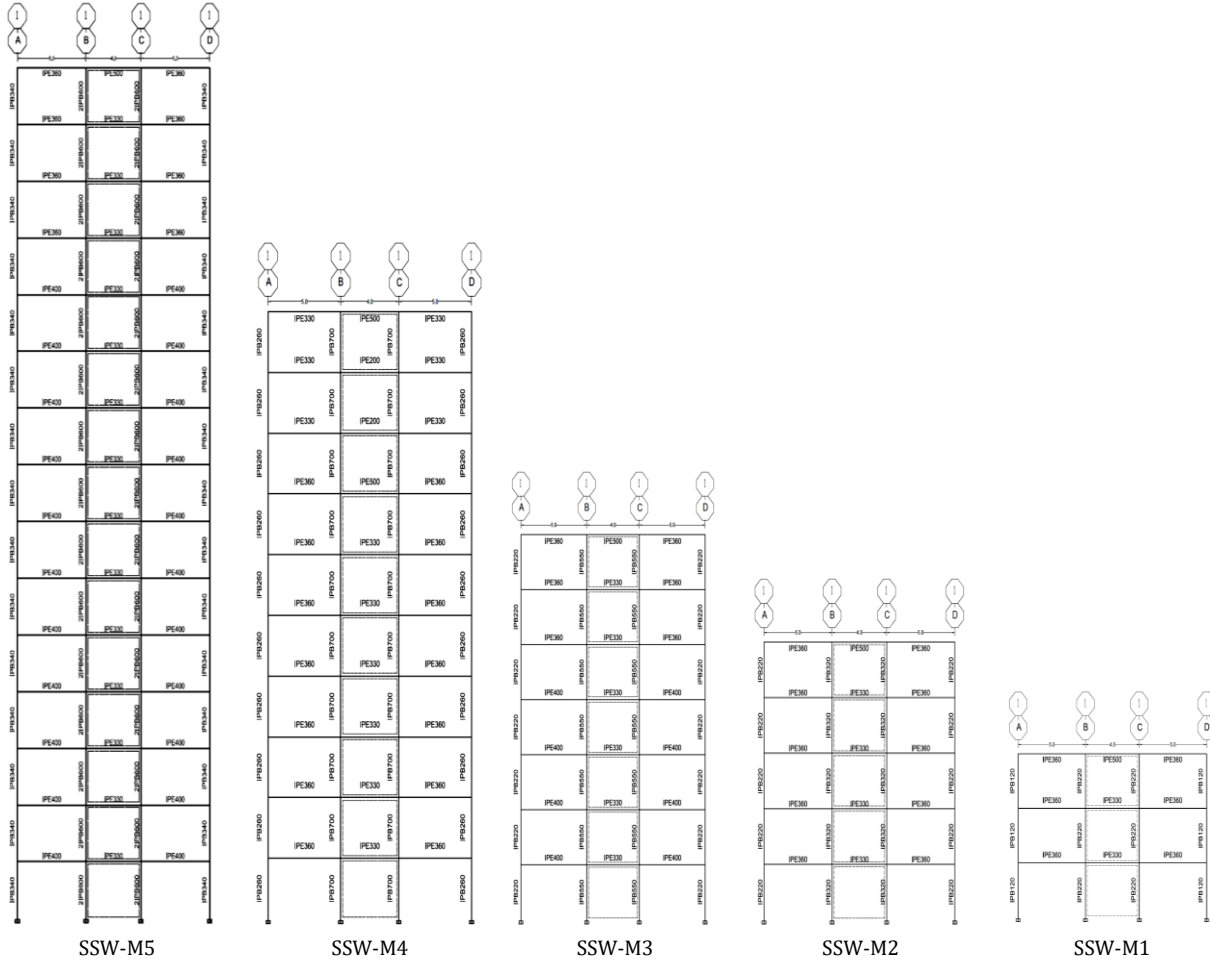
به منظور صحت سنجی نرم افزار ABAQUS از مدل آزمایشگاهی RONNY PURBA استفاده گردیده است. دیوار برشی نشان داده شده در شکل (۳) که نتایج آزمایشگاهی آن در مرجع موجود است انتخاب شد. مشخصات دیوار و المان‌های پیرامونی در شکل (۳) معرفی شده است [۹]. آزمایش انجام شده در مرجع شامل بارگذاری فزاینده رفت و برگشتی توسط جک هیدرولیکی بوده که در اینجا مدل آن در شکل (۴)، توسط نرم افزار ABAQUS ایجاد و مورد تحلیل استاتیکی غیرخطی چرخه‌ای قرار گرفته و پروتکل بارگذاری آن مطابق مرجع انتخاب شده که نتایج مقایسه‌ای آن در شکل (۵) قابل مشاهده است [۱۰]. برای

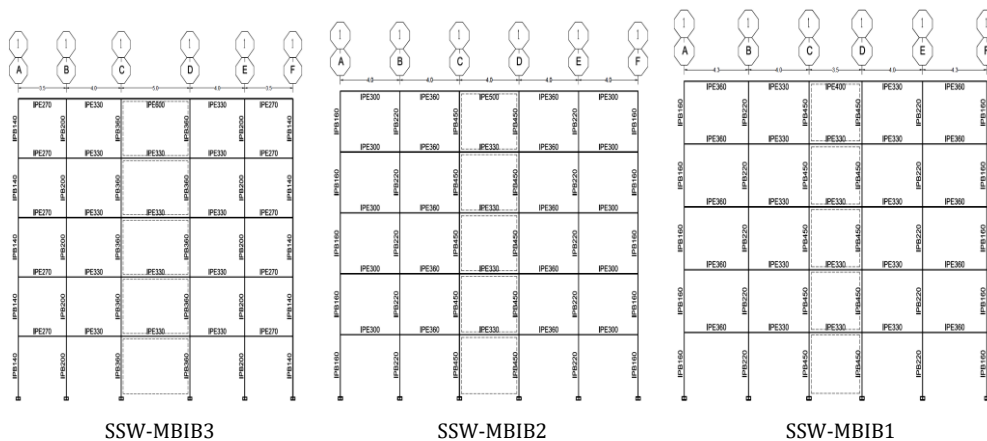
تولید نمودارهای چرخه‌ای هیستریزس تغییر مکان طبقه اول به عنوان مبنا قرار گرفته است [۹]. در کار آزمایشگاهی مذکور، نمونه یک طبقه از قاب فولادی شکل پذیر، تحت بارگذاری دوره‌ای مورد بررسی قرار گرفته است. ارتفاع نمونه از وسط تیر قوی کف تا وسط تیر بالا ۲۰۰۰ میلی‌متر و عرض مرکز به مرکز ستون‌ها ۴۰۰۰ میلی‌متر و ضخامت ورق پانل ۲۶ میلی‌متر می‌باشد. المان‌های مورد استفاده برای مش بندی در نرم افزار، S4R، المان منحنی شکل با ۴ گره، در مدل‌سازی می‌باشد [۱۱]. از مقایسه نتایج مدل المان محدود قاب با ورق و نتایج آزمایشگاهی مرجع انطباق قابل قبولی در سختی و سطح زیر نمودار حاصل شد.





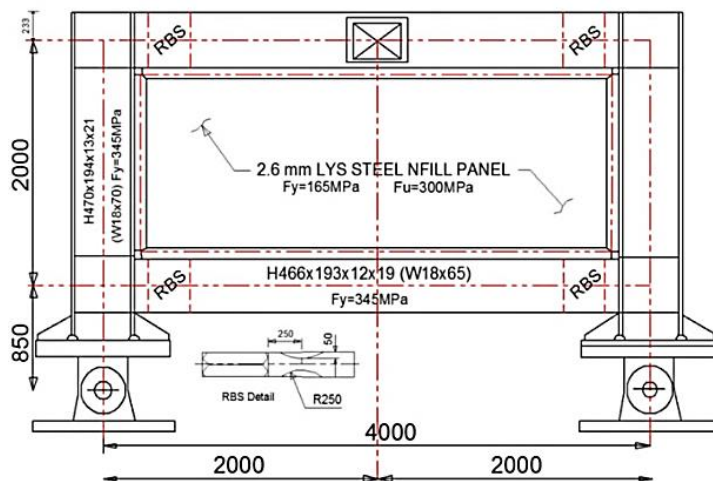
(الف) قاب‌های دوبعدی مدل‌سازی شده در نرم افزار ABAQUS (قاب با ورق دیواربرشی در محور ۱)



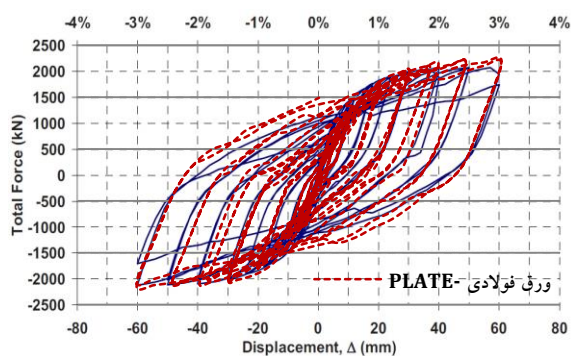


ب) ابعاد و طبقات قاب‌های دوبعدی مدل‌های قاب با ورق دیواربرشی در محور ۱

شکل ۲- قاب‌های دوبعدی مدل‌سازی شده و مشخصات مقاطع در طبقات



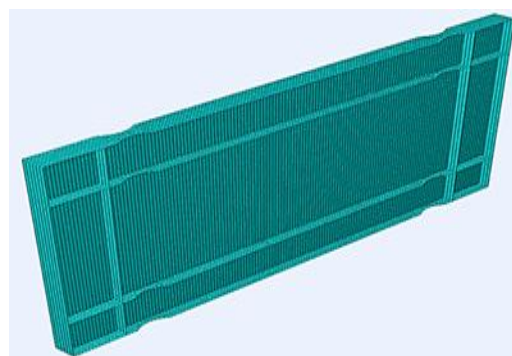
شکل ۳- مدل آزمایشگاهی دیوار برشی فولادی [۱۱]



شکل ۵- رفتار هیستریزس نمونه آزمایشگاهی Ronny Purba و

مقایسه مدل مذکور با مدل المان محدود قاب با ورق در

آنالیز با نرم‌افزار ABAQUS [۹]



شکل ۴- مدل اجزاء محدود قاب با ورق در ABAQUS [۹]

#### ۴- رسم منحنی‌های دینامیکی غیرخطی افزایشنده و منحنی‌های شکنندگی

به‌طور خلاصه در آنالیز دینامیکی غیرخطی افزایشنده IDA مدل سازه‌ای تحت تحریک یک مجموعه از شتاب‌نگاشت‌های زمین قرار می‌گیرد که در سطوح متعدد مقیاس شده‌اند [۶]. این شتاب‌نگاشت‌ها به گونه‌ای مقیاس می‌شوند که بتوانند محدوده رفتار خطی، غیرخطی و در نهایت فرو ریزش سازه را تحت پوشش قرار دهند. هدف اصلی این روش بدست آوردن پاسخ سازه برای مقادیر مختلف شدت زلزله می‌باشد. اندازه خرابی، متغیر نشان‌دهنده پاسخ سازه در مقابل زمین‌لرزه مقیاس شده است که می‌تواند به‌صورت مقدار بیشینه برش پایه، دوران گرهی از سازه، بیشترین جابجایی نسبی پشت‌بام، بیشینه دریافت بین طبقات و یا به صورت زاویه چرخش طبقه بیان گردد.

انتخاب شاخص خرابی مناسب بستگی زیادی به کاربری سازه، نوع سازه و اهمیت آن دارد. در این مطالعه حداکثر شتاب زمین به عنوان پارامتر معرف شدت زلزله و مقدار حداکثر دریافت بین طبقات به عنوان پارامتر معرف شاخص خرابی در نظر گرفته شده است [۹].

در شکل (۶)، منحنی‌های ظرفیت سازه تحت تحریک‌های لرزه‌ای متفاوت دیده می‌شود که در آن نمودار تغییرات بیشینه شتاب تحریک، PGA برحسب شاخص ماکزیمم دریافت بین طبقات ترسیم شده است، مشاهده می‌شود که نمودارهای ظرفیت تا رسیدن به دریافت ۳ درصد، رفتارهای متفاوت از خود نشان می‌دهند [۱۰]. برخی منحنی‌ها بیانگر رفتاری است که در آن نرم‌شدگی سازه به سرعت اتفاق می‌افتد و سپس منحنی به سمت تغییر شکل‌های بزرگ شتاب می‌گیرد تا به نقطه فروریزش برسد و در بعضی کاهش سختی به سمت گسیختگی تدریجی اما غیریکنواخت است و در مقابل، نمودارهایی رفتار بازگشتی از خود نشان می‌دهند که به معنای نرم‌شدگی و سخت‌شدگی مجدد سازه است [۹].

برای تولید توابع شکنندگی تحلیلی و تخمین پارامترهای توابع آن، رویکردهای متعددی همچون تحلیل دینامیکی افزایشی وجود دارد. برای بدست آوردن مقدار احتمال یک توزیع نرمال از مساحت سطح زیر منحنی توزیع نرمال موسوم به تابع توزیع تجمعی نرمال استفاده می‌گردد.

$$(fragility) = P[LS|IM = im_i] = P[EDP_d \geq EDP_c | IM = im_i] \quad (1)$$

تابع چگالی احتمال و نیز تابع توزیع تجمعی احتمال برای یک توزیع لوگ نرمال به صورت روابط زیر است. پارامترهای مدل تابع لوگ نرمال  $\lambda$  و  $\rho > 0$  بوده که در حقیقت همان میانگین و انحراف معیار تابع نرمال هستند [۱۲].

$$f_x(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi\rho x}} e^{-\frac{1}{2}(\frac{\ln x - \lambda}{\rho})^2}, x \geq 0 \quad (2)$$

$$F_x(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi\rho}} \int_0^x e^{-\frac{1}{2}(\frac{\ln t - \lambda}{\rho})^2} \frac{dt}{t}$$

#### ۵- راستی‌آزمایی تحلیل مقدار ویژه و آنالیز غیرخطی دینامیکی در رسم منحنی شکنندگی

راستی‌آزمایی مدل‌سازی و اطمینان از نتایج حاصل از تحلیل آن طی دو مرحله انجام گرفته است. به منظور صحت سنجی نرم‌افزار ABAQUS از مدل آزمایشگاهی Ronny Purba استفاده گردیده است [۱۳]. در مدل مذکور، نمونه سه‌طبقه از قاب فولادی شکل‌پذیر با المان‌های ضربه‌داری، تحت بارگذاری لرزه‌ای قرار گرفته است [۱۴]. راستی سنجی مدل الاستیک خطی در مرحله اول با استفاده از آنالیز مقدار ویژه در شکل (۷-الف) ارزیابی شده است. برای دستیابی به این هدف، پیوندهای طبیعی سازه و شکل مودهای ارتعاشی با نتایج نظیر مقایسه گردید که خلاصه آن در جدول (۳) آورده شده است. می‌توان چنین استنباط نمود که مدل الاستیک خطی از نظر توزیع جرم و سختی الاستیک اولیه در عناصر مقاوم لرزه‌ای در طبقات از دقت کافی برخوردار است.

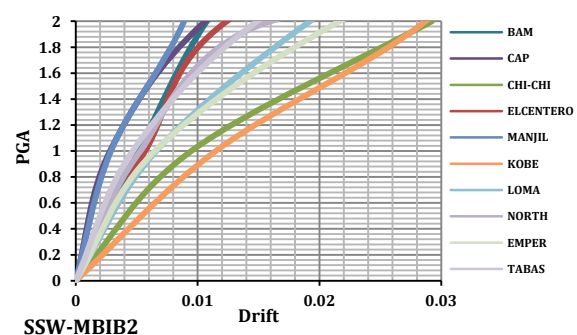
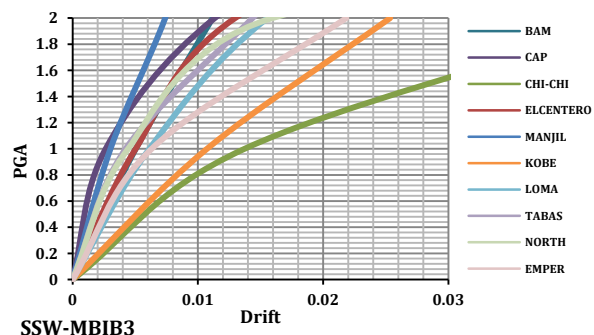
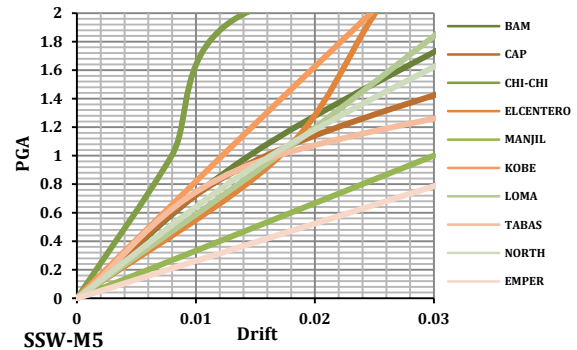
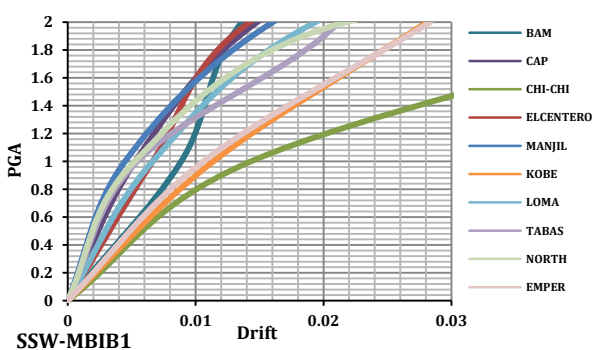
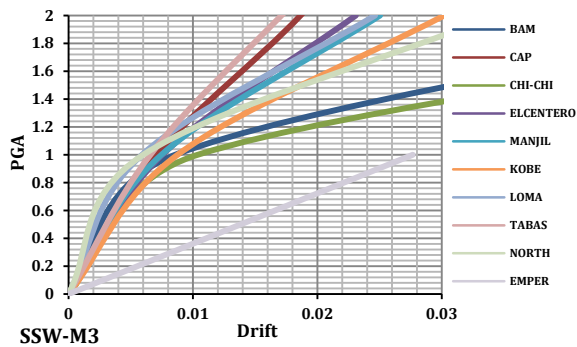
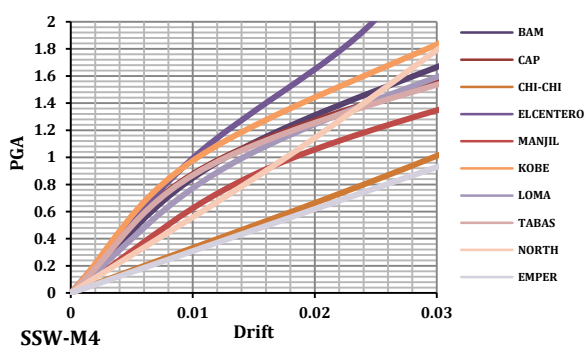
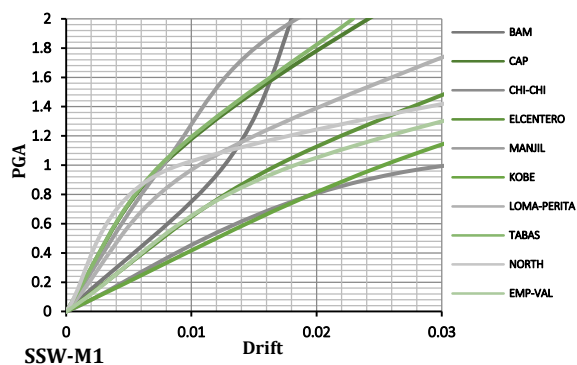
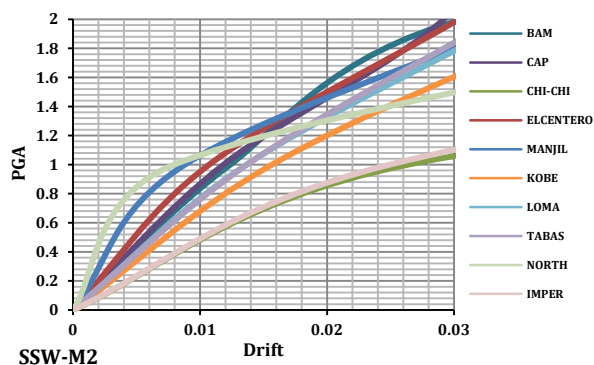
جدول ۳- مقایسه پیوندهای مدل سازه‌ای با نتایج نظیر

شماره مود	مدل مذکور در ABAQUS	مدل مذکور در SAP	جهت جابجایی
۱	۰/۴۲	۰/۴۴	حرکت جانبی در جهت Y
۲	۰/۱۵	۰/۱۵	حرکت جانبی در جهت Y
۳	۰/۰۸	۰/۰۸	حرکت جانبی در جهت Y

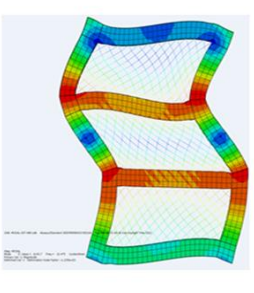
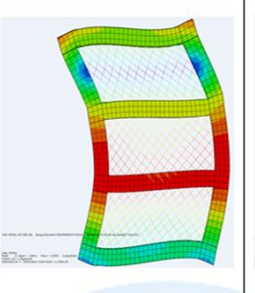
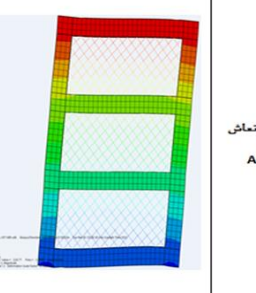
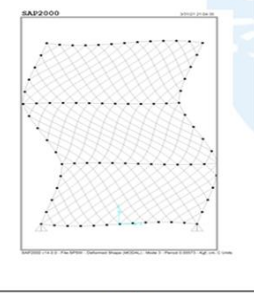
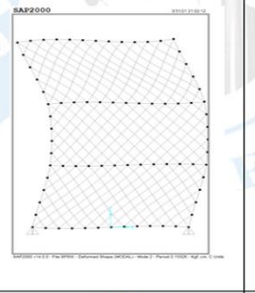
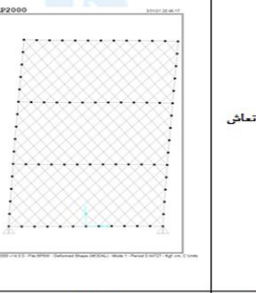
در مرحله دوم، راستی‌آزمایی مدل غیرخطی بر مبنای تحلیل‌های NRHA بررسی شده است [۱۵]. برای نیل به این هدف، مجموعه‌ای از تحریک‌های لرزه‌ای، شامل ۱۰ زوج شتاب‌نگاشت، مورد استفاده قرار گرفته است. مشخصات و مقایسه

عملکرد قابل قبول برخوردار خواهد بود. شکل (۷-ج) نیز توزیع منحنی شکست را نشان می‌دهد [۱۶].

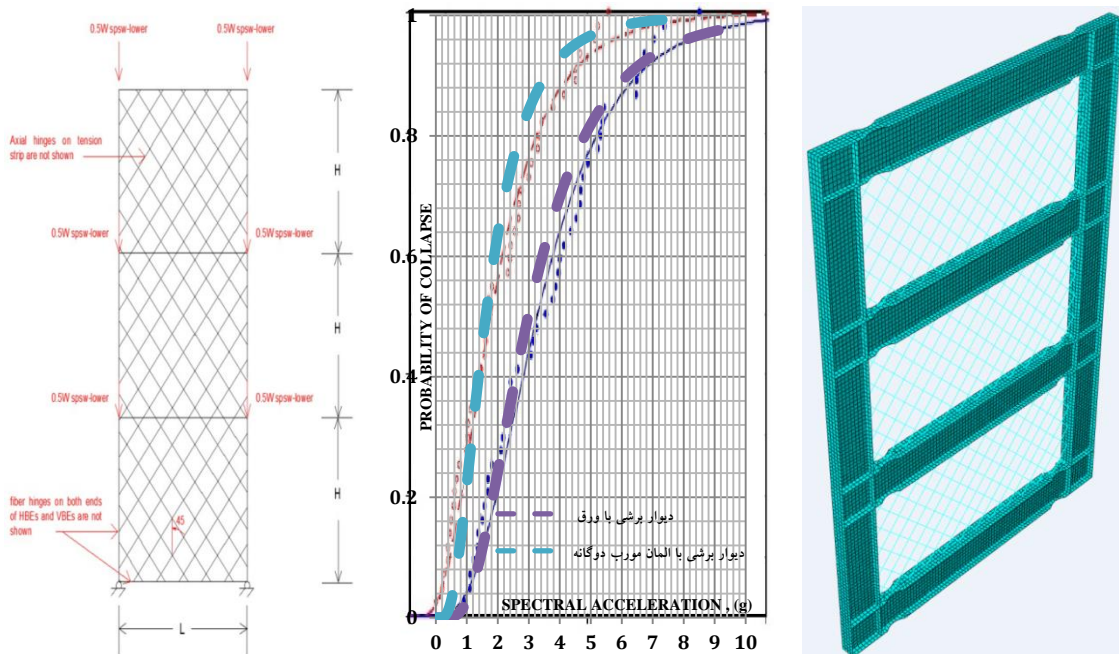
نتایج مدل در شکل مشاهده می‌شود. با انتخاب جابجایی نسبی ۳٪ به عنوان معیار پذیرش عملکرد، نتیجه می‌شود که سازه از



شکل ۶- نمودارهای تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده در مدل‌های سازه‌ای

			شکل مود ارتعاش ABAQUS
شماره مود زردهود الگوی جلیجایی الگوی تقصیرشکل	شماره مود زردهود الگوی جلیجایی الگوی تقصیرشکل	شماره مود زردهود الگوی جلیجایی الگوی تقصیرشکل	شماره مود زردهود الگوی جلیجایی الگوی تقصیرشکل
مود سوم 0.08 ثانیه حرکت جانبی در جهت Y شکل S	مود دوم 0.15 ثانیه حرکت جانبی در جهت Y شکل C	مود اول 0.42 ثانیه حرکت جانبی در جهت Y تیر طره	مود اول 0.42 ثانیه حرکت جانبی در جهت Y تیر طره
			شکل مود ارتعاش SAP
مود سوم 0.08 ثانیه حرکت جانبی در جهت Y شکل S	مود دوم 0.15 ثانیه حرکت جانبی در جهت Y شکل C	مود اول 0.44 ثانیه حرکت جانبی در جهت Y تیر طره	مود اول 0.44 ثانیه حرکت جانبی در جهت Y تیر طره

الف) مقایسه مدل اجزاء محدود مرجع با نرم افزار ABAQUS و نتایج در نرم افزار SAP



ب) مدل اجزاء محدود مرجع در نرم افزار ABAQUS، (ج) مقایسه و صحت سنجی توزیع منحنی شکست با

خروجی نرم افزار ABAQUS و (د) مدل هندسی سازه [۱۳]

شکل ۷- مقایسه نتایج مدل اجزاء محدود در نرم افزار ABAQUS با نتایج مرجع [۱۳]

متعددی بوده است که در شمار آن‌ها می‌توان به مطالعات انجام‌شده توسط **Mohebi** و **Chegini** و یا **Asgarian** و **Ordoubadi** اشاره نمود [۱۸].

با توجه به شکل (۱۰-الف)،  $d_u$  که مقدار متناظر با وضعیت گسیختگی است و دیگری  $d_r$  که با رسیدن به آن، اعضا سازه برای بازگشت به شرایط اولیه به تعمیر نیاز خواهند داشت. با استفاده از تعاریف فوق، مفهوم شاخص خسارت به صورت کامل تر قابل ارائه است [۱۸]:

$$DI = \left( \frac{d_m - d_0}{d_u - d_0} \right)^\alpha \geq 0 \quad (4)$$

with:  $d_0 \leq d_m \leq d_u, \alpha \geq 0$

که در رابطه بالا،  $d_m$  مقدار محاسبه شده پارامتر خسارت بر اساس نتایج تحلیل سازه و  $\alpha$  پارامتر تعیین‌کننده شکل تابع خسارت است و در غیاب نتایج آزمایشگاهی می‌تواند برابر با واحد فرض شود. نمودارهای شکل (۱۲)، شاخص خسارت بر مبنای شکل پذیری را نشان می‌دهد.

در نمودارهای شکل (۱۱) شاخص خسارت برای هر مدل با استخراج منحنی های بارافزون محاسبه گردید که به تبع آن سایر مشخصات سازه ای نظیر سختی، شکل پذیری و محاسبه نقطه تسلیم سازه در نمودارها قابل حصول است. مزیت این روش و معرفی منحنی شکنندگی بر اساس شاخص خسارت، که نمودارهای آن در شکل (۱۱) نشان داده شده، تعیین پارامتر شکل پذیری بر اساس معیارهای عملکردی سازه می باشد. بر این اساس می توان میزان مقاومت هر سازه را متناظر با جابجایی تسلیم سازه محاسبه نمود که نمودارهای آن در شکل (۱۳) مشاهده می‌شود. نحوه محاسبه **CMR** بر اساس آئین نامه **FEMA 2082-1** انجام شده است [۶]، که در این مورد با توجه به شکل (۱۰-ب) در منحنی‌های شکنندگی، مقایسه‌ای بین سازه‌ها انجام شده که بر اساس آن عدد **CMR** محاسبه خواهد شد. در توضیح مطلب با توجه به شکل (۱۰-ب) در منحنی‌های شکنندگی مقایسه‌ای برای سازه‌ها انجام شده که با در نظر گرفتن نسبت احتمال  $P_c = 50\%$  به احتمال  $P_c = 10\%$  عدد **CMR** محاسبه خواهد شد. چنانچه در منحنی شکنندگی مرتبط با معیار بررسی سازه این نسبت بزرگتر از ۱ باشد، سازه دارای یک حاشیه ایمنی کافی در مقابل معیار فروریزش خواهد بود. لذا می توان معیارهای پذیرش را به کمک این عدد کنترل کرد. در نمودار فوق **C<sub>s</sub>** ضریب پاسخ زلزله، **R** ضریب رفتار، **S<sub>MT</sub>** حداکثر شتاب طیفی زلزله، **S<sub>CT</sub>** شتاب طیفی در سطح فروپاشی

برای جلوگیری از فروریزش در ساختمان‌ها، استاندارد **ASCE/SEI 7-16** و همچنین استاندارد **FEMA-356** مقدار جابجایی نسبی در طبقات سازه را به ۲٪ محدود می‌کنند [۱۷]. البته باید به این موضوع توجه داشت که چنین معیارهایی اغلب در جهت اطمینان بوده و در نتیجه، همیشه نقطه فروریزش را به درستی نشان نمی‌دهد [۱].

برای تولید منحنی شکنندگی بر اساس شاخص دریافت طبقه‌ای از سطوح عملکرد ارائه گردیده در مرجع استفاده گردیده است [۹]. دریافت نسبی برای سطح عملکرد قابلیت استفاده بی وقفه **IO** برابر با ۰/۵ درصد، ایمنی جانی **LS** برابر ۱/۵ درصد و آستانه فروریزش **CP** ۲ درصد در نظر گرفته می‌شود.

## ۶- مقایسه نتایج منحنی‌های شکنندگی در سطوح عملکرد

منحنی‌های شکنندگی در شکل (۸) با شاخص دریافت بین طبقه‌ای در سطوح عملکردی قابلیت استفاده بی وقفه، ایمنی جانی و آستانه فروریزش مقایسه گردیده، و بر اساس معیارهای **FEMA356** محاسبه شده است. میزان درصد احتمال فراگذشت منحنی‌های تولید شده با شاخص دریافت بین طبقه‌ای برای مدل‌های بلندمرتبه ۱۰ و ۱۵ طبقه در شتاب‌های پایین اغلب با احتمال بالایی به ناپایداری رسیده و برای مدل‌های ۵ طبقه با طول دهانه‌های متفاوت دیوار برشی، طول ابعاد ورق تأثیری چندانی در شکل منحنی‌های شکست ندارد [۱۶].

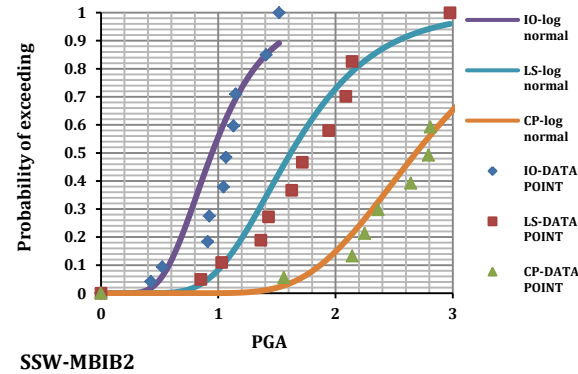
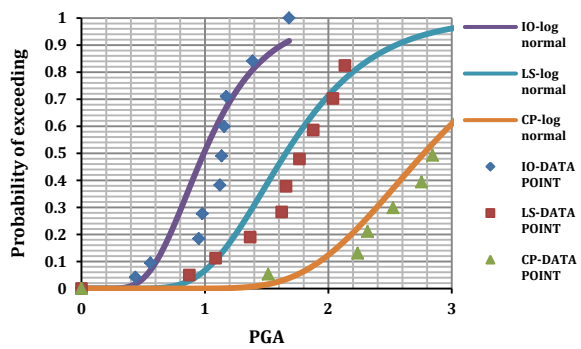
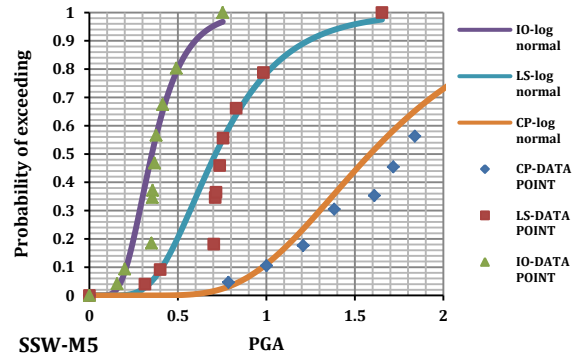
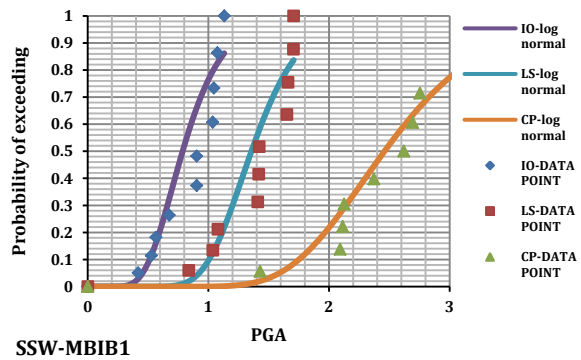
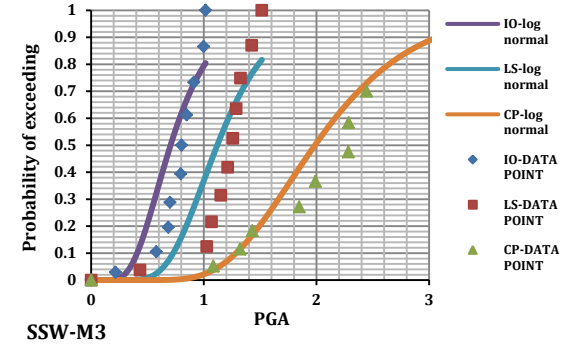
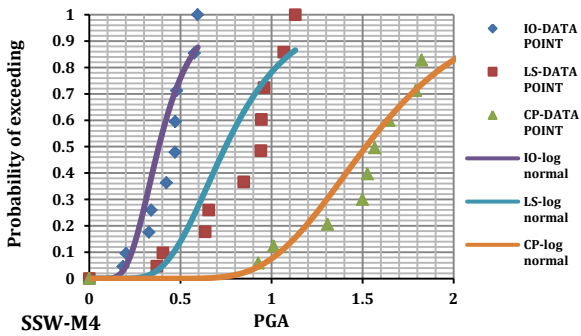
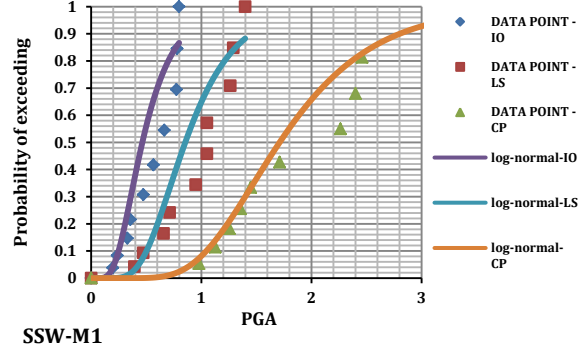
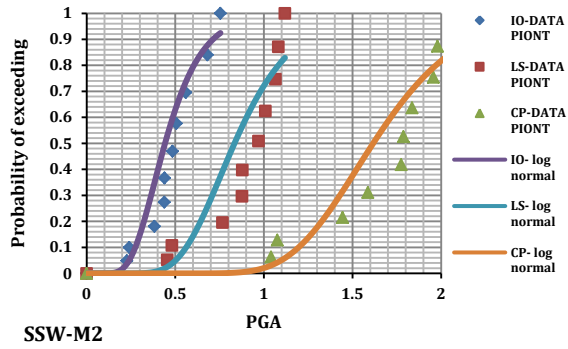
## ۷- منحنی‌های شاخص خسارت

توسعه فرآیند خسارت در سازه‌ها با ترک خوردگی اعضا، مفصل شدن و در نتیجه کاهش سختی همراه است. با استفاده از ایده مورد بحث، در تحقیقات **Mohebi** و **Chegini** برای محاسبه  $DI_K$ ، چنانچه یک سازه در هنگام رخداد یک زمین لرزه رفتار غیرخطی پس از تسلیم را تجربه کند، مقدار سختی جانبی سازه در بارگذاری جانبی کاهش خواهد یافت. لذا با مقایسه سختی آن قبل و بعد از وقوع یک زلزله می‌توان نوشت:

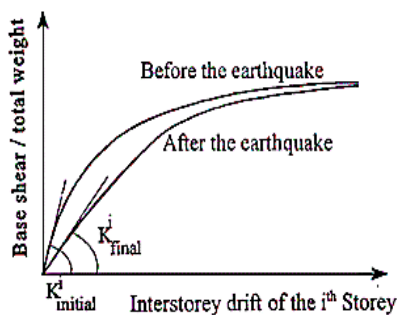
$$DI_K = 1 - \frac{K_f}{K_i} \quad (3)$$

که در شکل (۹)،  $K_f$  و  $K_i$  به ترتیب، شیب اولیه منحنی‌های ظرفیت حاصل از تحلیل‌های **Pushover** هستند که قبل و بعد از رخداد زمین لرزه محاسبه می‌شوند [۴]. شیوه تعریف **DI** و روش‌های توسعه آن زمینه تحقیقات

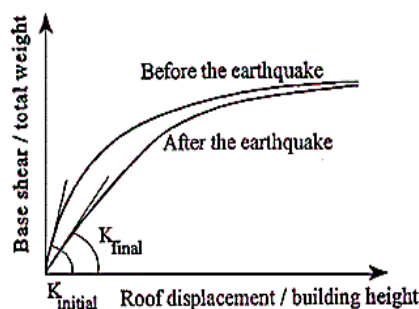




شکل ۸- منحنی‌های شکنندگی در مدل‌های سازه‌ای مورد مطالعه

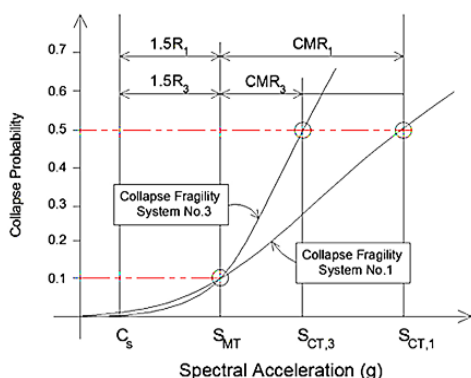


(ب) برای یک طبقه از سازه

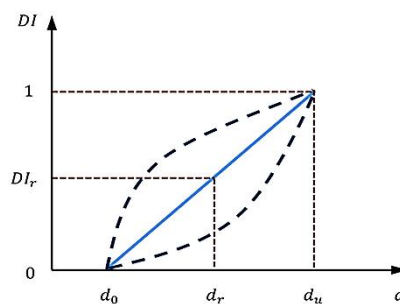


(الف) برای کل سازه

شکل ۹- مقایسه منحنی های ظرفیت که قبل و بعد از تحریک لرزه ای



(ب) تعیین پارامتر نسبت حاشیه ایمنی CMR در منحنی شکنندگی [۶]



(الف) ارتباط بین شاخص خسارت و پارامتر خسارت

شکل ۱۰- تعیین نسبت حاشیه ایمنی CMR

جدول ۴- نتایج CMR بر مبنای شتاب PGA در مدل های سازه ای

$P_c$					Ground motion Set
۱٪	۲/۵٪	۵٪	۷/۵٪	۱۰٪	
۲/۴۳	۲/۱۱	۱/۸۷	۱/۷۳	۱/۶۳	SSW-M1
۱/۷۲	۱/۵۸	۱/۴۶	۱/۴۰	۱/۳۵	SSW-M2
۱/۶۳	۱/۴۸	۱/۳۷	۱/۳۱	۱/۲۵	SSW-M3
۱/۹۵	۱/۷۷	۱/۶۱	۱/۵۱	۱/۴۴	SSW-M4
۲/۳۹	۲/۰۹	۱/۸۶	۱/۷۲	۱/۶۲	SSW-M5
۱/۸۴	۱/۶۷	۱/۵۴	۱/۴۶	۱/۴۰	SSW-MBIB1
۱/۹۲	۱/۷۳	۱/۵۸	۱/۵۰	۱/۴۳	SSW-MBIB2
۱/۹۳	۱/۷۴	۱/۵۹	۱/۵۰	۱/۴۳	SSW-MBIB3

به عنوان پارامتر تعریف کننده این تابع در نظر گرفته می گردد. در این صورت نسبت CMR قابل پذیرش برای احتمال  $P_c = 10\%$  به صورت زیر قابل تعریف است:

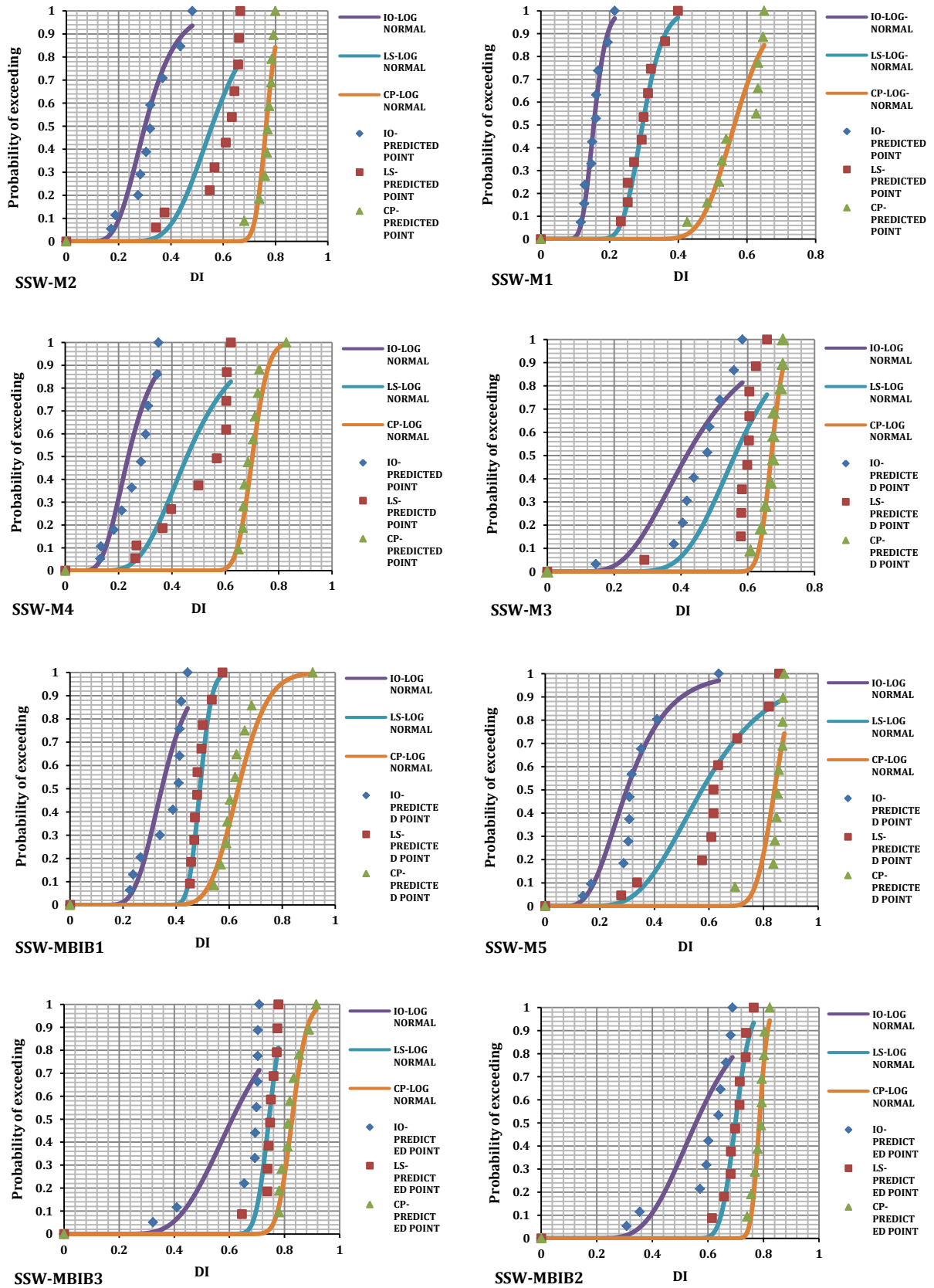
$$CMR_{10\%}^{DI} = \frac{DI_m^c | P_c=50\%}{DI_m^c | P_c=10\%} \quad (6)$$

معرفی می شوند. به عنوان نمونه تابع منحنی شکنندگی به شکل توزیع تجمعی لگاریتم- نرمال با پارامترهای  $\eta_c$ ,  $\beta_{RC}$  فرض شده و  $PGA_m$  به عنوان پارامتر تعریف کننده این تابع در نظر گرفته می گردد. در این صورت نسبت CMR قابل پذیرش برای احتمال  $P_c = 10\%$  به صورت زیر قابل تعریف است:

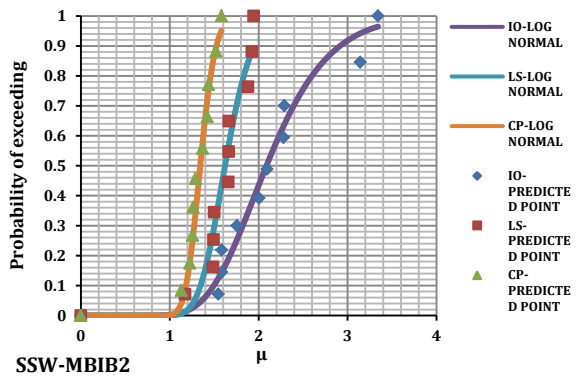
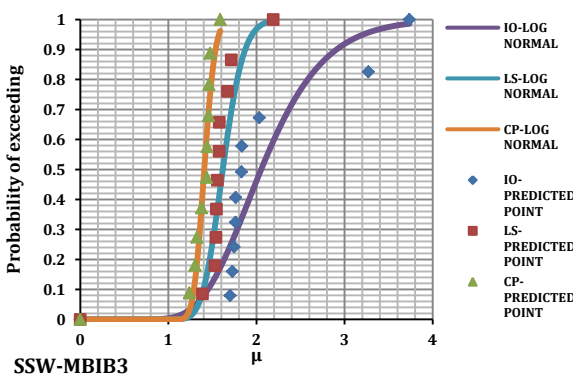
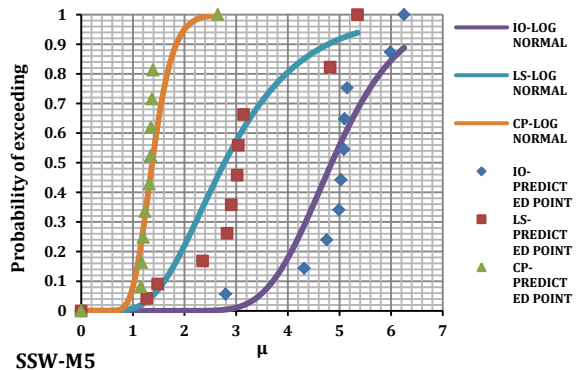
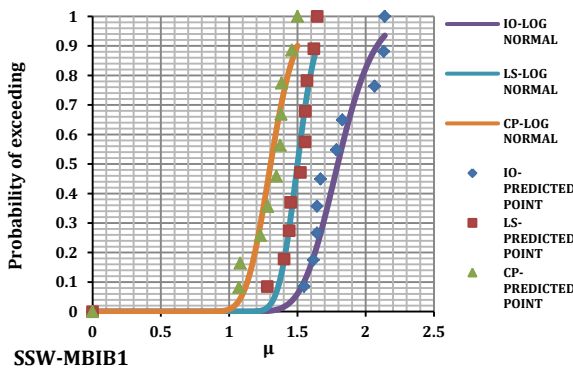
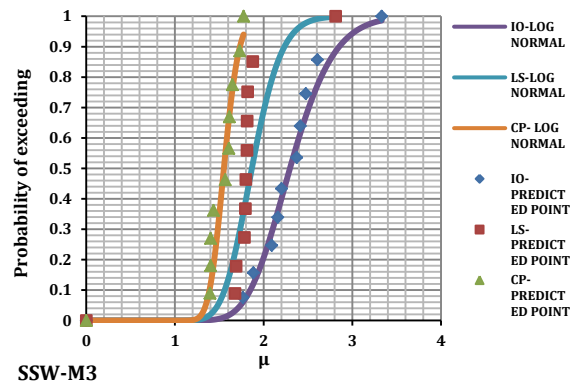
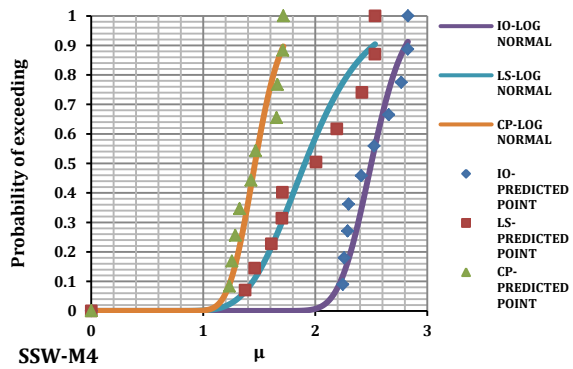
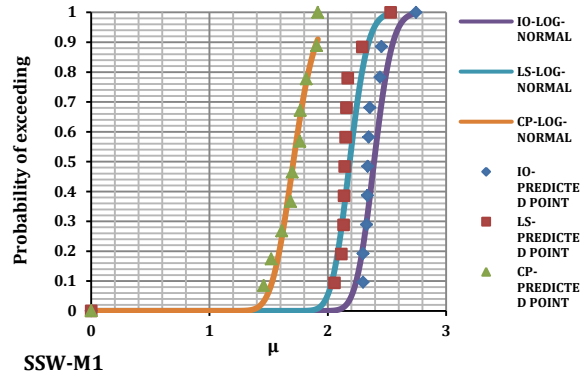
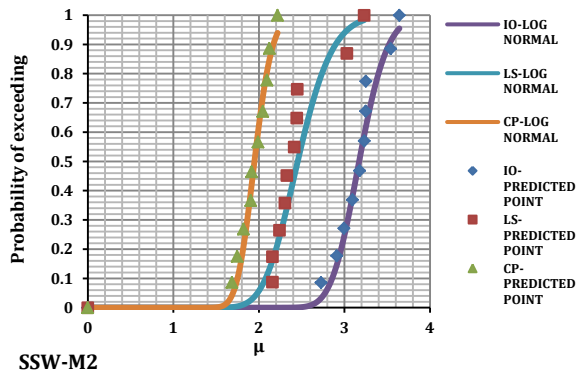
$$CMR_{10\%}^{PGA} = \frac{PGA_m^c | P_c=50\%}{PGA_m^c | P_c=10\%} \quad (5)$$

با توجه به جدول (۴)، مقایسه نتایج در حالت سیستم قاب- دیوار برشی، سطح CMR بر مبنای شتاب، با افزایش ارتفاع به طور نسبی کاهش می یابد. این روند مقایسه ای به صورت عددی نشان می دهد که در مدل های میان مرتبه اختلاف عددی متغیر است. برای قاب ها با ارتفاع ثابت اما دهانه های متفاوت برای سیستم قاب-دیوار، با افزایش عرض دهانه، سطح CMR بر مبنای شتاب افزایش می یابد.

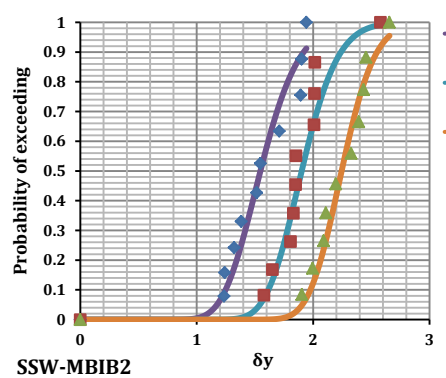
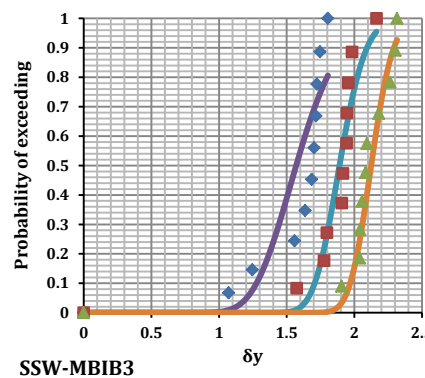
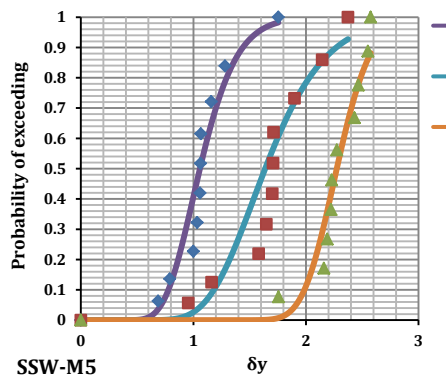
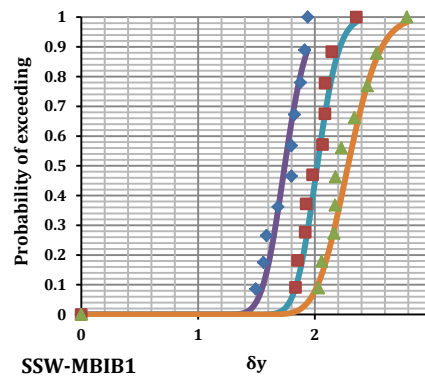
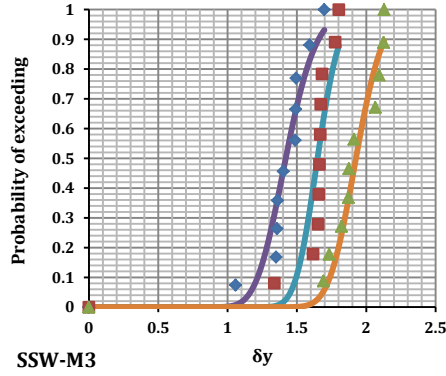
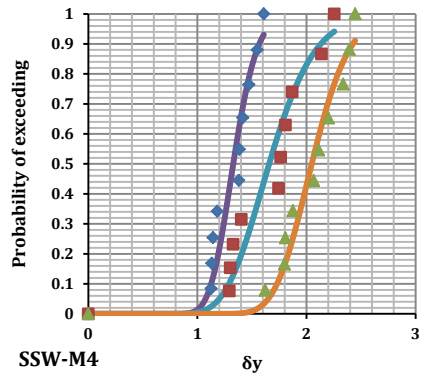
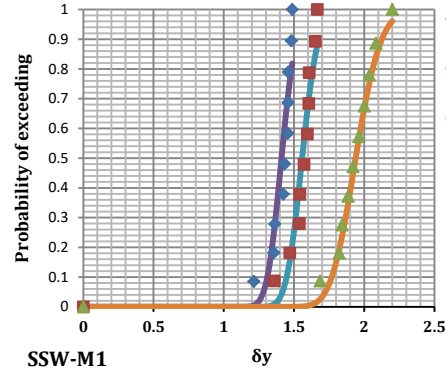
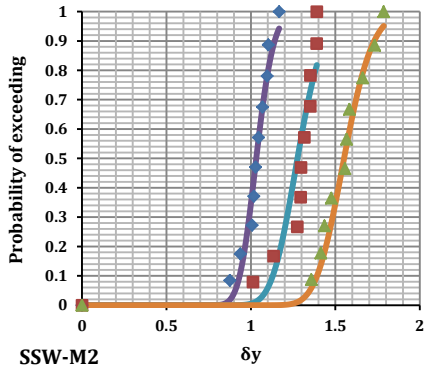
به طور مشابه تابع منحنی شکنندگی به شکل توزیع تجمعی لگاریتم-نرمال با پارامترهای  $\eta_c$ ,  $\beta_{RC}$  فرض شده و  $DI_m$



شکل ۱۱- منحنی های خسارت در سطوح عملکردی مختلف در مدل های سازه ای مورد مطالعه



شکل ۱۲- منحنی‌های شکل پذیری در سطوح مختلف عملکردی در مدل‌های سازه‌ای مورد مطالعه



شکل ۱۳- منحنی‌های تغییر مکان در سطوح مختلف عملکردی در مدل‌های سازه‌ای مورد مطالعه

جدول ۶- نتایج CMR بر مبنای شاخص شکل پذیری در مدل‌های سازه‌ای

	$P_c$					$\mu$ set
	۱٪	۲/۵٪	۵٪	۷/۵٪	۱۰٪	
SSW-M1	۱/۲۱۸۵	۱/۱۸۳۰	۱/۱۴۴۹	۱/۳۱۱۹	۱/۱۱۴۹	
SSW-M2	۱/۲۱۲۶	۱/۱۷۶۹	۱/۱۴۶۲	۱/۱۲۸۵	۱/۱۱۱۴	
SSW-M3	۱/۲۲۳۴	۱/۱۸۳۷	۱/۱۵۲۶	۱/۱۳۴۷	۱/۱۱۷۴	
SSW-M4	۱/۳۴۲۷	۱/۲۸۲۲	۱/۲۳۴۱	۱/۲۰۲۸	۱/۱۷۶۳	
SSW-M5	۱/۶۸۸۳	۱/۵۵۶۸	۱/۴۵۲۵	۱/۳۸۲۹	۱/۳۳۳۳	
SSW-MBIB1	۱/۲۹۰۷	۱/۲۳۹۲	۱/۱۹۸۲	۱/۱۷۲۴	۱/۱۵۰۷	
SSW-MBIB2	۱/۲۶۱۱	۱/۲۱۵۲	۱/۱۷۷۲	۱/۱۵۴۸	۱/۱۳۶۳	
SSW-MBIB3	۱/۱۷۱۹	۱/۱۴۱۷	۱/۱۲۱۵	۱/۱۰۴۷	۱/۰۹۱۱	

#### ۸- نتیجه‌گیری

در این مطالعه آسیب‌پذیری سیستم دیوار برشی فولادی با استفاده از تحلیل دینامیکی افزایشی و همچنین روش‌های احتمالاتی (تولید منحنی شکنندگی) مورد بررسی قرار گرفته است. بدین منظور از ۵ سازه ۳ دهانه با تعداد طبقات ۳، ۵، ۷، ۱۰ و ۱۵، همچنین ۳ سازه ۵ طبقه با ۵ دهانه و با دهانه‌های میانی متفاوت که مجهز دیوار برشی فولادی و براساس ضوابط آیین‌نامه معتبر طراحی شده انتخاب شده است. برای سازه‌های فوق منحنی‌های شکنندگی بر اساس شاخص جابجایی بین طبقه‌ای ترسیم گردید. منحنی‌های شکنندگی نشان داد که سازه‌های بلندمرتبه برای زلزله‌های مشابه پاسخ بزرگ‌تری نسبت به سازه‌های کوتاه‌تر دارند لذا سازه‌های بلند مرتبه در شتاب پایین‌تری به ناپایداری می‌رسند به نحوی که نتایج CMR در منحنی‌های شکنندگی شتاب، نشان می‌دهد، سیستم قاب-دیوار برشی، شتاب بیشتری تا ناپایداری تجربه می‌کند. برای مدل‌های قاب-دیوار با ارتفاع ثابت با روند افزایش ابعاد عرضی ورق میزان، ناپایداری در شتاب‌های بالاتر اتفاق می‌افتد. در بررسی منحنی‌های شکنندگی شکل پذیری، مشاهده می‌شود با افزایش ارتفاع، میزان شکل پذیری کاهش می‌یابد. برای مدل‌های قاب-دیوار با ارتفاع ثابت با روند افزایش ابعاد عرضی ورق میزان، شکل پذیری کاهش می‌یابد. از بررسی‌های کلی منحنی‌های شاخص خسارت مشاهده گردید که نیاز شکل پذیری در سازه با افزایش ارتفاع کاهش می‌یابد. در مدل‌های سازه‌ای میان مرتبه با تعداد دهانه‌های یکسان، تغییر طول و ابعاد پانل به صورت مستقل،

با توجه به جدول (۵)، این روند مقایسه‌ای به صورت عددی نشان می‌دهد که سطح CMR بر مبنای شاخص خسارت با افزایش ارتفاع به طور نسبی کاهش می‌یابد و در مدل‌های میان مرتبه اختلاف عددی متغیر است. برای قاب‌ها با ارتفاع ثابت اما دهانه‌های متفاوت برای سیستم قاب-دیوار، با افزایش عرض دهانه، سطح CMR بر مبنای شاخص خسارت کاهش می‌یابد. مزیت این روش و معرفی منحنی شکنندگی بر اساس شاخص خسارت، که نمودارهای آن در شکل (۱۱) نشان داده شده، تعیین پارامتر شکل پذیری بر اساس معیارهای عملکردی سازه می‌باشد. بر این اساس می‌توان میزان مقاومت هر سازه را متناظر با جابجایی تسلیم سازه محاسبه نمود که نمودارهای آن در شکل (۱۳) مشاهده می‌شود.

جدول ۵- نتایج CMR بر مبنای شاخص خسارت در مدل‌های سازه‌ای

	$P_c$					DI Set
	۱٪	۲/۵٪	۵٪	۷/۵٪	۱۰٪	
SSW-M1	۱/۳۷	۱/۳۱	۱/۲۵	۱/۲۲	۱/۱۹	
SSW-M2	۱/۱۰	۱/۰۹	۱/۰۷	۱/۰۶	۱/۰۵	
SSW-M3	۱/۱۰	۱/۰۹	۱/۰۷	۱/۰۶	۱/۰۵	
SSW-M4	۱/۱۶	۱/۱۳	۱/۱۱	۱/۱۰	۱/۰۸	
SSW-M5	۱/۱۶	۱/۱۳	۱/۱۱	۱/۰۹	۱/۰۸	
SSW-MBIB1	۱/۳۷	۱/۳۱	۱/۲۵	۱/۲۲	۱/۱۹	
SSW-MBIB2	۱/۰۷	۱/۰۵	۱/۰۵	۱/۰۴	۱/۰۳	
SSW-MBIB3	۱/۱۲	۱/۱۰	۱/۰۸	۱/۰۷	۱/۰۶	

به طور مشابه تابع منحنی شکنندگی به شکل توزیع تجمعی لگاریتم-نرمال با پارامترهای  $\beta_{RC}$ ،  $\eta_c$  فرض شده و  $\mu_m$  به عنوان پارامتر تعریف کننده این تابع در نظر گرفته می‌گردد. در این صورت نسبت CMR قابل پذیرش برای احتمال  $P_c = 10\%$  به صورت زیر قابل تعریف است:

$$CMR_{10\%}^{\mu} = \frac{\mu_m^C | P_c=50\%}{\mu_m^C | P_c=10\%} \quad (7)$$

با توجه به جدول (۶)، مقایسه نتایج نشان می‌دهد که در مدل‌های میان مرتبه اختلاف عددی متغیر است ولی با افزایش ارتفاع، برای مدل‌های قاب-دیوار با ارتفاع ثابت با روند افزایش ابعاد عرضی ورق میزان سطح CMR بر پایه شکل پذیری کاهش می‌یابد. همانطور در منحنی‌های شکل (۱۲) و (۱۳) مشاهده می‌شود با افزایش ارتفاع، سطح CMR بر مبنای نیاز شکل پذیری کاهش می‌یابد.



- elements", *Engineering Structures*, Vol. 97, pp. 68-79.
- [14] Han, S.W. and Chopra, A.K. (2006), "Approximate incremental dynamic analysis using the modal pushover analysis procedure", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 35, pp.1853-1873.
- [15] Pachideh, G., Gholhaki, M. and Daryan, A.S. (2019), "August. Analyzing the damage index of steel plate shear walls using pushover analysis", In *Structures*, Vol. 20, pp. 437-451.
- [16] Kassem, M.M., Nazri, F.M. and Farsangi, E.N. (2020), "The efficiency of an improved seismic vulnerability index under strong ground motions", In *Structures*, Vol. 23, pp. 366-382.
- [17] FEMA 356, F.E., (2000), *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
- [18] Asgarian, B. and Ordoubadi, B. (2017), "Probabilistic evaluation of seismic performance for a steel moment frame using damage indices.

تفاوت محسوسی در شاخص خسارت ایجاد نمی‌کند. برای مدل‌های قاب-دیوار با ارتفاع ثابت با روند افزایش ابعاد عرضی ورق میزان سطح CMR بر پایه خسارت کاهش می‌یابد. به طور کلی با توجه به نتایج جداول مقادیر CMR بر مبنای شاخص‌ها، با کاهش میزان احتمال افزایش پیدا می‌کنند. در معیارهای پذیرش می‌توان علاوه بر در نظر گرفتن معیار آیین نامه که بر اساس جلوگیری از فروپاشی است، از معیار ایمنی جانی یا استفاده بی وقفه استفاده نمود و به صورت آماری به بررسی نتایج پرداخت.

## ۹- مراجع

- [1] Engineers, A.S.O.C. (2017), "Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures", American Society of Civil Engineers.
- [2] Yu, C., Tian, Y., Yan, W. and Zhang, W. (2021), "Novel energy dissipation bracing designed for corrugated sheet-sheathed cold-formed steel shear wall", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 147, pp.04021171.
- [3] Sreekala, R., Lakshmanan, N., Muthamani, K., Gopalakrishnan, N. and Prasad, A.M. (2011), "Development of a simplified damage model for beams aiding performance based seismic design", *Advances in Structural Engineering*, Vol. 14, pp. 307-317.
- [4] Mohebi, B. (2019), "A new damage index for steel MRFs based on incremental dynamic analysis", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 156, pp.137-154.
- [5] Azandariani, A.G., Gholhaki, M. and Azandariani, M.G. (2022), "Assessment of damage index and seismic performance of steel plate shear wall (SPSW) system", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 191, pp.107157.
- [6] The 2020, NEHRP Provisions continues to apply the current state-of-knowledge in earthquake engineering for improving the seismic design of buildings, 2020.
- [7] AISC, (2016), *ANSI/AISC 360-16: specification for structural steel buildings*.
- [8] Mazza, F. and Mazza, M. (2012), "Nonlinear modeling and analysis of RC framed buildings located in a near-fault area", *The Open Construction & Building Technology Journal*, Vol. 6, pp. 346-354.
- [9] Purba, R. and Bruneau, M. (2015), "Seismic performance of steel plate shear walls considering two different design philosophies of infill plates. II: Assessment of collapse potential", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 141, pp.04014161.
- [10] Council, A.T., (1996), *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings-ATC 40*.
- [11] Vian, D., Bruneau, M., Tsai, K.C. and Lin, Y.C. (2009), "Special perforated steel plate shear walls with reduced beam section anchor beams. I: Experimental investigation", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 135, pp. 211-220.
- [12] Vamvatsikos, D. and Fragiadakis, M. (2010), "Incremental dynamic analysis for estimating seismic performance sensitivity and uncertainty", *Earthquake engineering & structural dynamics*, Vol. 39, pp.141-163.
- [13] Purba, R. and Bruneau, M. (2015), "Experimental investigation of steel plate shear walls with in-span plastification along horizontal boundary



## ضرایب اصلاح پاسخ‌های لرزه‌ای برای ساختمان‌های فولادی با سیستم مهاربندی واگرا

رسول ساعی<sup>۱</sup>، مهدی پورشاء<sup>۲\*</sup>، کریم عابدی<sup>۳</sup>، محمد امین امینی<sup>۴</sup>

۱- دانش‌آموخته کارشناسی ارشد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی سهند، تبریز

۲- دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی سهند، تبریز

۳- استاد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی سهند، تبریز

۴- دانش‌آموخته دکتری، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی سهند، تبریز

\*تبریز، صندوق پستی ۱۱۱۱۱-۵۳۳۱۸، [poursha@sut.ac.ir](mailto:poursha@sut.ac.ir)

### چکیده

یکی از موضوع‌های مهم در طراحی لرزه‌ای سازه‌ها، تعیین ضریب رفتار و ضریب تشدید تغییرمکان می‌باشد. آیین‌نامه‌های لرزه‌ای به منظور بهره‌مندی از عملکرد غیرارتجاعی سازه‌ها و تعیین حداکثر تغییرمکان جانبی واقعی آنها از این ضرایب استفاده می‌کنند. هدف اصلی این تحقیق، ارزیابی اثرات طول تیر پیوند و ارتفاع سازه بر زمان تناوب و همچنین ضرایب اصلاح پاسخ‌های لرزه‌ای شامل ضریب رفتار و ضریب تشدید تغییرمکان در سازه‌های فولادی ساده با سیستم مهاربندی واگرا می‌باشد. بدین منظور مدل‌های سازه‌ای متعدد با سیستم مهاربندی واگرا با طول‌های مختلف برای تیر پیوند و با تعداد طبقات ۲، ۵، ۱۰ و ۱۵ در نظر گرفته می‌شود. برای بارگذاری لرزه‌ای سازه‌ها از آیین‌نامه ASCE 7-10 و برای طراحی آن‌ها از آیین‌نامه‌های AISC 360-10 و AISC 341-10 استفاده می‌گردد. برای محاسبه ضریب رفتار و ضریب تشدید تغییر مکان، از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی و تاریخچه زمانی غیرخطی استفاده می‌شود و نتایج حاصل از روش‌های مختلف مورد مقایسه و بررسی قرار می‌گیرد. همچنین، با توجه به نتایج بدست آمده برای زمان تناوب و ضرایب اصلاح پاسخ‌های لرزه‌ای، مقادیر ارائه شده در آیین‌نامه ASCE 7-10 مورد نقد و بررسی قرار می‌گیرد. سرانجام، با توجه به مقادیر بدست آمده در پژوهش، روابطی برای محاسبه ضریب رفتار و ضریب تشدید تغییرمکان برحسب زمان تناوب سازه با توجه به نوع رفتار تیر پیوند پیشنهاد می‌گردد. نتایج تحقیق نشان می‌دهد ضریب رفتار ارائه شده در آیین‌نامه برای ساختمان‌های با تعداد طبقات بیشتر و طول تیر پیوند زیاد منجر به طراحی غیر محافظه‌کارانه می‌شود. همچنین، استفاده از ضریب تشدید تغییرمکان ارائه شده در آیین‌نامه برای ساختمان‌های کوتاه دارای تیر پیوند با رفتار برشی (دارای طول کمتر)، منجر به عدم محاسبه صحیح درز انقطاع و عدم کنترل صحیح جابجایی نسبی طبقات می‌گردد.

### واژگان کلیدی

ساختمان‌های مهاربندی واگرا، تیر پیوند، ضریب رفتار، ضریب تشدید تغییرمکان، تحلیل استاتیکی و دینامیکی غیرخطی

## Seismic response modification factors of eccentrically braced steel structures

R. Saei, M. Poursha, K. Abedi, M.A. Amini

### Abstract

Determination of the behaviour factor and displacement amplification factor is one of the most important issues in the seismic design of structures. Seismic codes use the behaviour factor to consider the inelastic behavior of structures. The inelastic behavior of structures is defined by ductility factor. This factor refers to the ratio of the maximum structural displacement to the displacement corresponding to the yield strength. So, the determination of the behaviour factor is directly dependent on the ductility factor so that a greater ductility factor leads to the greater behaviour factor. The behaviour factor is related to other factors such as the overstrength, degrees of redundancy and damping. The calculation of the real lateral displacement of structures including the elastic and inelastic parts is essential for design purposes. Seismic codes use displacement amplification factor for the determination of the maximum real lateral displacement of structures. The main objective of this study is to evaluate the effects of the height of the structure and the length of the link beam on the seismic response modification factors including the behaviour factor and displacement amplification factor in eccentrically braced frames (EBFs). Since the seismic behavior of eccentrically braced frames depends on the link beam length, several eccentrically braced building structures with different lengths of the link beam and various numbers of stories including 2, 5, 10 and 15 story buildings were considered. The ASCE 7-10 code was used for seismic loading and the AISC 360-10 and AISC 341-10 codes were used for the design of structural models. The nonlinear static and nonlinear time history analyses were used to obtain the behaviour factor and displacement amplification factor. The values obtained for the behaviour factor and displacement amplification factor were compared with those prescribed by the ASCE 7-10 code. The seismic codes recommend constant values for the behaviour factor and displacement amplification factor for eccentrically braced systems. The results of this study show that the behaviour factor and displacement amplification factor for eccentrically braced structures significantly depend on the height of the structure and the length of the link beam. So, considering constant values for the behaviour factor and displacement amplification factor for eccentrically braced frames in seismic codes is not reasonable. Then, the effects of the height of the structure and the length of the link beam should be considered in these factors. Finally, with regard to the values obtained in this study, some equations were proposed to calculate the mentioned factors based on the length of the link beam and the fundamental period of structures. The results indicate that the behaviour factor and the displacement amplification factor decrease with the increase in the height of the structure and also by the increase in the length of the link beam.

### Keywords

Behaviour factor, Displacement amplification factor, Eccentrically braced frames, Link beam, ductility, Nonlinear static and dynamic analysis

یکی از منابع جذب انرژی در سازه‌ها به هنگام وقوع زلزله‌های شدید، تغییر شکل غیرارتجاعی آن‌ها می‌باشد. تعیین میزان جذب انرژی در مرحله غیرارتجاعی مستلزم انجام تحلیل دینامیکی غیرارتجاعی است. پیچیدگی و وقت‌گیر بودن تحلیل غیرارتجاعی سبب می‌گردد تا استفاده از تحلیل فوق با محدودیت همراه باشد. محققان برای رفع این محدودیت روشی ارائه دادند تا بتوان به کمک آن و از طریق تحلیل ارتجاعی، جذب انرژی ناشی از رفتار غیر ارتجاعی سازه را منظور کرد. روش مذکور که امروزه در تمامی آیین‌نامه‌های طرح لرزه‌ای کاربرد دارد، مبتنی بر مفهوم ضریب رفتار سازه است. ضریب رفتار سازه ضریبی است که عملکرد غیرارتجاعی سازه را در بردارد و نشانگر مقاومت پنهان سازه در مرحله غیرارتجاعی است. به همین دلیل مقاومت مورد نیاز سازه از تقسیم مقاومت مورد نیاز سازه در حالت کاملاً ارتجاعی بر ضریب فوق محاسبه می‌گردد و بدین ترتیب مقاومت مورد نیاز سازه کاهش می‌یابد. به همین دلیل در بعضی از کارهای تحقیقاتی و آیین‌نامه‌ها به آن ضریب کاهش نیرو نیز گفته می‌شود و معمولاً با حرف ( $R$ ) نشان داده می‌شود [۱]. تعیین این ضریب از این جهت از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است که مقدار کوچک آن منجر به طراحی سازه با مقاطع بزرگ و غیراقتصادی (طراحی دست بالا) می‌گردد و مقادیر بزرگ آن به منزله پذیرش سطوح بیشتری از تغییرشکل‌های غیرخطی در سازه می‌باشد. ضریب رفتار به عوامل مختلفی از جمله شکل‌پذیری، اضافه مقاومت و درجه نامعینی بستگی دارد. پژوهشگران برای محاسبه ضریب رفتار، شیوه‌های متفاوتی را مورد استفاده قرار داده‌اند که از شاخص‌ترین آنها می‌توان به روش طیف ظرفیت [۲] و روش ضریب شکل‌پذیری [۳] اشاره نمود.

در سال‌های گذشته تحقیقات بسیاری در زمینه ضریب رفتار سیستم‌های مختلف سازه‌ای صورت گرفته است. **Maheri** و **Akbari** [۳] در سال ۲۰۰۳، ضریب رفتار سیستم سازه‌ای بتن مسلح مقاوم‌سازی شده با مهاربند فولادی را بررسی کردند. قاب‌ها به صورت سه طبقه با مهاربندی‌های ضربدری ( $X$ )، شورون<sup>۱</sup> و زانوئی<sup>۲</sup> در نظر گرفته شدند. نتایج تحقیق آن‌ها نشان داد که استفاده از مهاربند فولادی در قاب بتن‌آرمه باعث افزایش اضافه مقاومت، شکل‌پذیری و نهایتاً افزایش ضریب رفتار سازه می‌شود. همچنین با تغییر محل مهاربند از دهانه وسط به دهانه کنار، ضریب رفتار سازه، شکل‌پذیری و اضافه مقاومت سازه کاهش می‌یابد [۳]. **Kim** و **Choi** [۴] در سال ۲۰۰۵، ضریب

شکل‌پذیری، ضریب اضافه مقاومت و ضریب رفتار سازه‌های فولادی مهاربندی شده همگرا را در دو حالت شکل‌پذیری ویژه و معمولی بررسی کردند. بدین منظور از تحلیل پوش‌آور و تحلیل دینامیکی فزاینده<sup>۳</sup> استفاده کردند. نتایج تحقیق آن‌ها نشان داد که ضریب شکل‌پذیری و ضریب رفتار با افزایش ارتفاع سازه و نیز با کاهش طول دهانه، کاهش می‌یابد. **Hamedi** و **Akbari** [۵] در سال ۲۰۰۷، رفتار لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی و اگر با پیوندهای افقی و قائم را بررسی کردند. بر اساس این تحقیق ضریب رفتار قاب‌ها با مهاربندی افقی برابر ۱۰/۵۰ و در قاب‌ها با مهاربندی قائم برابر ۱۰/۴۵ محاسبه گردید که تفاوت چندانی با هم ندارند. قاب‌های مهاربندی و اگر با پیوندهای قائم به دلیل شکل خاصی که دارند با جذب انرژی زلزله و تسلیم پیوند قائم در خارج از محدوده تیر اصلی سبب کاهش نیروهای وارده بر تیرهای اصلی طبقه در جریان زلزله‌های شدید می‌شوند. این مهم در مقاوم‌سازی لرزه‌ای سازه‌های موجود مورد توجه است، به خصوص در مواردی که امکان تقویت کافی و مناسب تیرهای طبقه وجود ندارد. **Kheyroddin** و **Mazaheri** [۶] در سال ۱۳۸۹، تأثیر آرایش خریابی مهاربندها روی ضریب رفتار قاب‌های ساده مهاربندی شده را با استفاده از تحلیل پوش‌آور بررسی نمودند. در آرایش خریابی مهاربندها به جای آنکه در یک دهانه به شکل قائم قرار گیرند، به صورت مورب در ارتفاع چیده می‌شوند. نتایج این تحقیق نشان داد که قاب خریابی در ساختمان‌های بلند دارای سختی و مقاومت لازم می‌باشد و از شکل‌پذیری مناسبی نیز برخوردار است. **Ghadiri** و همکارانش [۷] در سال ۱۳۸۹، با بررسی ضریب رفتار قاب‌های مهاربندی و اگر به این نتیجه رسیدند که کاهش ضریب رفتار سازه متناسب با افزایش طبقات است و در نظرگیری یک ضریب رفتار واحد جهت سازه‌های مهاربندی و اگر مناسب نمی‌باشد. **Mahmoudi** و **Zaree** [۸] در سال ۲۰۱۰، ضریب رفتار سازه‌های فولادی مهاربندی شده همگرا را بررسی کردند. برای مدل‌های سازه‌ای از سه نوع مهاربندی ضربدری ( $X$ )، هفت ( $V$ ) و هشت ( $A$ ) استفاده گردید. نتایج کار آن‌ها نشان داد که ضوابط آیین‌نامه‌ای تأثیر زیادی بر ضریب اضافه مقاومت سیستم‌های مهاربندی همگرا دارند. **Sahab** و **Yarahmadi** [۹] در سال ۱۳۹۰، ضریب رفتار سیستم دوگانه قاب خمشی ویژه مهاربندی شده با بادبند قطری را بررسی کردند. آنها با انتخاب سازه‌هایی با تعداد طبقات ۴، ۸، ۱۲ و ۱۶ و محاسبه ضریب رفتار آنها از روش یانگ و روش طیف ظرفیت به این نتیجه رسیدند که ضرایب رفتار بدست آمده از روش طیف ظرفیت مقادیر کمتری نسبت به



روش **Uang** می‌باشند و در هر دو روش، ضریب رفتار از مقدار ۹ که استاندارد ۲۸۰۰ برای طرح این سیستم‌ها پیشنهاد کرده، کمتر است. **Naghypour** و همکارانش [۱۰] در سال ۲۰۱۱، به بررسی تأثیر استفاده از مقطع کاهش‌یافته بر شکل‌پذیری و ضریب رفتار سازه‌های مهاربندی واگرا پرداختند. بر اساس این تحقیق مشخص گردید که استفاده از مقطع کاهش‌یافته در تیرهای پیوند خمشی، باعث انتقال تنش‌ها و مفصل پلاستیک به ناحیه‌ای خارج از محل اتصال تیر پیوند به ستون و تأخیر در وقوع تسلیم به اندازه ۱/۱ برابر ظرفیت پلاستیک مورد انتظار آن‌ها می‌گردد. **Vaseghi Amiri** و **Esmailtabar** [۱۱] در سال ۲۰۱۴، تأثیر میراگر اصطکاکی پال بر ضریب رفتار سازه‌های مهاربندی شده واگرا را بررسی نمودند. نتایج تحقیق آن‌ها نشان داد که ضریب رفتار قاب شورون مجهز به میراگر اصطکاکی به بار لغزش آن بستگی دارد. همچنین با افزایش بار لغزش، ضریب کاهش ناشی از شکل‌پذیری ابتدا افزایش و سپس کاهش می‌یابد ولی ضریب اضافه مقاومت پیوسته افزایش می‌یابد. **Tejash** و همکارانش [۱۲] در سال ۲۰۱۴، ضریب رفتار قاب‌های مرکب (RC) که برای نگهداری مخازن آب استفاده می‌شود را بررسی کردند. بر اساس این تحقیق مشخص گردید که ضریب رفتار به طور قابل توجهی به پهنه‌بندی خطر لرزه‌خیزی و زمان تناوب مخزن آب بستگی دارد. **Kuşyılmaz** و **Topkaya** [۱۳] به بررسی ضرایب پاسخ لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی واگرا با استفاده از روش FEMA P695 [۱۴] پرداختند و دو اصلاح برای در نظرگیری احتمال شکست سازه‌های مورد مطالعه ارائه کردند. اصلاح اول برای ضریب تشدید تغییر مکان و اصلاح دوم برای ضریب اصلاح پاسخ می‌باشد. نتایج آن‌ها نشان داد که اصلاحات پیشنهادی، احتمال شکست هدف را اقلان می‌کنند. FEMA P695 [۱۴] یک روش برای ارزیابی ضوابط طراحی لرزه‌ای با بررسی عملکرد فروریزش ساختمان با استفاده از رکوردهای زلزله ارائه کرده است. در این روش، ابتدا شکل‌پذیری و اضافه مقاومت سازه با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی محاسبه می‌شود. ظرفیت فروریزش سازه با استفاده از تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA) تعیین می‌گردد. بخش اصلی ارزیابی عملکردی، کنترل نسبت حاشیه فروریزش تنظیم شده<sup>۴</sup> با **ACMR** پذیرش می‌باشد. اگر **ACMR** پذیرش اقلان نشود، ساختمان باید با اصلاح ضریب رفتار یا اصلاح ملزومات طراحی دوباره طراحی شود. همان‌طور که بیان شد، مقاومت جانبی طراحی از تقسیم مقاومت مورد نیاز در حالت کاملاً ارتجاعی به ضریب رفتار به دست می‌آید و سازه برای این سطح از نیرو، تحلیل و طراحی

می‌شود. تغییر مکان جانبی محاسبه شده از این تحلیل، تحت نیروی جانبی کاهش‌یافته، تغییر مکان جانبی واقعی سازه نخواهد بود، بلکه تغییر مکان واقعی از ضرب تغییر مکان ارتجاعی در ضریب تشدید تغییر مکان (Cd) بدست می‌آید. شایان ذکر است که با تغییر مکان جانبی نسبی واقعی (غیرخطی) طبقه، مقدار دوران غیرالاستیک تیر پیوند در قاب‌های مهاربندی واگرا با استفاده از روابط ساده قابل محاسبه می‌باشد [۱۵]. **Uang** و **Maarouf** [۱۶] در سال ۱۹۹۶ طی پژوهشی نسبت ضریب تشدید تغییر مکان به ضریب رفتار را بررسی کردند. نتایج تحقیقات آن‌ها نشان داد این نسبت برای سازه‌های فولادی در حدود ۱/۳-۱ و برای سازه‌های بتنی در حدود ۰/۸-۰/۹ می‌باشد. همچنین مطالعه آن‌ها نشان داد که مقادیر بدست آمده برای نسبت ضریب تشدید تغییر مکان به ضریب رفتار در سیستم‌های تک درجه آزادی، تفاوت ناچیزی با مقادیر بدست آمده در سازه‌های چند درجه آزادی دارد. **Mahmoudi** [۱۷] در سال ۱۳۸۳، با بررسی نسبت ضریب تشدید تغییر مکان (Cd) به ضریب رفتار ( $R$ ) برای مقادیر مختلف شکل‌پذیری و زمان تناوب‌های متفاوت نشان داد حداقل مقدار برای این نسبت برابر ۰/۸ می‌باشد و این مقدار حداقل با افزایش ضریب شکل‌پذیری و کاهش زمان تناوب اصلی، افزایش می‌یابد. **Mahmoudi** و **Zaree** [۱۸] در سال ۲۰۱۳، به بررسی ضریب تشدید تغییر مکان سازه‌های فولادی مهاربندی شده همگرا پرداختند. بدین منظور تحلیل‌های پوش‌آور و تاریخچه زمانی غیرخطی روی مدل‌های سازه‌ای با تعداد طبقات و پیکربندی‌های مختلف انجام شد. بر اساس این تحقیق مشخص گردید که ضریب تشدید تغییر مکان با افزایش ارتفاع و نیز با کاهش دهانه‌های مهاربندی، کاهش می‌یابد. **Kuşyılmaz** و **Topkaya** [۱۹] ضریب تشدید تغییر مکان را برای قاب‌های مهاربندی واگرا مورد بررسی قرار دادند و نتیجه گرفتند که ضریب داده شده در ASCE 7-10، تخمین‌های غیر محافظه‌کارانه‌ای را برای تغییر مکان نسبی بین طبقات ارائه می‌دهد. آن‌ها بر مبنای نتایج مطالعه عددی، مجموعه از ضرایب تشدید تغییر مکان را که در ارتفاع سازه تغییر می‌کند، ارائه دادند.

یکی از سیستم‌های مقاوم لرزه‌ای در سازه‌های فولادی، سیستم مهاربندی واگرا<sup>۵</sup> است که دارای سختی الاستیک بالا و همچنین شکل‌پذیری بالا و جذب انرژی زیاد می‌باشد و مزایای سیستم‌های قاب خمشی و مهاربندی همگرا را در خود جمع کرده است [۲۰]. در سال ۱۹۷۷، **Popove** و همکارانش [۲۱] در دانشگاه برکلی کالیفرنیا تحقیقات جامعی بر روی این سیستم‌ها

در این بخش نحوه محاسبه ضرایب اصلاح پاسخهای لرزه‌ای ارائه می‌گردد. با توجه به اینکه طراحی به روش حدی صورت گرفته، از روابط ارائه شده برای حالت حدی استفاده می‌شود. در این پایان‌نامه از روش **Uang [۲۴]** برای بدست آوردن پارامترهای لرزه‌ای استفاده شده است. طبق روش یانگ، ضریب رفتار در حالت طراحی حدی از رابطه (۱) بدست می‌آید:

$$R = R_{\mu} \times R_s \quad (1)$$

که در این رابطه،  $R_{\mu}$  ضریب کاهش ناشی از شکل‌پذیری و  $R_s$  ضریب اضافه مقاومت می‌باشد. مقاومت ذخیره‌شده در سازه از حد تشکیل اولین مفصل پلاستیک ( $V_s$ ) تا حد جاری شدن نهایی و ایجاد مکانیزم و خرابی واقعی سازه ( $V_y$ )، ضریب اضافه مقاومت نامیده می‌شود که با ( $R_s$  یا  $\Omega$ ) نشان داده می‌شود و طبق رابطه (۲) محاسبه می‌گردد [۲۴]:

$$R_s = \frac{V_y}{V_s} \quad (2)$$

برای در نظر گرفتن عواملی نظیر اختلاف بین تنش تسلیم اسمی و واقعی مصالح، اثر المان‌های غیرسازه‌ای و ...، ضریب اضافه مقاومت بدست آمده از رابطه (۲) به صورت رابطه زیر اصلاح می‌شود:

$$R_s = 1.155 \times R_{s0} \quad (3)$$

ضریب کاهش ناشی از شکل‌پذیری با استفاده از تحلیل‌های تاریخیچه زمانی غیرخطی از رابطه (۴) محاسبه می‌شود [۲۴]:

$$R_{\mu} = \frac{V_e}{V_y} \quad (4)$$

که در این رابطه  $V_e$  حداکثر برش پایه‌ای است که از تحلیل تاریخیچه زمانی خطی و  $V_y$  حداکثر برش پایه‌ای است که از تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی به دست می‌آید. پس از محاسبه ضریب کاهش ناشی از شکل‌پذیری از رابطه (۴)، ضریب شکل‌پذیری از رابطه ارائه شده توسط **Nassar** و **Krawinkler** [۲۵] محاسبه می‌گردد.

برای محاسبه ضریب شکل‌پذیری در روش تحلیل استاتیکی غیرخطی از رابطه ارائه شده در روش یانگ استفاده می‌گردد [۲۴]:

$$\mu = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y} \quad (5)$$

انجام دادند. فلسفه طراحی سازه‌های مهاربندی واگرا بر متمرکز کردن تغییرشکل‌های غیرخطی در تیر پیوند می‌باشد، به طوری که سایر اعضا دارای رفتاری خطی و الاستیک باشند. به عبارت دیگر در این سیستم‌ها، تیر پیوند به صورت عضو تغییرشکل کنترل و سایر اعضا به صورت نیرو کنترل عمل می‌کنند. سختی جانبی قاب‌های مهاربندی‌شده واگرا عمدتاً تابع نسبت طول پیوند به تیر است. هر قدر طول پیوند کوتاه‌تر باشد، قاب سخت‌تر خواهد بود.

با توجه به بحث‌های فوق نتیجه می‌شود که با تغییر مشخصات مدل‌های سازه‌ای، مقادیر متفاوتی برای ضریب رفتار و ضریب تشدید تغییرمکان بدست می‌آید. مطالعات نشان می‌دهند عواملی که باعث افزایش شکل‌پذیری می‌شود، به طور مستقیم روی ضریب رفتار تاثیر می‌گذارند. طول تیر پیوند یکی از پارامترهای تاثیرگذار بر رفتار سازه‌های مهاربندی واگرا می‌باشد. بنابراین، در این پژوهش به بررسی تاثیر این پارامتر بر زمان تناوب، ضریب شکل‌پذیری، ضریب کاهش ناشی از شکل‌پذیری، ضریب اضافه مقاومت، ضریب رفتار و نیز ضریب تشدید تغییرمکان در قاب‌های مهاربندی واگرا با بکارگیری ۱۲ مدل سازه‌ای پرداخته می‌شود. وجه تمایز پژوهش حاضر با پژوهش‌های قبلی [۱۳، ۱۹ و ۲۲] این است که در این تحقیق علاوه بر تحلیل پش‌آور از تحلیل دینامیکی غیرخطی برای برآورد ضرایب اصلاح پاسخ‌های لرزه‌ای استفاده می‌شود و نتایج آنها مورد مقایسه و بررسی قرار می‌گیرد، در صورتی که در مراجع یاد شده صرفاً از یکی از روش‌های تحلیلی یاد شده استفاده شده است. تمایز مقاله حاضر با مرجع [۲۳] این است که در مرجع یاد شده برای محاسبه ضریب اضافه مقاومت از تحلیل استاتیکی غیرخطی بهره‌جویی شده است، اما در پژوهش حاضر علاوه بر تحلیل استاتیکی غیرخطی از تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی استفاده شده است. وجه مهم دیگر مقاله حاضر این است که با توجه به نتایج بدست آمده برای زمان تناوب و ضرایب اصلاح پاسخ‌های لرزه‌ای، مقادیر ارائه شده در آیین‌نامه **ASCE 7-10 [۲۳]** مورد نقد و بررسی قرار می‌گیرد. یکی از نوآوری‌های مقاله حاضر این است که روابطی برای محاسبه ضریب رفتار و ضریب تشدید تغییرمکان بر حسب زمان تناوب سازه (ارتفاع) با عنایت به نوع رفتار تیر پیوند و با استفاده از تحلیل رگرسیون ارائه می‌گردد.

## ۲- نحوه محاسبه ضرایب اصلاح پاسخ‌های لرزه‌ای



ضوابط آیین‌نامه‌های ASCE 7-10 [۲۳]، AISC 360-10 [۲۷] و AISC 3410-10 [۲۸] استفاده شده است. بار مرده اجزاء مختلف سازه برابر  $6/5 \text{ kN/m}^2$  و بار زنده برای طبقات مسکونی برابر  $1/92 \text{ kN/m}^2$  و برای طبقه بام برابر  $0/96 \text{ kN/m}^2$  در نظر گرفته شده است. زمین ساختگاه مورد مطالعه، نوع D می‌باشد. برای ستون‌ها و مهاربندها از مقاطع قوطی و برای تیرها از مقاطع تیر ورق استفاده شده است. پیوند قاب‌های مورد مطالعه در جدول (۱) داده شده است. مشخصات مقاطع اعضا به صورت نمونه برای قاب‌های ۲، ۵ و ۱۰ طبقه با طول تیر پیوند ( $e=L/6$ ) در پیوست (الف) ارائه شده است.

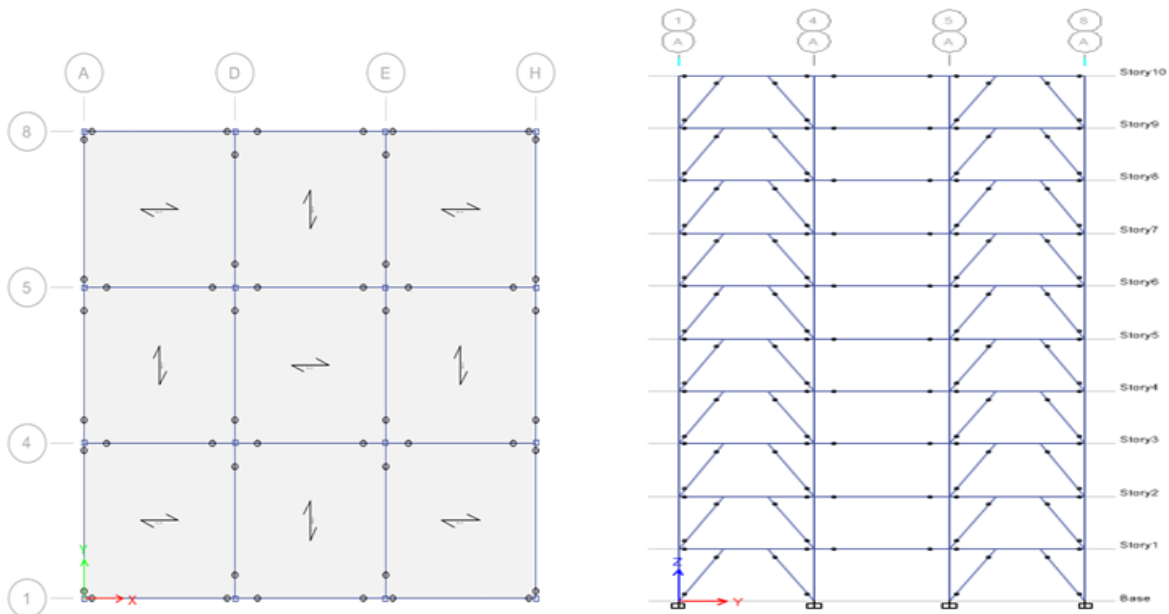
همان‌گونه که در جدول (۱) مشاهده می‌شود، با افزایش طول تیر پیوند در قاب‌های با ارتفاع برابر، زمان تناوب سازه به علت کاهش سختی افزایش می‌یابد. این در حالی است که رابطه ارائه شده برای تعیین زمان تناوب سازه‌های فولادی با سیستم مهاربندی واگرا در آیین‌نامه ASCE 7-10، صرفاً بر اساس ارتفاع سازه و مستقل از طول تیر پیوند می‌باشد. با توجه به جدول (۱)، زمان تناوب تجربی حاصل از آیین‌نامه به مقدار پیوند تحلیلی سازه دارای تیر پیوند کوتاه ( $e = L/6$ ) در مقایسه با موارد دیگر نزدیک‌تر بوده و رویکرد آیین‌نامه برای سازه‌های مهاربندی واگرای هم ارتفاع با تیر پیوند دارای طول بیشتر ( $e = L/6$ ) با توجه شکل طیف طرح آیین‌نامه منجر به طراحی سازه‌ای محافظه کارانه می‌شود.

برای محاسبه ضریب کاهش ناشی از شکل‌پذیری در تحلیل استاتیکی غیرخطی، روابط ارائه شده توسط Nassar و Krawinkler [۲۵] و همچنین Miranda [۲۶] بکار گرفته می‌شوند. پس از محاسبه ضریب شکل‌پذیری و ضریب اضافه مقاومت برای هر یک از روش‌های تحلیل استاتیکی غیرخطی و تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی، ضریب تشدید تغییر مکان از رابطه (۶) محاسبه می‌گردد [۲۴]:

$$C_d = \mu \times R_s \quad (6)$$

### ۳- معرفی مشخصات مدل‌های سازه‌ای

برای محاسبه ضرایب اصلاح پاسخ‌های لرزه‌ای قاب‌های با مهاربندی واگرا، ۱۲ مدل مختلف سازه‌ای مورد مطالعه قرار می‌گیرد. بدین منظور سازه‌های ساختمانی دارای پلان با سه دهانه ۵/۵ متری در هر جهت مطابق شکل (۱) انتخاب شدند. تعداد طبقات قاب‌ها ۲، ۵، ۱۰ و ۱۵ می‌باشد و هر قاب برای سه نوع تیر پیوند با طول‌های ۰/۹۱۶، ۱/۸۳ و ۲/۷۵ متر طراحی شد که به ترتیب  $(1 \div 6)$ ،  $(1 \div 3)$  و  $(1 \div 2)$  برابر طول دهانه می‌باشد. ارتفاع همه طبقات ۳/۲ متر است. کاربری طبقات مسکونی در نظر گرفته شده است. سیستم باربر ثقلی از نوع سقف تیرچه بلوک و سیستم باربر جانبی در هر دو جهت، قاب ساده فولادی با مهاربندی واگرا می‌باشد. برای تحلیل و طراحی مدل‌ها از



شکل ۱- پلان و نمای سازه‌های مورد بررسی

منحنی‌های نیرو-تغییر شکل دستورالعمل FEMA 356 (شکل ۲) استفاده شده است [۲۹]. مدل‌سازی رفتار تیر پیوند نیز با توجه به پارامترهای مدل‌سازی موجود در دستورالعمل FEMA 356 مطابق جداول (۲) و (۳) و با در نظر گرفتن سخت‌شوندگی کرنشی ۳ درصد انجام گرفته است.

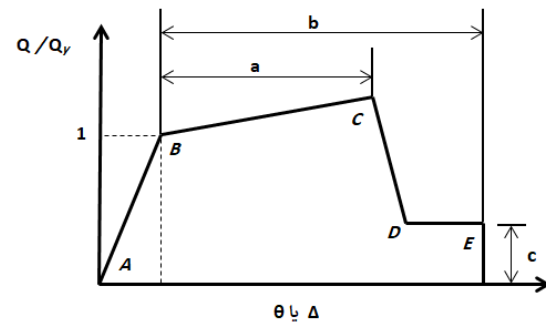
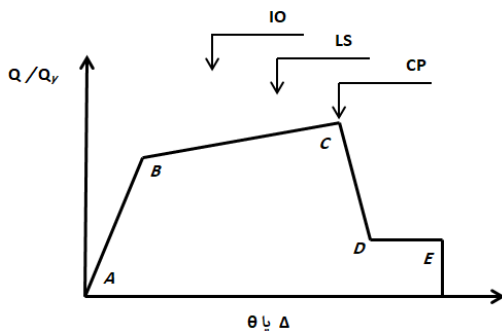
مفاصل استفاده شده در تیر پیوند در ساختمان‌های مهاربندی و اگر، بر اساس رفتار حاکم بر تیر پیوند تعیین می‌شود که می‌تواند مفصل برشی، خمشی یا ترکیبی از این دو نوع مفصل (خمشی-برشی) باشد. طبق ضوابط دستورالعمل FEMA-356، مؤلفه برش در تیرهای پیوند برشی، کنترل شونده توسط تغییرشکل<sup>۶</sup> بوده و اعضای دیگر سیستم از نوع کنترل شونده توسط نیرو<sup>۷</sup> می‌باشند. به همین ترتیب خمش در تیرهای پیوند خمشی، کنترل شونده توسط تغییرشکل بوده و اعضای دیگر سیستم از نوع کنترل شونده توسط نیرو می‌باشند [۲۹]. در جدول (۴) رفتار حاکم بر تیر پیوند برای مقاطع مختلف استفاده شده در این پژوهش ارائه شده است. مفصل خمشی برای تیرهای پیوند خمشی در دو انتهای تیر پیوند و در حدود ۰/۰۱ و ۰/۹۹ از طول نسبی خالص و مفصل برشی برای تیرهای پیوند برشی در وسط تیر پیوند تعریف شده است [۳۰].

جدول ۱- زمان تناوب مدل‌های سازه‌ای طراحی شده

تعداد طبقات	طول تیر پیوند، $e$	زمان تناوب تحلیلی (s)	زمان تناوب تجربی، $T_a$ (s)
۲	$e = L/2$	۰/۶۱۴	۰/۲۹۴
	$e = L/3$	۰/۵۳۳	۰/۲۹۴
	$e = L/6$	۰/۳۹۲	۰/۲۹۴
۵	$e = L/2$	۰/۹۹۶	۰/۵۸۵
	$e = L/3$	۰/۸۲۳	۰/۵۸۵
	$e = L/6$	۰/۶۷۲	۰/۵۸۵
۱۰	$e = L/2$	۱/۶۶۲	۰/۹۸۴
	$e = L/3$	۱/۵۰۷	۰/۹۸۴
	$e = L/6$	۱/۲۹۳	۰/۹۸۴
۱۵	$e = L/2$	۲/۲۳۷	۱/۳۳۴
	$e = L/3$	۲/۱۹۵	۱/۳۳۴
	$e = L/6$	۱/۹۲۵	۱/۳۳۴

#### ۴- فرضیات مدل‌سازی غیرخطی

اولین گام جهت تحلیل غیرخطی مشخص کردن نقاطی از سازه است که حین زلزله امکان ایجاد مفصل پلاستیک در آن‌ها وجود دارد. برای تعریف مفصل پلاستیک در مدل ریاضی سازه‌ها، از



شکل ۲- منحنی نیرو تغییرشکل کلی برای اعضا و اجزای فولادی [۲۹]

جدول ۲- پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش برای انواع تیر پیوند [۲۹]

معیارهای پذیرش			پارامترهای مدل‌سازی			طول تیر پیوند، $e$
زاویه دوران پلاستیک، رادیان			نسبت تنش پسماند	زاویه دوران پلاستیک، رادیان		
CP	LS	IO	$c$	$b$	$a$	
۰/۱۴	۰/۱۱	۰/۰۰۵	۰/۸	۰/۱۷	۰/۱۵	$e \leq 1.6 \frac{M_p}{V_p}$
با استفاده از درون‌یابی خطی محاسبه شود.						$1.6 \frac{M_p}{V_p} \leq e \leq 2.6 \frac{M_p}{V_p}$
مشابه با مقادیر ارائه شده برای تیرها						$e \geq 2.6 \frac{M_p}{V_p}$

جدول ۳- پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش برای انواع تیرها [۲۹]

معیارهای پذیرش			پارامترهای مدل‌سازی			تیرها در خمش
زاویه دوران پلاستیک، رادیان			نسبت تنش پسماند	زاویه دوران پلاستیک، رادیان		
CP	LS	IO	c	b	a	
$8\theta_y$	$6\theta_y$	$1\theta_y$	۰/۶	$11\theta_y$	$9\theta_y$	$\frac{h}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{F_{ye}}}, \frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}}$
$3\theta_y$	$2\theta_y$	$0/25\theta_y$	۰/۲	$6\theta_y$	$4\theta_y$	$\frac{h}{t_w} \geq \frac{640}{\sqrt{F_{ye}}}, \frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}}$
با استفاده از درون‌یابی خطی محاسبه شود. (کمترین مقدار انتخاب شود)						مقادیر دیگر

جدول ۴- تعیین رفتار حاکم بر تیر پیوند برای مقاطع مورد استفاده در این تحقیق

$e = \frac{L}{2}$	$e = \frac{L}{3}$	$e = \frac{L}{6}$	$2.6 \frac{M_p}{V_p}$	$1.6 \frac{M_p}{V_p}$	$t_w$ (mm)	$t_f$ (mm)	b (mm)	d (mm)	مقطع
خمشی	خمشی	برشی	۱۵۷۹/۴۵	۹۷۱/۹۷	۶	۱۲	۱۵۰	۲۰۰	B۲۰×۱۵
خمشی	خمشی	خمشی-برشی	۱۴۴۹/۸۱	۸۹۲/۱۹	۸	۱۴	۱۵۰	۲۵۰	B۲۵×۱۵
خمشی	خمشی-برشی	برشی	۱۸۸۹/۶۶	۱۱۶۲/۷۵	۸	۱۴	۲۰۰	۳۰۰	B۳۰×۲۰
خمشی	خمشی-برشی	برشی	۲۱۶۴/۹۶	۱۳۳۲/۲۹	۸	۱۶	۲۰۰	۳۵۰	B۳۵×۲۰
خمشی	خمشی-برشی	برشی	۲۱۶۵/۰۳	۱۳۳۲/۳۳	۱۰	۱۶	۲۵۰	۳۵۰	B۳۵×۲۵
خمشی	برشی	برشی	۲۶۵۹/۴۷	۱۸۴۱/۱۷	۸	۱۶	۲۵۰	۴۰۰	B۴۰×۲۵
خمشی-برشی	برشی	برشی	۳۵۰۰/۶۸	۲۱۵۴/۲۷	۸	۱۸	۳۰۰	۴۵۰	B۴۵×۳۰
خمشی-برشی	خمشی-برشی	برشی	۲۸۰۴/۱۸	۱۷۲۵/۶۵	۱۰	۲۰	۲۵۰	۵۵۰	B۵۵×۲۵

### ۵- تحلیل‌های انجام شده

همان‌گونه که پیش از این بیان شد، برای محاسبه ضرایب اصلاح پاسخ‌های لرزه‌ای برای سازه‌های مهاربندی و اگر از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی استفاده می‌گردد. همچنین از تحلیل‌های تاریخیچه زمانی غیرخطی برای مقایسه و صحت‌سنجی تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی استفاده می‌شود. برای انجام تحلیل‌های پوشر مطابق دستورالعمل FEMA-356، از توزیع بار متناسب با بار جانبی در روش استاتیکی خطی به عنوان توزیع نوع اول و از توزیع یکنواخت به عنوان توزیع نوع دوم استفاده شده است. پس از بررسی نتایج بدست آمده برای تعدادی از مدل‌ها، به دلیل اختلاف ناچیز نتایج برای دو نوع توزیع مذکور، در ادامه برای بقیه مدل‌ها فقط از توزیع نوع اول استفاده شده است. از این رو در این تحقیق، نتایج برای توزیع نوع اول ارائه شده است [۲۹].

برای انجام تحلیل‌های تاریخیچه زمانی غیرخطی از هفت شتاب‌نگاشت زلزله حوزه دور استفاده شده است. این رکوردها از پایگاه داده مرکز تحقیقاتی (http://peer.berkeley.edu) PEER انتخاب شده و دارای فاصله از گسل بیشتر از ۱۵ کیلومتر

می‌باشند. همچنین مشخصات زلزله‌های نزدیک گسل مثل وجود حرکت پالس گونه با پیوند بلند در ابتدای رکوردها و یا نسبت بیشینه سرعت به بیشینه شتاب بالا در این رکوردها مشاهده نشده است. مشخصات شتاب‌نگاشت‌ها در جدول (۵) ارائه شده است. ضریب مقیاس شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده، هر کدام به طور مجزا با یک روند سعی و خطا با انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی بر روی مدل‌های سازه‌ای مورد نظر تا جایی ادامه می‌یابد که معیار مشخص یا تغییر مکان هدف تحقق پذیرد. آنگاه با داشتن ضریب مقیاس به دست آمده برای هر کدام از شتاب‌نگاشت‌ها، تحلیل تاریخیچه زمانی خطی و غیرخطی برای سازه‌های مهاربندی و اگر انجام می‌شود و به ترتیب بیشینه برش پایه ارتجاعی ( $V_e$ ) و غیر ارتجاعی ( $V_y$ ) به دست می‌آید [۳۰]. میانگین این مقادیر برای هفت شتاب‌نگاشت محاسبه می‌شود و از نسبت  $V_e$  به  $V_y$  ضریب کاهش مقاومت به واسطه شکل پذیری بدست می‌آید. در این تحقیق، تغییر مکان هدف طبق آیین‌نامه ASCE 7-10 برابر با مقدار مجاز برای تغییر مکان نسبی طبقات (۲٪) در نظر گرفته شده است.



جدول ۵- مشخصات شتاب‌نگاشت‌های انتخاب‌شده برای تحلیل‌های تاریخچه زمانی

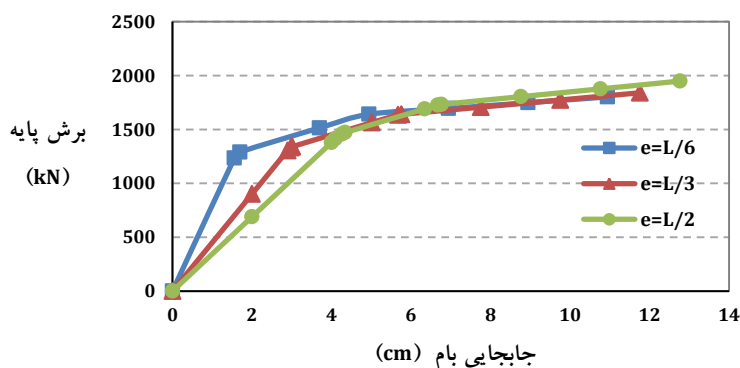
ردیف	نام زلزله	ایستگاه	سال	بزرگا	فاصله از گسل (km)	PGA (g)	PGV (cm/s)	PGD (cm)
۱	Coalinga	Cantua Creek School	۱۹۸۳	۶/۳۶	۲۴/۰۲	۰/۲۸۱	۲۵/۸	۳/۷۱
۲	Imperial Valley	Delta	۱۹۷۹	۶/۵۳	۲۲/۰۳	۰/۳۵۱	۳۳	۱۹/۰۲
۳	Landers	Coolwater	۱۹۹۲	۷/۲۸	۲۰	۰/۲۸۳	۲۵/۶	۱۳/۷۴
۴	Loma Prieta	Palo Alto - SLAC Lab	۱۹۸۹	۶/۹۳	۳۰/۸۶	۰/۲۷۸	۲۹/۳	۹/۷۲
۵	Northridge	LA - Centinela St	۱۹۹۴	۶/۶۹	۲۸/۳	۰/۴۶۵	۱۹/۳	۳/۴۸
۶	San Fernando	Castaic - Old Ridge Route	۱۹۷۱	۶/۶۱	۲۲/۶۳	۰/۳۲۴	۱۵/۶	۲/۳۱
۷	Superstition Hills	Calipatria Fire Station	۱۹۸۷	۶/۵۴	۲۷	۰/۲۴۷	۱۴/۶	۳/۱

## ۶- نتایج و بحث

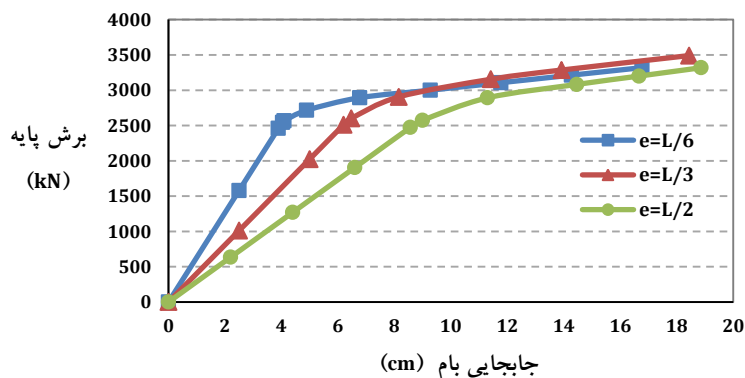
### ۶-۱- ضرایب اصلاح پاسخ‌های لرزه‌ای با استفاده از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی

منحنی ظرفیت حاصل از تحلیل‌های پوش‌اور برای قاب‌های فولادی با مهاربند واگرا با تعداد طبقات مختلف در شکل‌های (۳) تا (۶) نمایش داده شده است. در این نمودارها، محور افقی تغییر مکان بام (بر حسب سانتی‌متر) و محور قائم، برش پایه

سازه (بر حسب کیلو نیوتن) است. موقعیت تشکیل مفصل پلاستیک در دو مدل قاب ۵ طبقه که به ترتیب دارای رفتار برشی و خمشی حاکم بر تیر پیوند می‌باشند نیز در شکل (۷) نشان داده شده است. شکل (۷) نشان می‌دهد که در قاب ۵ طبقه با طول تیر پیوند بزرگ ( $e = L/2$ ) تسلیم خمشی و در قاب با طول تیر پیوند کوچک ( $e = L/6$ ) تسلیم برشی رخ داده است.

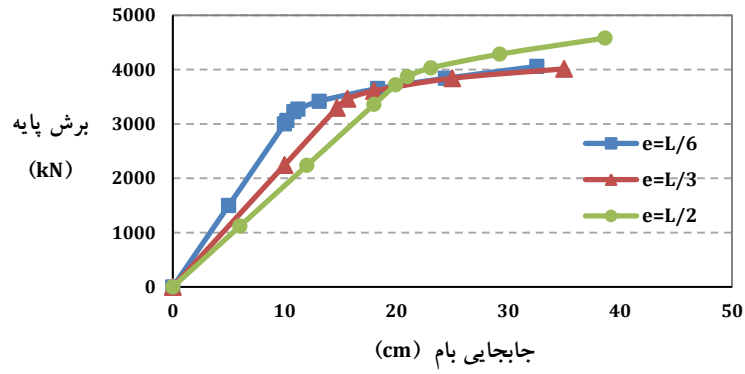


شکل ۳- نمودار برش پایه-تغییر مکان بام برای مدل‌های ۲ طبقه با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی

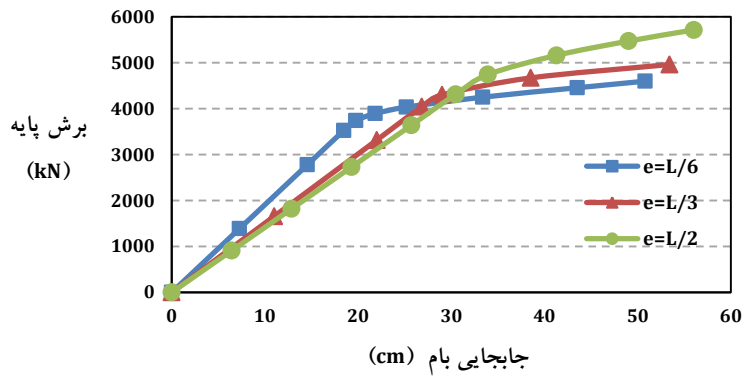


شکل ۴- نمودار برش پایه-تغییر مکان بام برای مدل‌های ۵ طبقه با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی

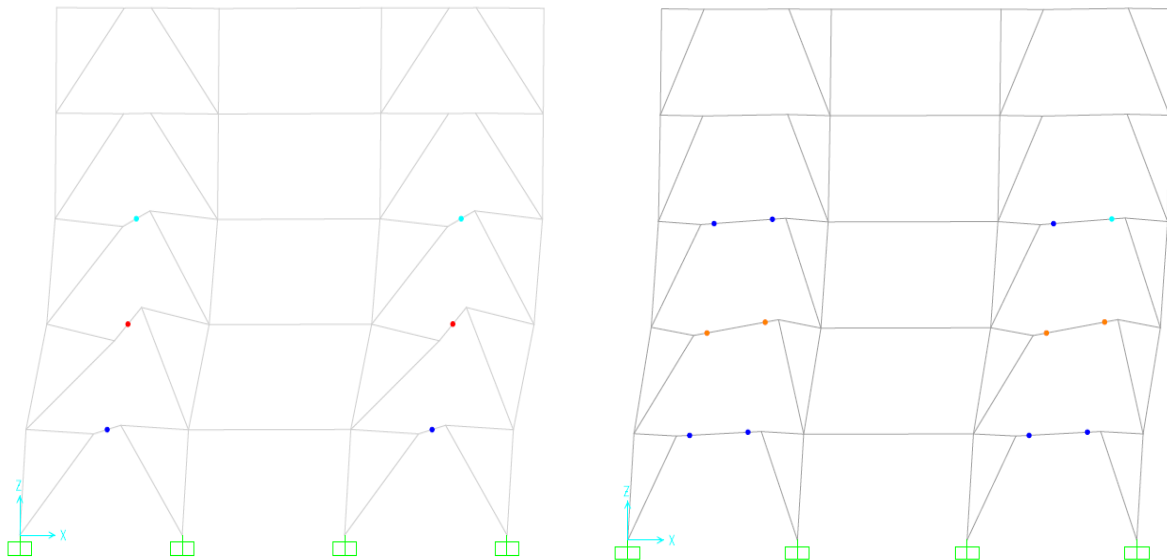




شکل ۵- نمودار برش پایه-تغییر مکان بام برای مدل‌های ۱۰ طبقه با استفاده از تحلیل الاستیکی غیرخطی



شکل ۶- نمودار برش پایه-تغییر مکان بام برای مدل‌های ۱۵ طبقه با استفاده از تحلیل الاستیکی غیرخطی

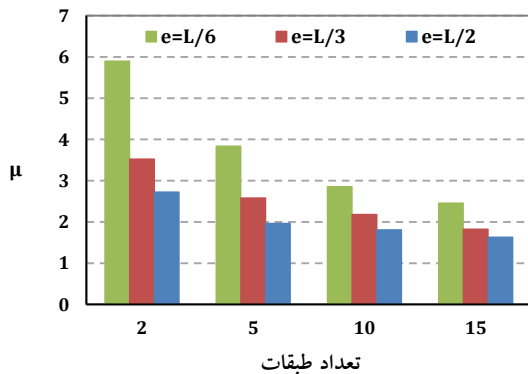


(الف) مفاصل پلاستیک خمشی در مدل ۵ طبقه  
با طول تیر پیوند  $(e = L/6)$

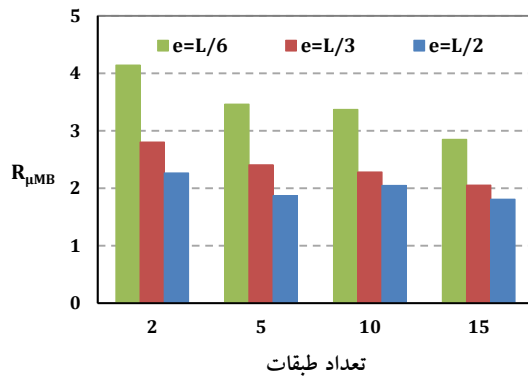
(ب) مفاصل پلاستیک خمشی در مدل ۵ طبقه  
با طول تیر پیوند  $(e = L/2)$

شکل ۷- موقعیت تشکیل مفاصل پلاستیک خمشی و برشی در مدل ۵ طبقه

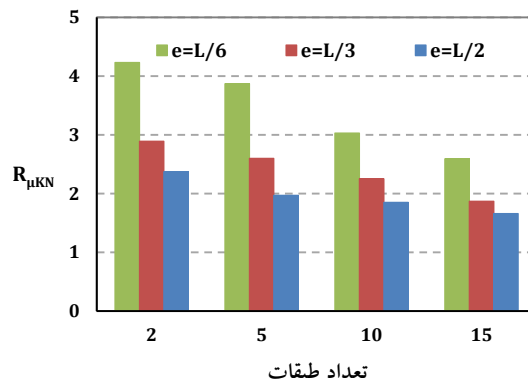
است و شکل‌پذیری نسبت به ضریب اضافه مقاومت، در سازه‌های مهاربندی واگرا تأثیر بیشتری روی ضریب رفتار دارد.



شکل ۸- مقادیر ضریب شکل‌پذیری ( $\mu$ ) برای طول‌های مختلف تیر پیوند در سازه‌های ۲، ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه



شکل ۹- مقادیر ضریب کاهش ناشی از شکل‌پذیری با استفاده از روش میراندا و برترو ( $R_{\mu,MB}$ ) برای طول‌های مختلف تیر پیوند در سازه‌های ۲، ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه

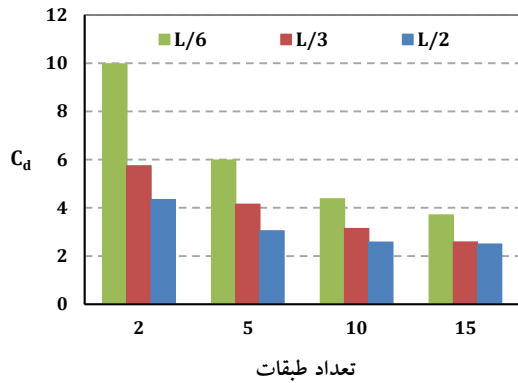


شکل ۱۰- مقادیر ضریب کاهش ناشی از شکل‌پذیری با استفاده از روش کراوینکلر و ناسار ( $R_{\mu,KN}$ ) برای طول‌های مختلف تیر پیوند در سازه‌های ۲، ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه

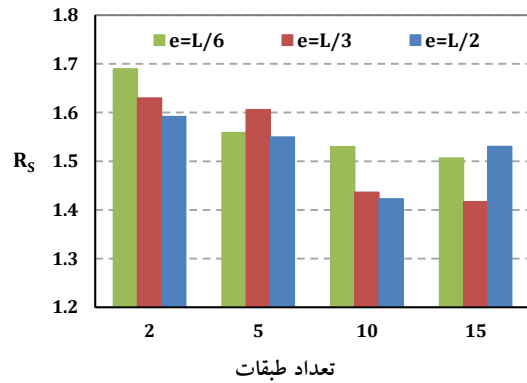
مقادیر بدست آمده از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی برای ضریب شکل‌پذیری ( $\mu$ )، ضریب کاهش ناشی از شکل‌پذیری ( $R_{\mu}$ )، ضریب اضافه مقاومت ( $R_S$ )، ضریب رفتار ( $R$ ) و ضریب تشدید تغییرمکان ( $G_a$ ) برای طول‌های مختلف تیر پیوند طبقه در شکل‌های (۸) تا (۱۴) نشان داده شده‌اند.

همان‌گونه که در شکل‌های (۸) تا (۱۰) مشاهده می‌گردد، با افزایش تعداد طبقات (ارتفاع)، ضریب شکل‌پذیری و ضریب کاهش ناشی از شکل‌پذیری، کاهش می‌یابد. میزان کاهش ضریب شکل‌پذیری با افزایش ارتفاع از ۲ تا ۵ طبقه، بیشتر از میزان کاهش از ۱۰ تا ۱۵ طبقه می‌باشد. در نتیجه تغییرات ضریب شکل‌پذیری در سازه‌های کم ارتفاع، محسوس‌تر می‌باشد. همچنین مشاهده می‌شود که با افزایش طول تیر پیوند ضریب شکل‌پذیری و ضریب کاهش ناشی از شکل‌پذیری کاهش یافته است. بیشترین مقدار ضریب شکل‌پذیری برابر ۵/۹ است که مربوط به سازه ۲ طبقه با طول تیر پیوند  $e = L/6$  می‌باشد. کمترین مقدار ضریب شکل‌پذیری نیز برابر ۱/۶۳ است که مربوط به سازه ۱۵ طبقه با طول تیر پیوند  $e = L/2$  می‌باشد. اختلاف این مقادیر برابر با ۴/۲۷ می‌باشد که نشان‌دهنده وابستگی زیاد ضریب شکل‌پذیری به طول تیر پیوند و ارتفاع سازه می‌باشد. در نتیجه طول تیر پیوند پارامتر بسیار مهمی در افزایش ضریب شکل‌پذیری در سازه‌های مهاربندی‌شده واگرا می‌باشد. برای مثال در مدل‌های ۲ طبقه، کاهش طول تیر پیوند از  $e = L/2$  به  $e = L/6$  باعث افزایش ضریب شکل‌پذیری از ۲/۷۳ به ۵/۹ شده است. به طور کلی می‌توان گفت سازه‌هایی که تیر پیوند کوتاهتری دارند و تسلیم برشی بر رفتار تیر پیوند آن‌ها حاکم است، نسبت به مدل‌هایی که طول تیر پیوند بزرگتری دارند و تسلیم خمشی بر رفتار تیر پیوند آن‌ها حاکم است، دارای ظرفیت دورانی و شکل‌پذیری بیشتری می‌باشند.

با توجه به شکل (۱۱) مشاهده می‌شود که ضریب اضافه مقاومت نیز در مجموع با افزایش ارتفاع، کاهش یافته است. افزایش طول تیر پیوند نیز غالباً باعث کاهش ضریب اضافه مقاومت شده است. بیشترین و کمترین مقدار ضریب اضافه مقاومت به ترتیب برابر با ۱/۶۹ و ۱/۴۲ است. بنابراین، اختلاف بین بیشترین و کمترین مقدار ضریب اضافه مقاومت برابر با ۰/۲۷ می‌باشد. در نتیجه تغییرات طول تیر پیوند و ارتفاع سازه تأثیر اندکی بر میزان ضریب اضافه مقاومت در سازه‌های مهاربندی واگرا دارند. در کل میزان تغییرات ضریب اضافه مقاومت، نسبت به تغییرات ضریب شکل‌پذیری، خیلی کمتر

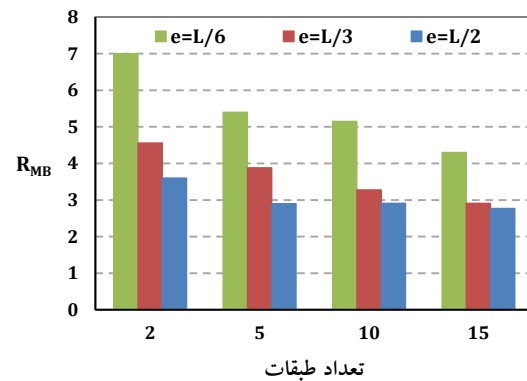


شکل ۱۴- مقادیر ضریب تشدید تغییر مکان ( $C_d$ ) برای طول‌های مختلف تیر پیوند در سازه‌های ۲، ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه

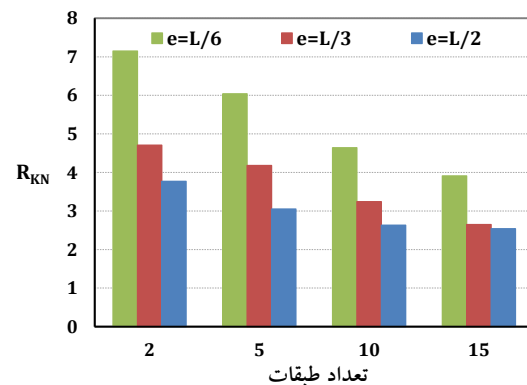


شکل ۱۱- مقادیر ضریب اضافه مقاومت ( $R_g$ ) برای طول‌های مختلف تیر پیوند در سازه‌های ۲، ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه

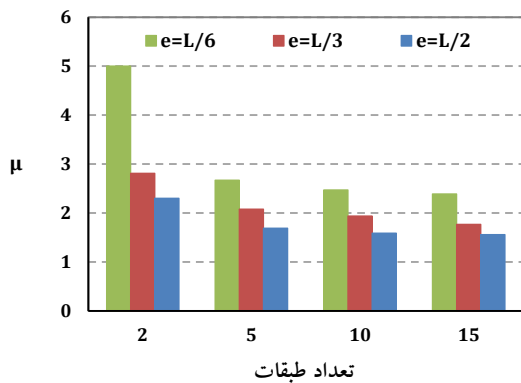
همان‌گونه که در شکل‌های (۱۲) و (۱۳) مشاهده می‌گردد، ضریب رفتار با افزایش تعداد طبقات و همچنین با افزایش طول تیر پیوند کاهش یافته است. تغییرات ضریب رفتار در سازه‌های کم ارتفاع و نیز در طول‌های کوتاه تیر پیوند، بیشتر است. ضریب رفتار نیز هم برای روش میراندا و برترو (RMB) و هم برای روش کراوینکلر و نصار (RKN) محاسبه شده است. مشاهده می‌شود که مقادیر محاسبه شده از هر دو روش، تطابق خوبی با هم دارند. بیشترین مقدار ضریب رفتار در روش میراندا و برترو (RMB) برابر با ۷ و در روش کراوینکلر و نصار (RKN) برابر با ۷/۱۵ بدست آمده است که مربوط به سازه ۲ طبقه با طول تیر پیوند  $e = L/6$  می‌باشد. کمترین مقدار ضریب رفتار نیز در روش میراندا و برترو (RMB) برابر با ۲/۷۷ و در روش کراوینکلر و نصار (RKN) برابر با ۲/۵۴ بدست آمده است که مربوط به سازه ۱۵ طبقه با طول تیر پیوند  $e = L/2$  می‌باشد. بنابراین اختلاف بین بیشترین و کمترین مقدار ضریب رفتار برابر برای روش میراندا و برترو برابر با ۴/۲۳ و برای روش کراوینکلر و نصار برابر با ۴/۶۱ می‌باشد. مشاهده می‌شود اختلاف زیادی بین ضریب رفتار بدست آمده برای این دو سازه وجود دارد. این در حالی است که آیین‌نامه ASCE-7 مقدار ثابت ۸ را برای کلیه سیستم‌های مهاربندی واگرا ارائه داده است. استفاده از ضریب رفتار ارائه شده در آیین‌نامه برای ساختمانهای با تعداد طبقات بیشتر و طول تیر پیوند زیاد (دارای رفتار خمشی و ظرفیت شکل پذیری و دورانی کمتر) منجر به طراحی غیر محافظه کارانه و نامنی می‌شود. بنابراین در نظر گرفتن یک ضریب رفتار واحد برای تمام قاب‌های مهاربندی شده واگرا در آیین‌نامه‌ها مناسب نبوده و می‌بایست اثرات طول تیر پیوند و ارتفاع سازه در ضریب



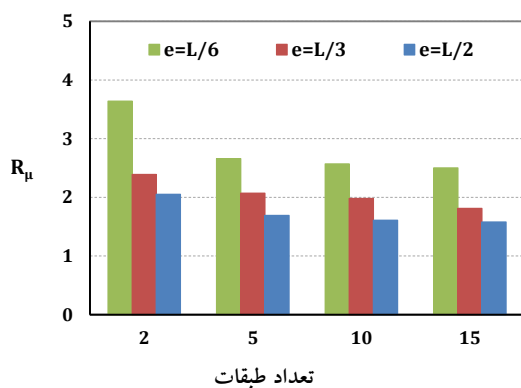
شکل ۱۲- مقادیر ضریب رفتار با استفاده از روش میراندا و برترو ( $R_{MB}$ ) برای طول‌های مختلف تیر پیوند در سازه‌های ۲، ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه



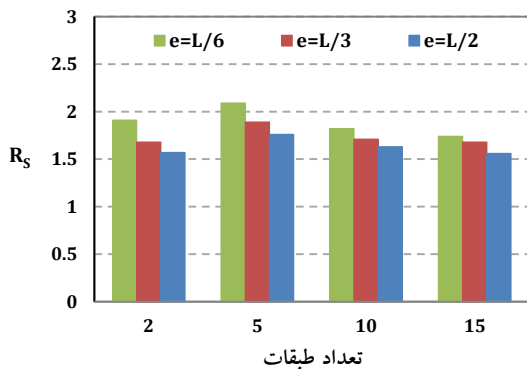
شکل ۱۳- مقادیر ضریب رفتار با استفاده از روش کراوینکلر و نصار ( $R_{KN}$ ) برای طول‌های مختلف تیر پیوند در سازه‌های ۲، ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه



شکل ۱۵- مقادیر ضریب شکل‌پذیری ( $\mu$ ) برای طول‌های مختلف تیر پیوند در سازه‌های ۲، ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه



شکل ۱۶- مقادیر ضریب کاهش ناشی از شکل‌پذیری ( $R\mu$ ) برای طول‌های مختلف تیر پیوند در سازه‌های ۲، ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه



شکل ۱۷- مقادیر ضریب اضافه مقاومت ( $R_g$ ) برای طول‌های مختلف تیر پیوند در سازه‌های ۲، ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه

ناشی از شکل‌پذیری کاهش می‌یابد. همچنین مشاهده می‌شود که

رفتار این نوع سازه‌ها در نظر گرفته شود. لذا پیشنهاد می‌شود که در این‌ها حداقل با توجه به عملکرد تیر پیوند ضریب رفتار مجزایی ارائه گردد.

با توجه به شکل (۱۴) مشاهده می‌شود ضریب تشدید تغییر مکان با افزایش تعداد طبقات و همچنین با افزایش طول تیر پیوند کاهش یافته است. تغییرات ضریب تشدید تغییر مکان در سازه‌های کم ارتفاع و نیز در طول‌های کوتاه تیر پیوند، بیشتر است. بیشترین و کمترین مقدار بدست آمده برای ضریب تشدید تغییر مکان به ترتیب برابر با  $9/97$  و  $2/50$  می‌باشد. اختلاف این مقادیر برابر با  $7/47$  می‌باشد که نشان‌دهنده وابستگی زیاد ضریب تشدید تغییر مکان به طول تیر پیوند و ارتفاع سازه می‌باشد.

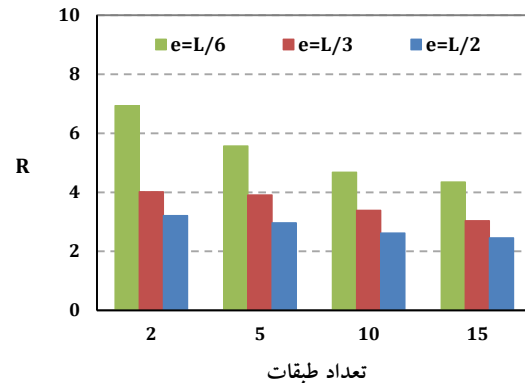
آیین‌نامه‌های ASCE 7، NEHRP و استاندارد ۲۸۰۰ مقدار ضریب تشدید تغییر مکان را برای کل ساختمان‌های مهاربندی واگرا برابر ۴ در نظر گرفته اند. بیشترین مقدار ضریب تشدید تغییر مکان حاصل از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی برابر با  $9/97$  است که مربوط به سازه ۲ طبقه با طول تیر پیوند  $e = L/6$  می‌باشد و تقریباً  $2/5$  برابر مقدار ارائه شده توسط آیین‌نامه‌های مذکور است. در این حالت حداکثر تغییر مکان محاسبه شده سازه با استفاده از ضریب تشدید تغییر مکان ارائه شده توسط آیین‌نامه، کمتر از حداکثر تغییر مکان واقعی سازه خواهد بود که عواقبی مانند عدم محاسبه صحیح درز انقطاع و همچنین عدم کنترل صحیح جابجایی نسبی طبقات را در پی خواهد داشت. بنابراین در نظر گرفتن یک ضریب تشدید تغییر مکان واحد برای تمام قاب‌های مهاربندی شده واگرا در آیین‌نامه‌ها مناسب نبوده و می‌بایست اثرات طول تیر پیوند و ارتفاع سازه در ارائه ضریب تشدید تغییر مکان در نظر گرفته شوند.

## ۶-۲- ضرایب اصلاح پاسخهای لرزه‌ای با استفاده از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی

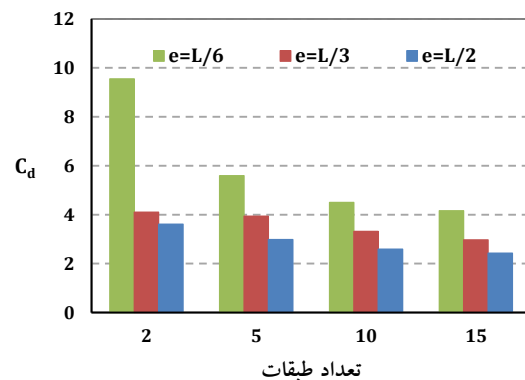
مقادیر حاصل از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی برای ضریب شکل‌پذیری ( $\mu$ )، ضریب کاهش ناشی از شکل‌پذیری ( $R\mu$ )، ضریب اضافه مقاومت ( $R_g$ )، ضریب رفتار ( $R$ ) و ضریب تشدید تغییر مکان ( $C_d$ ) برای طول‌های مختلف تیر پیوند ( $e = L/2$ ،  $e = L/3$  و  $e = L/6$ ) در سازه‌های ۲، ۵، ۱۰ و ۲۰ طبقه در شکل‌های (۱۵) تا (۱۹) نمایش داده شده‌اند.

با توجه به شکل (۱۵) و (۱۶) مشاهده می‌شود که با افزایش تعداد طبقات (ارتفاع)، ضریب شکل‌پذیری و ضریب کاهش

با افزایش طول تیر پیوند نیز ضریب شکل‌پذیری و ضریب کاهش بر اثر شکل‌پذیری، کاهش یافته است. بیشترین و کمترین مقدار ضریب شکل‌پذیری حاصل از تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی به ترتیب برابر ۵ و ۱/۵۶ بدست آمده است.



شکل ۱۸- مقادیر ضریب رفتار ( $R$ ) برای طول‌های مختلف تیر پیوند در سازه‌های ۲، ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه



شکل ۱۹- مقادیر ضریب تشدید تغییر مکان ( $C_d$ ) برای طول‌های مختلف تیر پیوند در سازه‌های ۲، ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه

نسبت به تغییرات ضریب شکل‌پذیری، خیلی کمتر است و شکل‌پذیری نسبت به اضافه مقاومت، تاثیر بیشتری روی ضریب رفتار دارد. با توجه به شکل (۱۸) مشاهده می‌شود که ضریب رفتار با افزایش تعداد طبقات و همچنین با افزایش طول تیر پیوند، کاهش یافته است. تغییرات ضریب رفتار در سازه‌های کم ارتفاع و نیز در طول‌های کوتاه تیر پیوند، بیشتر است. بیشترین و کمترین مقدار ضریب رفتار به ترتیب برابر با ۶/۹۴ و ۲/۴۶ است. بنابراین اختلاف بین بیشترین و کمترین مقدار ضریب رفتار برابر با ۴/۴۸ می‌باشد. مشاهده می‌شود که اختلاف زیادی بین ضریب رفتارهای بدست آمده، وجود دارد. بنابراین در اینجا نیز، لزوم در نظرگیری اثرات طول تیر پیوند و ارتفاع سازه در ارائه ضریب رفتار در آیین‌نامه‌ها احساس می‌شود.

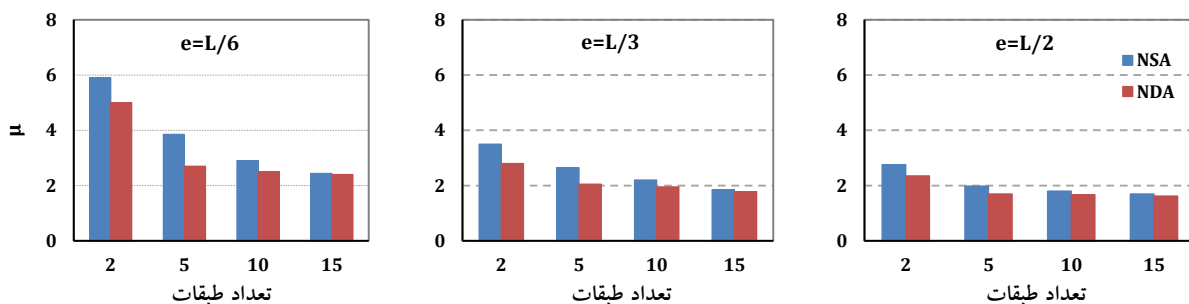
همان‌گونه که در شکل (۱۹) مشاهده می‌شود، ضریب تشدید تغییر مکان با افزایش تعداد طبقات و همچنین با افزایش طول تیر پیوند کاهش یافته است. بیشترین و کمترین مقدار بدست آمده برای ضریب تشدید تغییر مکان به ترتیب برابر با ۹/۵۵ و ۲/۴۳ می‌باشد. اختلاف این مقادیر برابر با ۷/۱۲ می‌باشد که تفاوت قابل‌ملاحظه‌ای می‌باشد. در نتیجه در نظر گرفتن یک ضریب تشدید تغییر مکان واحد برای تمام قاب‌های مهاربندی شده و اگر در آیین‌نامه‌ها مناسب نبوده و بایستی اثرات طول تیر پیوند و ارتفاع سازه در ارائه ضریب تشدید تغییر مکان دخالت داده شوند.

## ۶-۲- مقایسه نتایج حاصل از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی و تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی

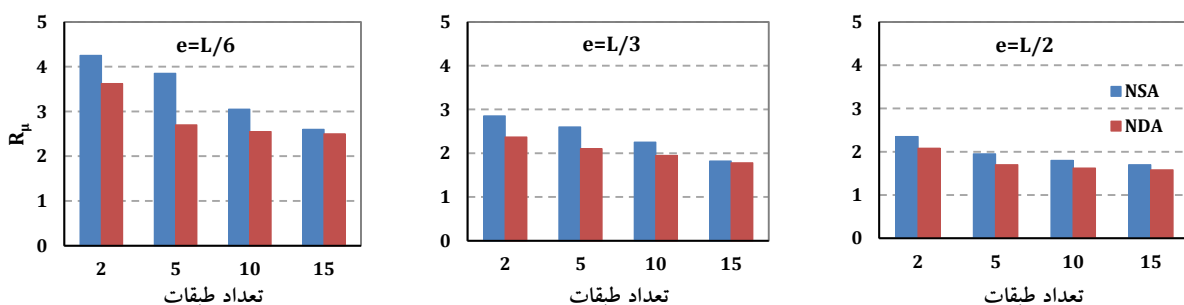
برای مقایسه نتایج بدست آمده از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی (NSA) با نتایج تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی (NDA)، مقادیر ضرایب اصلاح پاسخ‌های لرزه‌ای برای طول‌های مختلف تیر پیوند  $e = L/2$ ،  $e = L/3$  و  $e = L/6$  در ساختمان‌های ۲، ۵، ۱۰ و ۲۰ طبقه در شکل‌های (۲۰) تا (۲۴) ارائه شده‌اند.

با توجه به شکل‌های (۲۰) و (۲۱) مشاهده می‌شود که مقادیر بدست آمده برای ضریب شکل‌پذیری و ضریب کاهش ناشی از شکل‌پذیری با استفاده از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی و تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی اندکی با هم اختلاف دارند و مقادیر بدست آمده با استفاده از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی اندکی بیشتر از مقادیر بدست آمده از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی می‌باشند. با توجه به شکل (۲۲) مشاهده می‌شود که مقادیر بدست آمده برای ضریب اضافه مقاومت با استفاده از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی اندکی کمتر از مقادیر بدست آمده از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی می‌باشند.

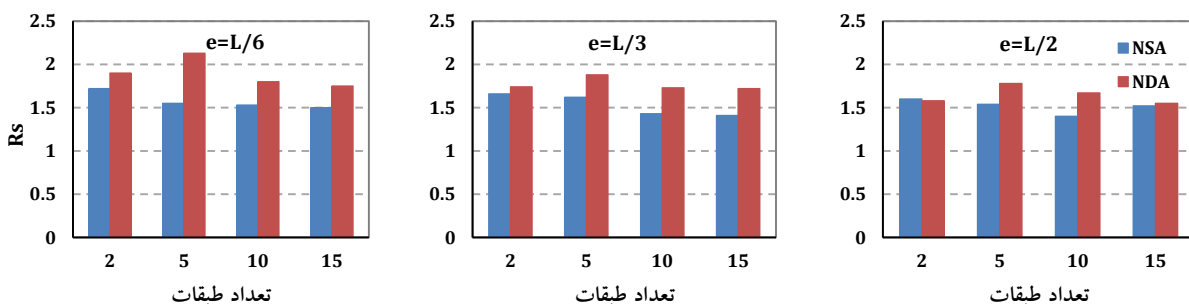
همان‌گونه که در شکل (۱۷) مشاهده می‌گردد، با افزایش طول تیر پیوند، ضریب اضافه مقاومت، کاهش یافته است. افزایش ارتفاع نیز تقریباً باعث کاهش ضریب اضافه مقاومت شده است و فقط در مدل‌های ۲ طبقه، مقداری نامنظمی در کاهش ضریب اضافه مقاومت مشاهده می‌شود. بیشترین و کمترین مقدار ضریب اضافه مقاومت به ترتیب برابر با ۲/۰۹ و ۱/۵۶ است. بنابراین اختلاف بین بیشترین و کمترین مقدار ضریب اضافه مقاومت برابر با ۰/۵۳ می‌باشد. در نتیجه تغییرات طول تیر پیوند و ارتفاع سازه تأثیر کمی بر میزان ضریب اضافه مقاومت دارند. در کل میزان تغییرات ضریب اضافه مقاومت،



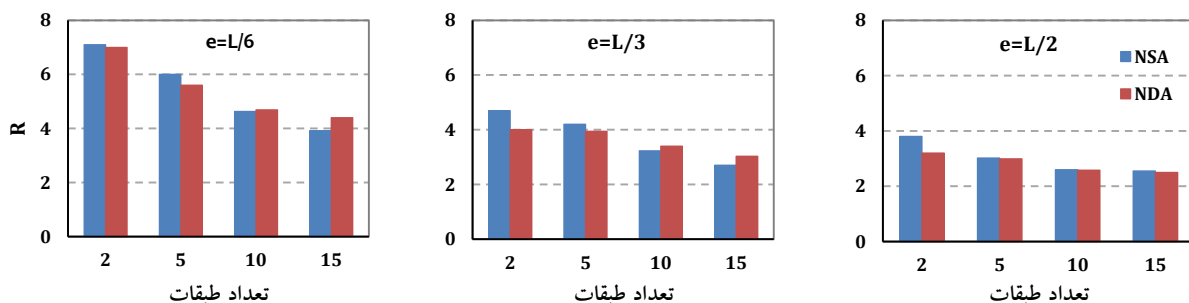
شکل ۲۰- مقایسه مقادیر ضریب شکل‌پذیری ( $\mu$ ) برای طول‌های مختلف تیر پیوند با استفاده از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی (NSA) و دینامیکی غیرخطی (NDA)



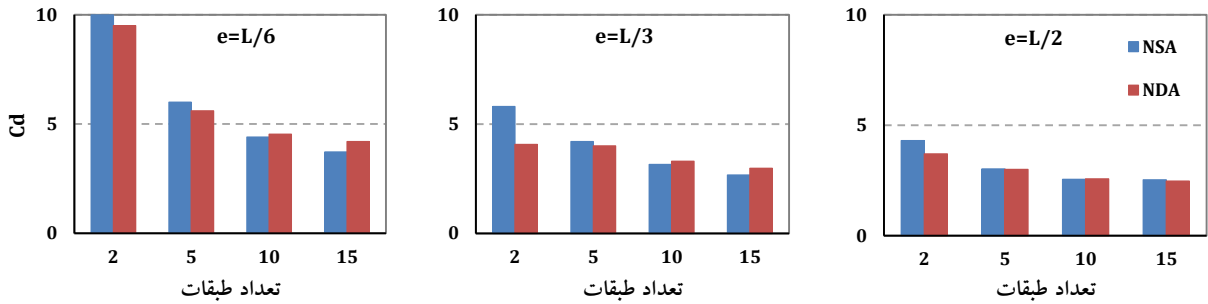
شکل ۲۱- مقایسه مقادیر ضریب کاهش ناشی از شکل‌پذیری ( $R\mu$ ) برای طول‌های مختلف تیر پیوند با استفاده از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی (NSA) و دینامیکی غیرخطی (NDA)



شکل ۲۲- مقایسه مقادیر ضریب اضافه مقاومت ( $R_s$ ) برای طول‌های مختلف تیر پیوند با استفاده از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی (NSA) و دینامیکی غیرخطی (NDA)



شکل ۲۳- مقایسه مقادیر ضریب رفتار ( $R$ ) برای طول‌های مختلف تیر پیوند با استفاده از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی (NSA) و دینامیکی غیرخطی (NDA)

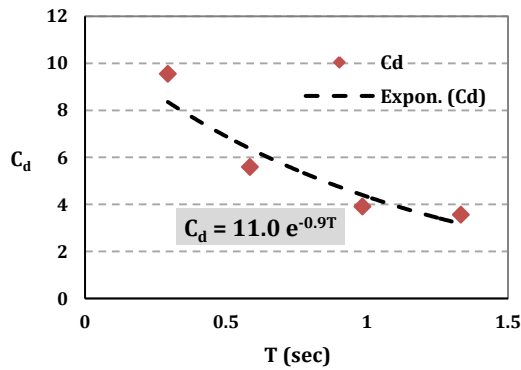
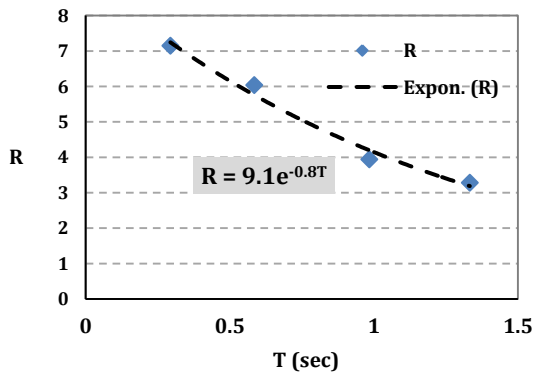


شکل ۲۴- مقایسه مقادیر ضریب تشدید تغییرمکان ( $C_d$ ) برای طول‌های مختلف تیر پیوند با استفاده از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی (NSA) و دینامیکی غیرخطی (NDA)

الف) اگر رفتار برشی بر تیر پیوند حاکم باشد، با توجه به شکل (۲۵)، روابط زیر برای محاسبه ضریب رفتار و ضریب تشدید تغییرمکان پیشنهاد می‌شوند:

$$R = 9.14e^{-0.8T} \quad (V)$$

$$C_d = 11.0e^{-0.9T}$$



شکل ۲۵- برازش مقادیر ضریب رفتار و ضریب تشدید تغییرمکان در ساختمان‌های مهاربندی و اگر دارای تیرهای پیوند با رفتار برشی

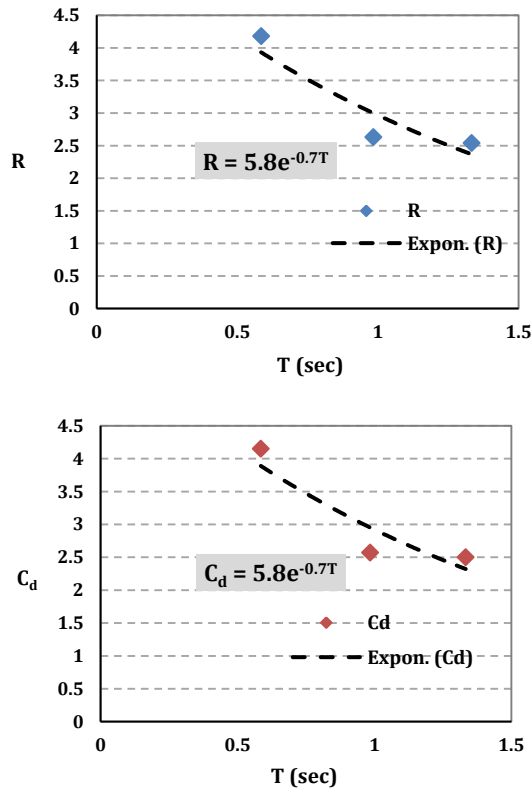
ب) اگر رفتار خمشی بر تیر پیوند حاکم باشد، با توجه به شکل (۲۶)، روابط زیر برای محاسبه ضریب رفتار و ضریب

نتایج بدست آمده برای ضریب رفتار در شکل (۲۳) نشان داده شده است. همانطور که مشاهده می‌شود مقادیر بدست آمده برای ضریب رفتار با استفاده از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی اختلاف ناچیزی با مقادیر بدست آمده با استفاده از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی دارند.

با توجه به شکل (۲۴) مشاهده می‌شود که مقادیر بدست آمده برای ضریب تشدید تغییرمکان با استفاده از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی اختلاف اندکی با مقادیر بدست آمده از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی دارند. بطور کلی می‌توان نتیجه گرفت که اختلاف اندکی بین مقادیر بدست آمده برای پارامترهای اصلاح پاسخ‌های لرزه‌ای (ضریب رفتار، ضریب تشدید تغییرمکان و ...) با استفاده از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی و تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی وجود دارد و نتایج بدست آمده از هر دو روش تطابق خوبی با هم دارند.

#### ۷- پیشنهاد رابطه برای محاسبه ضریب رفتار و ضریب تشدید تغییرمکان

با توجه به نتایج بدست آمده و توضیحات ارائه شده در بخش‌های قبلی، در این تحقیق رابطه‌ای برای محاسبه ضریب رفتار و ضریب تشدید تغییرمکان بر حسب طول تیر پیوند و زمان تناوب تجربی سازه برای ساختمان‌های مهاربندی و اگر پیشنهاد می‌شود. بدین منظور با توجه به رفتار حاکم بر تیر پیوند و نوع تسلیم آن روابطی بر حسب زمان تناوب برای محاسبه ضریب رفتار و ضریب تشدید تغییر مکان ارائه می‌گردد. برای برازش نتایج بدست آمده، از روش‌های مختلفی (برازش خطی، چندجمله‌ای، لگاریتمی و نمایی) استفاده شده است. میانگین خطاها برای هر روش محاسبه و در نهایت برازشی که میانگین خطاها را به حداقل می‌رساند، انتخاب گردیده است:



شکل ۲۷- برازش مقادیر ضریب رفتار و ضریب تشدید تغییر مکان در ساختمان‌های مهاربندی و اگر دارای تیرهای پیوند با رفتار خمشی-برشی

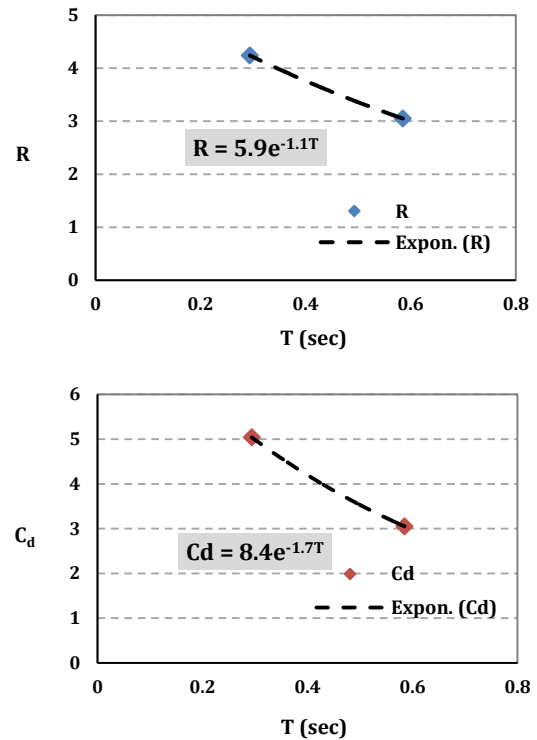
لرزه‌ای سازه‌های مهاربندی شده و اگر، تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی و دینامیکی غیرخطی بکار گرفته شدند. در نهایت روابطی، برای محاسبه ضریب رفتار و ضریب تشدید تغییر مکان بر حسب طول تیر پیوند و زمان تناوب ساختمان‌های مهاربندی و اگر ارائه گردید. نتایج این تحقیق به شرح زیر می‌باشند:

۱- با افزایش طول تیر پیوند در قاب‌های با ارتفاع برابر، زمان تناوب سازه به علت کاهش سختی افزایش می‌یابد. این در حالی است که رابطه ارائه شده برای تعیین زمان تناوب سازه‌های فولادی با سیستم مهاربندی و اگر در آیین‌نامه ASCE 7-10، صرفاً بر اساس ارتفاع سازه و مستقل از طول تیر پیوند می‌باشد. نتایج نشان می‌دهند که زمان تناوب تجربی حاصل از آیین‌نامه به مقدار پر بود تحلیلی سازه دارای تیر پیوند کوتاه ( $e = L/6$ ) در مقایسه با موارد دیگر نزدیکتر بوده و رویکرد آیین‌نامه برای سازه‌های مهاربندی و اگر ای هم ارتفاع با تیر پیوند دارای طول بیشتر ( $e = L/2$ ) با توجه به شکل طیف طرح آیین‌نامه منجر به طراحی محافظه کارانه می‌شود.

۲- سازه‌های مهاربندی و اگر که تسلیم برشی بر رفتار تیر پیوند آن‌ها حاکم است، نسبت به مدل‌هایی که تسلیم خمشی حاکم بر

تشدید تغییر مکان پیشنهاد می‌شوند:

$$\begin{aligned} R &= 5.9e^{-1.1T} \\ C_d &= 8.4e^{-1.7T} \end{aligned} \quad (8)$$



شکل ۲۶- برازش مقادیر ضریب رفتار و ضریب تشدید تغییر مکان در ساختمان‌های مهاربندی و اگر دارای تیرهای پیوند با رفتار خمشی

(ج) اگر رفتار خمشی-برشی بر تیر پیوند حاکم باشد، با توجه به شکل (۲۷)، روابط زیر برای محاسبه ضریب رفتار و ضریب تشدید تغییر مکان پیشنهاد می‌شوند:

$$\begin{aligned} R &= 5.8e^{-0.7T} \\ C_d &= 5.8e^{-0.7T} \end{aligned} \quad (9)$$

#### ۸- نتیجه‌گیری

در این پژوهش، به ارزیابی اثرات ارتفاع سازه و طول تیر پیوند بر ضرایب اصلاح پاسخ‌های لرزه‌ای در سازه‌های فولادی ساده با سیستم مهاربندی و اگر پرداخته شد. بدین منظور ۱۲ مدل سازه‌ای با سیستم مهاربندی و اگر با طول‌های مختلف برای تیر پیوند و با تعداد طبقات ۲، ۵، ۱۰ و ۱۵ انتخاب گردید. برای بارگذاری و طراحی مدل‌های سازه‌ای از آیین‌نامه‌های ASCE 7-10، AISC 360-10 و AISC 341-10 استفاده شد. برای ارزیابی تاثیر طول تیر پیوند بر ضرایب اصلاح پاسخ‌های

رفتار تیر پیوند آن‌ها است، دارای ظرفیت دورانی و شکل‌پذیری بیشتری می‌باشند. تغییرات طول تیر پیوند و ارتفاع سازه تأثیر کمی بر میزان ضریب اضافه مقاومت دارند. در کل میزان تغییرات ضریب اضافه مقاومت، نسبت به تغییرات ضریب شکل‌پذیری، خیلی کمتر است و شکل‌پذیری نسبت به اضافه مقاومت، تأثیر بیشتری روی ضریب رفتار دارد.

۳- ضریب رفتار با افزایش ارتفاع (زمان تناوب) و طول تیر پیوند، کاهش می‌یابد. بیشترین مقدار ضریب رفتار با استفاده از روش کراوینکلر و نصار (RKN) برابر با  $7/15$  بدست آمده است که مربوط به سازه ۲ طبقه با طول تیر پیوند  $e = L/6$  می‌باشد و کمترین مقدار ضریب رفتار نیز در این روش برابر با  $2/54$  می‌باشد که مربوط به سازه ۱۵ طبقه با طول تیر پیوند  $e = L/2$  است. اختلاف زیادی بین مقادیر بدست آمده برای ضریب رفتار وجود دارد و ضریب رفتار در تمامی مدل‌ها از مقدار ۸ که آیین‌نامه ASCE 7-10 برای طراحی این سیستم‌ها ارائه می‌کند، کمتر است. استفاده از ضریب رفتار ارائه شده در آیین‌نامه برای ساختمان‌های با تعداد طبقات بیشتر و طول تیر پیوند زیاد (دارای رفتار خمشی و ظرفیت شکل‌پذیری و دورانی کمتر) منجر به طراحی غیر محافظه کارانه و ناامنی می‌شود. لذا پیشنهاد می‌شود که در آیین‌نامه‌ها لاقبل با توجه به عملکرد تیر پیوند، ضریب رفتار مجزایی ارائه گردد.

۴- ضریب تشدید تغییر مکان با افزایش ارتفاع سازه (زمان تناوب) و همچنین با افزایش طول تیر پیوند کاهش یافته است. آیین‌نامه‌های ASCE 7، NEHRP و استاندارد ۲۸۰۰، مقدار ضریب تشدید تغییر مکان را برای کل ساختمان‌های مهاربندی و اگر برابر ۴ منظور کرده‌اند. بیشترین مقدار ضریب تشدید تغییر مکان حاصل از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی برابر با  $9/97$  بدست آمده است که مربوط به سازه ۲ طبقه با طول تیر پیوند  $e = L/6$  می‌باشد و تقریباً  $2/5$  برابر مقدار ارائه شده توسط آیین‌نامه‌های مذکور است. در این حالت حداکثر تغییر مکان محاسبه شده سازه با استفاده از ضریب تشدید تغییر مکان ارائه شده توسط آیین‌نامه، کمتر از حداکثر تغییر مکان واقعی سازه می‌باشد که عواقبی چون عدم محاسبه صحیح درز انقطاع و همچنین عدم کنترل صحیح جابجایی نسبی طبقات را

در پی دارد.

۵- اختلاف اندکی بین مقادیر بدست آمده برای پارامترهای اصلاح پاسخ‌های لرزه‌ای (ضریب رفتار، ضریب تشدید تغییرمکان و ...) با استفاده از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی و تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی وجود دارد و نتایج بدست آمده از هر دو روش تطابق خوبی با هم دارند.

۶- به طور کلی در نظر گرفتن یک ضریب رفتار واحد و یک ضریب تشدید تغییرمکان واحد برای تمام قاب‌های مهاربندی و اگر در آیین‌نامه‌ها مناسب نبوده و می‌بایست اثرات طول تیر پیوند و ارتفاع سازه در ارائه ضریب رفتار و ضریب تشدید تغییرمکان در نظر گرفته شوند. بدین منظور، در این مقاله با توجه به بررسی‌های انجام گرفته، روابطی برای محاسبه ضریب رفتار و ضریب تشدید تغییرمکان در سازه‌های مهاربندی و اگر پیشنهاد گردید. شایان ذکر است که روابط پیشنهادی بر مبنای ۱۲ مدل سازه‌ای در نظر گرفته شده در این تحقیق حاصل شده اند و برای تعمیم روابط به ساختمان‌های مهاربندی و اگر لازم است که ساختمان‌های بیشتری با مشخصات متفاوت مورد بررسی قرار گیرند.

#### ۹- پیوست (الف)

برای ستون‌ها و مهاربندهای ساختمان‌های مورد مطالعه از مقطع قوطی و برای تیرها از مقطع تیر ورق استفاده شده است. مشخصات مقاطع تیرها در جدول (الف-۱) نشان داده شده است. ابعاد مقاطع بدست آمده از طراحی برای اعضاء مدل‌های سازه‌ای در جداول (الف-۲) تا (الف-۴) ارائه شده است. ابعاد مقاطع ستون‌ها و مهاربندها به صورت (ضخامت×عرض×طول) ارائه شده‌اند (ابعاد بر حسب میلی‌متر هستند).

جدول الف-۱- زمان تناوب مدل‌های سازه‌ای طراحی شده

ردیف	نام مقطع	ارتفاع	پهنای بال	ضخامت جان	ضخامت بال
۱	B20x15	200	150	6	12
۲	B25x15	250	150	8	14
۳	B30x20	300	200	8	14

جدول الف-۲- مدل ۲ طبقه با طول تیر پیوند  $e = L/6$

شماره طبقه	ستون‌های گوشه	سایر ستون‌ها	مهاربندها	تیرهای دهانه مهاربندی	سایر تیرها
۱	140x140x10	140x140x10	90x90x10	B20x15	B25x15
۲	140x140x10	140x140x10	90x90x10	B20x15	B25x15

جدول الف-۳- مدل ۵ طبقه با طول تیر پیوند  $e = L/6$

شماره طبقه	ستون‌های گوشه	سایر ستونها	مهاربندها	تیرهای دهانه مهاربندی	سایر تیرها
۱	$260 \times 260 \times 20$	$240 \times 240 \times 16$	$100 \times 100 \times 10$	$B30 \times 20$	$B25 \times 15$
۲	$200 \times 200 \times 16$	$200 \times 200 \times 16$	$100 \times 100 \times 10$	$B30 \times 20$	$B25 \times 15$
۳	$160 \times 160 \times 10$	$160 \times 160 \times 10$	$100 \times 100 \times 10$	$B30 \times 20$	$B25 \times 15$
۴	$140 \times 140 \times 10$	$140 \times 140 \times 10$	$100 \times 100 \times 10$	$B30 \times 20$	$B25 \times 15$
۵	$140 \times 140 \times 10$	$140 \times 140 \times 10$	$100 \times 100 \times 10$	$B30 \times 20$	$B25 \times 15$

جدول الف-۴- مدل ۱۰ طبقه با طول تیر پیوند  $e = L/6$

شماره طبقه	ستون‌های گوشه	سایر ستونها	مهاربندها	تیرهای دهانه مهاربندی	سایر تیرها
۱	$450 \times 450 \times 30$	$400 \times 400 \times 30$	$120 \times 120 \times 10$	$B30 \times 20$	$B25 \times 15$
۲	$400 \times 400 \times 30$	$340 \times 340 \times 25$	$120 \times 120 \times 10$	$B30 \times 20$	$B25 \times 15$
۳	$360 \times 360 \times 25$	$300 \times 300 \times 25$	$120 \times 120 \times 10$	$B30 \times 20$	$B25 \times 15$
۴	$320 \times 320 \times 25$	$280 \times 280 \times 20$	$120 \times 120 \times 10$	$B30 \times 20$	$B25 \times 15$
۵	$260 \times 260 \times 20$	$240 \times 240 \times 20$	$120 \times 120 \times 10$	$B30 \times 20$	$B25 \times 15$
۶	$200 \times 200 \times 20$	$200 \times 200 \times 20$	$120 \times 120 \times 10$	$B30 \times 20$	$B25 \times 15$
۷	$200 \times 200 \times 20$	$200 \times 200 \times 20$	$120 \times 120 \times 10$	$B30 \times 20$	$B25 \times 15$
۸	$180 \times 180 \times 10$	$180 \times 180 \times 10$	$120 \times 120 \times 10$	$B30 \times 20$	$B25 \times 15$
۹	$140 \times 140 \times 10$	$140 \times 140 \times 10$	$120 \times 120 \times 10$	$B30 \times 20$	$B25 \times 15$
۱۰	$140 \times 140 \times 10$	$140 \times 140 \times 10$	$120 \times 120 \times 10$	$B30 \times 20$	$B25 \times 15$

#### ۱۰- مراجع

- [1] مقدم، ح. (۱۳۷۵)، "مهندسی زلزله"، جلد اول- اصول و مبانی بارگذاری لرزه‌ای، چاپ اول، انتشارات مرکز تحقیقات و مطالعات راه و ترابری، ۱۳۷۵.
- [2] Freeman, S.A. (1990), "On the correlation of code forces to earthquake demands", Applied Technology Council, Redwood City, California.
- [3] Maheri, M.R. and Akbari, R. (2003), "Seismic behaviour factor, R, for steel X-braced and knee-braced RC buildings", Engineering Structures, Vol. 25, pp 1505-1513.
- [4] Kim, J. and Choi, H. (2005), "Response modification factors of chevron-braced frames", Engineering Structures, Vol. 27, pp 285-300.
- [5] حامدی، ف. و اکبری بیناباج، س. (۱۳۸۶)، "مقایسه رفتار لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی خارج از مرکز با پیوندهای افقی و قائم"، پنجمین کنفرانس بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، تهران.
- [6] خیرالدین، ع. و مظاهری، ح. (۱۳۸۹)، "استفاده از قاب خریایی به منظور افزایش ضریب رفتار قاب ساده مهاربندی‌شده"، اولین کنفرانس ملی سازه و فولاد، تهران.
- [7] قدیری، م.ر. عرب زاده، ح. و میرطاهری، م. (۱۳۸۹)، "بررسی تأثیر طول پیوند در ضریب رفتار قاب‌های با سیستم مهاربندی واگرا"، پنجمین کنگره ملی مهندسی عمران، مشهد، ایران، ۱۳۸۹.
- [8] Mahmoudi, M. and Zaree, M. (2010), "Evaluating response modification factors of concentrically braced steel frames", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 66, pp. 1196-1204.
- [9] سحاب، م.ق. و یاراحمدی، ح. (۱۳۹۰)، "بررسی ضریب رفتار سیستم دوگانه قاب خمشی ویژه مهاربندی‌شده با بادبند قطری"، اولین کنفرانس بین‌المللی ساخت و ساز شهری در مجاورت گسل‌های فعال، تبریز- ایران.
- [10] Naghipour, M., Javadi, N. and Naghipour, A. (2011), "Investigation of RBS connection ductility in eccentrically braced frame", Journal of Procedia Engineering, Vol. 14, pp. 743-752.
- [11] Vaseghi Amiri, J. and Esmaeilbar Nesheli, P. (2014), "Response modification factor of chevron braced frame with pall friction damper", International Journal of Engineering, Vol. 26, pp. 127-135.
- [12] Tejash, P. and Jignesh, A. and Bhavin, P. (2014), "Evaluation response reduction factor of RC framed staging elevated water tank using static pushover analysis", International Journal of Civil and Structural Engineering, Vol. 4, pp. 215-226.
- [13] Kuşyılmaz, A. and Topkaya, C. (2016), "Evaluation of seismic response factors for EBFs using FEMA P695 methodology", Earthquake Spectra, Vol. 32, pp. 303-321.
- [14] FEMA P695, (2009), Quantification of building seismic performance factors, FEMA P695, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
- [15] Richards P.W. and Thompson B. (2009), "Estimating



- [23] ASCE 7-10, (2010), "Minimum design loads for buildings and other structures", American Society of Civil Engineers.
- [24] Uang, C.M. (1991), "Establishing R (or  $R_w$ ) and Cd factor for building seismic provision", Journal of Structural Engineering, Vol. 117, pp. 19-28.
- [25] Nassar, A. and Krawinkler, H. (1991), "Seismic demands for SDOF and MDOF systems", Report No. 95, John Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University.
- [26] Miranda, E. (1996), "Site dependent seismic demand For nonlinear SDOF systems", Eleventh World Conference on Earthquake Engineering (WCEE), Acapulco, Mexico.
- [27] AISC 360-10, (2010), "Specification for structural steel buildings", American Institute of Steel Construction, Chicago, USA.
- [28] AISC 341-10, (2010), "Seismic provisions for structural steel buildings", American Institute of Steel Construction, Chicago, USA.
- [29] FEMA 356, (2000), "Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of building", Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
- [30] Asgarian, B. and Shokrgozar, H. (2009), "BRBF response modification factor", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 65., pp 290-298.
- inelastic drifts and link rotation demands in EBFs", Engineering Journal, Vol. 43, pp. 123-136.
- [16] Uang, C.M. and Maarouf, A. (1996), "Evaluation of displacement amplification factor for seismic design provisions", Department of Civil Engineering, Northeastern University: Boston.
- [17] محمودی صاحبی، م. (۱۳۸۳)، "ضریب بزرگنمایی تغییر مکان در آئین نامه ۲۸۰۰"، کنفرانس بین‌المللی زلزله، کرمان.
- [18] Mahmoudi, M. and Zaree, M. (2013), "Evaluating the displacement amplification factors of concentrically braced steel frames", International Journal of Advanced Structural Engineering, Vol 5, pp.1-12.
- [19] Kuşyılmaz A. and Topkaya C. (2015), "Displacement amplification factors for steel eccentrically braced frames", Earthquake Engineering and structural dynamics, Vol. 44 (2), pp. 167-184.
- [20] Kazemzadeh Azad, S. and Topkaya, C. (2017), "A review of research on steel eccentrically braced frames", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 128, pp. 53-73.
- [21] Popov, E.P. and Roeder, C.W. (1978), "Eccentrically braced steel frames for earthquakes", Journal of the Structural Division (ASCE), Vol. 104, p 391-412.
- [22] Kuşyılmaz, A. and Topkaya, C. (2013), "Design Overstrength of Steel Eccentrically Braced Frames", International Journal of Steel Structures, Vol. 13, pp. 529-545.

#### پی نوشت

- <sup>1</sup> Chevron  
<sup>2</sup> Knee  
<sup>3</sup> Incremental dynamic analysis  
<sup>4</sup> Adjusted collapse margin ratio (ACMR)  
<sup>5</sup> Eccentrically braced frame (EBF)  
<sup>6</sup> Displacement control  
<sup>7</sup> Force control



## اثرات لینک‌های عرضی بر عملکرد ستون‌های صلیبی شکل فولادی تحت بارگذاری محوری

مسعود محمدی<sup>۱</sup>، محمدعلی کافی<sup>۲\*</sup>، مجید قلهکی<sup>۳</sup>

۱- دانشجوی دکتری سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

۲- دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

۳- استاد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

\* سمنان، صندوق پستی ۱۹۱۱۱-۳۵۱۳۱، mkafi@semnan.ac.ir

### چکیده

در سال‌های اخیر احداث سازه‌های فولادی بلندمرتبه در جهان افزایش چشمگیری پیدا نموده است. یکی از چالش‌های مهم مهندسی سازه احداث سازه‌هایی با مقاطع مختلف براساس این ویژگی می‌باشد. لذا در بین مقاطع فولادی موجود، مقطع صلیبی شکل به علت تقارن دو محوره و امکان اتصال‌پذیری مناسب، در این تحقیق مورد بررسی و تحلیل قرار گرفته است. بدلیل بهبود فرآیند طراحی و ساخت اعضای باربر صلیبی در کشور، مطالعات و بررسی‌های آزمایشگاهی و عددی حاضر با هدف نشان دادن رفتار و خصوصیات این‌گونه ستون‌ها انجام پذیرفته است. جهت بررسی و نتیجه‌گیری بهتر استفاده از این نوع مقاطع در این تحقیق، ابتدا سعی شده مطالعه‌ای پارامتریک بر روی رفتار این‌گونه ستون‌ها انجام گیرد. سپس چگونگی ابعاد و مشخصات هندسی و تخمین ظرفیت باربری ستون مورد تجزیه و تحلیل قرار گرفته است. پس از آن مدل عددی نمونه در نرم افزار اجزای محدود آباکوس شبیه‌سازی و نمونه‌ی آزمایشگاهی آن ساخته گردید. نهایتاً نتایج حاصل، در قالب منحنی‌های بار-تغییر مکان و نسبت نیرو-کرنش ارائه گردید. لذا نتایج تحقیق نشان می‌دهد که تعبیه‌ی لینک‌های الصاقی در این نمونه‌ها می‌تواند باعث بهبود عملکرد این ستون‌ها در خصوص میزان ظرفیت باربری، افزایش سختی و نحوه‌ی تسلیم و کمانش در این اعضا گردد.

### واژگان کلیدی

مقاطع صلیبی شکل، نمونه آزمایشگاهی، لینک عرضی، آباکوس

## Effects of lateral links on the performance of steel cross-shaped columns under axial load

M. Mohammadi, M.A. Kafi, M. Gholhaki

### Abstract

In recent years, the construction of high-rise structures in the world has increased significantly. One of the important challenges of structural engineering is the use of different materials, including steel, to build structures based on these characteristics. Among the available steel sections, cross-shaped sections have been investigated and analyzed in this research due to biaxial symmetry and the possibility of proper connection. Due to the improvement in the process of implementation, design and construction of cross-bearing members inside the country, the present laboratory and numerical studies and investigations have been carried out with the aim of showing the behavior and characteristics of such columns. In order to investigate and draw better conclusions about the use of these types of sections, in this research, a parametric study was first attempted on the behavior of such columns. Then, how the dimensions and geometrical characteristics and estimation of the bearing capacity of the column have been analyzed. After that, the numerical model of the sample was created in Abaqus finite element software, and a laboratory sample was made. Finally, the obtained results were presented in the form of load-displacement curves and force-strain ratio. Therefore, the results of the research show that the installation of adhesive links in these samples can improve the performance of these columns in terms of the load capacity, increase in stiffness, and the way of yielding and buckling in these members.

### Keywords

Cross-shaped section, Experimental sample, Lateral links, Abaqus

خمش دوطرفه و سیستم‌های لوله‌ای بخاطر بهبود فضای معماری و سهولت در اجرا نسبت به برخی مقاطع دیگر نسبتاً بیشتر می‌باشد. همچنین در صورتی که این سازه‌ها به صورت مختلط نیز اجرا گردد قابلیت اتصال پذیری از هشت وجه را نیز دارا هستند. همانطور که در شکل (۱) نیز مشاهده می‌گردد سهولت در جانمایی ورق‌های پیوستگی نسبت به مقاطع مختلف از جمله مزایای دیگر این نوع از ستون‌ها می‌باشد [۷].



شکل ۱- ستون‌های صلبی شکل [۷]

Prickett و همکارانش [۸] مطالعاتی را جهت بررسی بر روی عملکرد این ستون‌ها با خروج از مرکزیت‌های مختلف در بارگذاری و مقاومت‌های مختلف بتن بر روی ستون‌های مدفون انجام دادند. لذا اثرات این پارامترها را بر ظرفیت باربری این نمونه‌ها کنترل نمودند. Chicoine و همکارانش [۹] به بررسی و مطالعه رفتار ستون‌های مختلط با استفاده از نرم افزار آباکوس پرداختند. در این مطالعه شکل مود تسلیم، توزیع تنش در مقطع جان و نیز فواصل لینک‌های عرضی در نواحی مختلف نمونه را مورد تجزیه و تحلیل قرار دادند. Chicoine و همکارانش [۱۰] با استفاده از نرم افزار آباکوس دو تحلیل المان محدود را در جهت پی بردن به عملکرد ستون مختلط در نزدیکی بار بیشینه، با در نظر گرفتن شکل مود تسلیم و توزیع تنش در مقطع فولادی و نیز استفاده از لینک‌های الصاقی انجام دادند. مدل ابتدا با نمونه‌های آزمایشگاهی ستون مختلط کوتاه مرتبه در شرایط بارگذاری فشاری که توسط خودشان انجام گرفته بود، کالیبره و اعتبارسنجی شد. همچنین آن‌ها تاثیر توالی بارگذاری بلندمدت روی ستون را با استفاده از مدل عددی شبیه‌سازی شده در مقایسه با نمونه‌های آزمایش شده، مورد مطالعه قرار دادند. Chicoine و همکارانش [۱۱] تسلیم بین لینک‌های عرضی و بال‌ها را در سه نمونه ستون مختلط (پرشده با بتن) نیمه مدفون

روند طراحی اعضا در سازه‌های فولادی با توجه به نوع بارگذاری و کاربرد آن‌ها بر اساس خصوصیات و ویژگی‌ها موجود در پروژه‌های مختلف تعیین می‌گردد. در سال‌های اخیر بیشترین پژوهش‌ها پیرامون مقاطع H شکل و مقاطع باکس صورت پذیرفته است [۱]. لذا تعداد پژوهش‌های اندکی پیرامون مقاطع صلبی شکل در بین مقاطع فولادی بوقوع پیوسته است. در تحقیقات صورت گرفته بعثت اینکه ستون‌های صلبی شکل دارای تقارن دومحوره و خصوصاً نمونه نیمه مدفون آن با توجه به محصورشدگی نسبی باعث بهبود عملکرد در مقایسه با نمونه‌های مشابه دیگر هست بیشتر مورد توجه واقع شده است. همچنین قابلیت اتصال پذیری مناسب و در هشت وجه در نمونه‌ی نیمه مدفون بتنی و خصوصاً تعبیه راحت‌تر ورق‌های پیوستگی در نمونه‌ی فولادی آن، از جمله مزیت‌های چشمگیر دیگر این اعضا می‌باشد. نهایتاً عوامل مذکور میتواند این اعضای سازه‌ای را بعنوان یک المان کلیدی در ساختمان‌های بلند مرتبه نیز معرفی نماید [۲]. همچنین بکارگیری اعضای الصاقی در ستون‌های صلبی شکل راهکار دیگری جهت بهبود عملکرد در خصوص افزایش میزان سختی و کنترل لاغری می‌باشد [۳]. با توجه به پیشرفت روند ساخت و ساز در جهان و مطالعه و بررسی ظرفیت باربری سازه‌ها، استفاده از مقطعی مناسب برای تحمل بارهای ناشی از تنش‌های مختلف به عنوان یک موضوع مهم مورد توجه بسیاری از محققین بوده است. لذا مهندسین در مطالعات و تحقیقات خود اهداف مشترکی را جهت بکارگیری نیمرخ‌های مورد نظر و مطلوب دنبال می‌نمودند [۴]. از جمله آن هدف‌ها دستیابی به شعاع ژیراسیون بالا با مصرف مصالح کمتر دارای سختی و شکل‌پذیری مناسب و همین‌طور نسبت مقاومت به وزن بیشتر را می‌توان نام برد. ستون‌های صلبی به دلیل ایجاد مقاومت ثقلی و همچنین خمش مناسب در دو جهت دارای این مزیت می‌باشند [۵]. همچنین ستون‌های صلبی شکل عملکرد قابی خوبی از نظر اتصالات تیر به ستون نیز دارا هستند. از طرفی به علت وجود بال در تمام طرف‌های ستون، قابلیت اتصالات با روش‌های مختلف به بال در این نوع از ستون‌ها به راحتی امکان‌پذیر می‌باشد. استفاده از مقاطع صلبی شکل برای سازه‌ها، خصوصاً سازه‌های بلندمرتبه با توجه به دلایل مذکور می‌تواند از امتیاز ویژه‌ای جهت انتخاب بعنوان المان‌های کلیدی نیز برخوردار باشد [۶]. این ستون‌ها در مقایسه با نمونه مشابه H شکل از ظرفیت باربری و ممان اینرسی بیشتری برخوردار هستند. کاربرد این مقاطع با اتصالات پیچ و مهره‌ای بیشتر در قاب‌های

و محاط در بتن مورد آزمایش قرار دادند. نتایج نشان می‌دهد که لینک‌های جوش داده شده بین بال‌ها، باعث ارتقا و افزایش ظرفیت تسلیم نهایی آن‌ها می‌گردد. **Elnashai** و همکارانش [۱۲] پژوهشی در مقیاس آزمایشگاهی بر روی مقطع اصلاح شده که شامل طراحی مقاطع فولادی از نوع فشرده لرزه‌ای همراه با فرارگیری لینک‌های عرضی در این نمونه‌ها صورت پذیرفت. بارگذاری این آزمایش‌ها شامل بار لرزه‌ای که سطح دیگر این نمونه‌ها نیز به طور کامل به بستر آزمایشگاه مقید شده بود. نتایج این تحقیق نشان داد که وجود لینک در ستون‌های مرکب با بتن، قادر به بهبود ظرفیت باربری و محافظت بیشتر این‌گونه ستون‌ها در برابر بارهای جانبی از جمله نیروی زلزله را نیز شامل می‌شود. مطالعه تحلیلی توسط این دو محقق در همین سال بر روی ستون‌های مختلط با استفاده از برنامه‌اجزای محدود آدپتیک نیز انجام پذیرفت. نهایتاً نتایج بدست آمده در قالب دیاگرام‌های نیرو-تغییرمکان و ممان-انحناء بود. این پژوهش توانایی تاب آوری و مقاومت این نوع از سیستم‌ها را در برابر بارهای خروج از مرکز و لرزه‌ای نشان می‌دهد. **Hunaitie** و همکارانش [۱۳] به ارزیابی ظرفیت باربری ستون‌های مرکب را تحت بار هم محور پرداختند. در این پژوهش به جای استفاده از میلگردهای عرضی در پروفیل فولادی، از جوش دادن ورق‌های سرتاسری فولادی بین دو امتداد بال بهره گرفته شد. آنها همچنین تاثیر پیچ‌هایی به عنوان گل میخ را در بهبود رفتار مرکب این ستون‌ها مورد آنالیز قرار دادند. **Muise** و همکارانش [۱۴] به بررسی رفتار اتصال تیر فلزی به ستون مختلط پرداخته است. نتایج حاصله به این شرح است که نوع اتصال و ضخامت جان، در شکل‌پذیرتر نمودن اتصال مفید ارزیابی شده است. همچنین در ادامه‌ی گزارشات فاصله کم بین لینک‌ها نیز باعث ایجاد رفتار شکل‌پذیرتری در این نمونه‌ها گردیده است. **Begum** و همکارانش [۱۵] یک روش عددی با استفاده از روش‌های دینامیکی تحت شرایط مرزی و بارگذاری‌های مختلف را پیشنهاد نموده‌اند. از جمله محاسن اصلی مدل ارائه شده ارزیابی و پیش‌بینی مناسب رفتار این نمونه‌ها بعد از رسیدن به بار بیشینه بوده است. **Farooghimehr** و **Ghobadi** [۱۶] به بررسی خرابی‌های ناگهانی زلزله نورتریج در اتصالات قاب خمشی سازه‌های فولادی پرداختند. در این مطالعه به ارائه جزئیات جدیدی در اتصالات، جهت شکل‌پذیرتر شدن این اعضا پرداخته‌اند. به این صورت که در محل تلاقی سیستم‌های باربری جانبی متعامد در سازه‌های فولادی استفاده از مقطعی که رفتار مشابهی در هر دو محور اصلی خود دارا هستند می‌توان باعث بهبود عملکرد سازه در

حین بارگذاری چرخه‌ای و محوری گردد. **Ebadi Jamkhaneh** و همکارانش [۱۷] به بررسی رفتار آزمایشگاهی و عددی ستون‌های مختلط نیمه‌مدفون تحت بار محوری پرداختند. در این پژوهش سه نوع ستون در مقیاس آزمایشگاهی و عددی مورد بررسی قرار گرفت. در این تحقیق تاثیر پارامترهایی از قبیل فاصله و قطر لینک، نسبت عرض به ضخامت بال و تاثیر آن‌ها بر رفتار ستون‌ها مورد توجه واقع گردید. نتایج حاصله برای هر سه ستون در قالب مود تسلیم مشابه با یکدیگر به صورت خردشدگی و قلوه‌کن شدن بتن و در نهایت کماتش موضعی بال گردید. نتایج از دقت مناسب مدل عددی با نتایج نمونه‌ی آزمایشگاهی خبر می‌دهد. در این تحقیق اثرات پارامترهای گوناگونی از قبیل فاصله و ضخامت لینک‌ها، نسبت عرض به ضخامت بال بر رفتار ستون‌های مختلط مورد بررسی و آنالیز قرار گرفت. همچنین از نتایج دیگر این تحقیق به اثرات عدم حضور لینک بر ظرفیت باربری در این نمونه‌ها پی برده شد [۱۸].

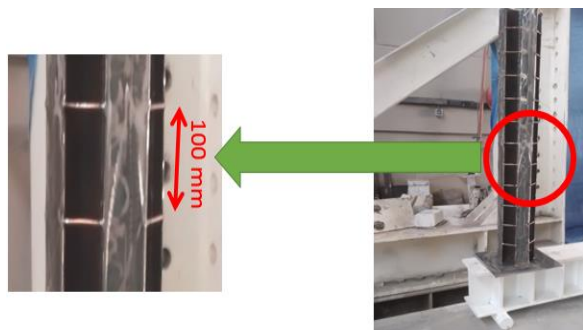
## ۲- روش تحقیق

در این پژوهش ابتدا سعی شده مطالعه‌ای پارامتریک بر عملکرد ستون‌های صلبی شکل جهت تعیین مشخصات ابعاد و جزئیات هندسی و تخمین ظرفیت باربری ستون تحت بارگذاری محوری واقع گردد. سپس شبیه‌سازی نمونه در نرم افزار اجزای محدود آباکوس صورت پذیرفت. لازم به ذکر است که نحوه‌ی شبیه‌سازی بگونه‌ای است که دو نمونه ستون صلبی شکل همراه با لینک‌های عرضی و فاقد لینک، هر کدام بصورت مجزا مورد آنالیز واقع گردید. پس از بررسی و مقایسه‌ی نتایج بدست آمده در مطالعات پارامتریک و مدل‌سازی‌های عددی و اطمینان از مشخصات و جزئیات نمونه، ساخت ستون در مقیاس آزمایشگاهی آغاز گردید. لذا خروجی‌های بدست آمده در آزمایشگاه، با نمونه‌های عددی، مقایسه و در قالب منحنی‌های بار-تغییرمکان محوری، بار-تغییرمکان جانبی، نسبت نیروی تولید شده به بار تئوریک در مقایسه با کرنش متناظر، مورد واکاوی واقع گردید.

## ۳- انتخاب مقیاس

قبل از پرداختن به نحوه‌ی انتخاب ابعاد و محدودیت‌های اعمالی با توجه به ضوابط موجود در آیین‌نامه‌ها، توضیحاتی در ارتباط با مقیاس انتخابی برای آزمایش این نمونه ارائه می‌گردد. هر مدلی که در یک آزمایشگاه مشخص ساخته می‌شود، یک فاکتور جهت مقیاس هندسی مناسب دارد [۲]. معمولاً مدل‌های خیلی کوچک

نمونه‌ها ۱۲ خط به صورت سرتاسری و اتصال کامل بین بال و جان و همین طور جان‌ها به یکدیگر می‌باشند. همچنین در شکل (۲) مشخصات هندسی ستون و نحوه جانمایی و فواصل بین لینک‌های عرضی را نمایش می‌دهد.



شکل ۲- ساخت نمونه و جانمایی لینک‌های عرضی در ستون [۱۹]

نکته‌ای که در مورد این گونه ستون‌ها مطرح هست ظرفیت باربری تحت بارگذاری فشاری می‌باشد. در هنگام تخمین میزان ظرفیت باربری تحت نیروی فشاری خالص می‌توان این موضوع را مطرح نمود که با ضرب سطح مقطع کل نمونه (۱۸۹۰ میلی‌متر مربع) در تنش تسلیم مصالح فولادی بدست آمده در آزمایش تست کشش ورق فولادی (۲۵۳ مگاپاسکال)، میزان ظرفیت باربری ستون را برابر با مقدار ۴۷۸/۱۷ کیلونیوتن تخمین زد.

همانطور که در قسمت (الف) از شکل (۳) مشاهده می‌گردد پارامتر  $s$  بیانگر فاصله بین لینک‌های عرضی و برابر ۱۰۰ میلی‌متر در نظر گرفته شده است. پارامتر  $L$  بیانگر طول نمونه و پارامتر  $d$  نیز بیانگر عرض کلی مقطع ستون می‌باشد. در قسمت (ب) از شکل مذکور نیز جزئیات بیشتری از مقطع ستون ساخته شده جهت آزمایش که شامل ضخامت بال، ضخامت جان و نیز قطر لینک‌ها مشاهده می‌گردد. همچنین با توجه به شکل (۴) ظرفیت کمانشی ستون‌ها تحت اثر بار محوری علاوه بر سطح مقطع ستون‌ها، وابسته به نسبت لاغری آن‌ها نیز (طول موثر به شعاع ژیراسیون حداقل) می‌باشد. معمولاً برای ستون‌ها با اندازه بلند که نسبت طول به شعاع ژیراسیون آن‌ها مقدار بزرگی هست. محدوده خرابی با تقریب مناسبی توسط رابطه اوایلر پیش‌بینی می‌شود. لذا در این ستون‌ها مقدار تنش بحرانی حاصل شده به مدول ارتجاعی فولاد وابسته است. برای ستون‌های کوتاه مرتبه نیز اکثراً پدایش خرابی به علت تنش تسلیم مصالح رخ می‌دهد. که در این نوع اعضا تنش بحرانی بسیار نزدیک به تنش تسلیم مصالح ستون می‌باشد. نهایتاً در ستون‌ها با اندازه‌ی متوسط میزان خرابی، هم به مشخصات مصالح و هم به مدول ارتجاعی آن‌ها

نیازمند بارهای سبک هستند. اما طبیعتاً مشکلاتی در دقت ساخت و تجهیزات دارند. ساخت مدل‌های بزرگ‌تر نیز تجهیزات آزمایشگاهی و اعمال بارگذاری‌های بسیار سنگین‌تری را نیز لازم دارند. لذا فاکتورهای مقیاس معمول برای چند گروه از سازه‌ها در جدول (۱) نشان داده شده است.

جدول ۱- مشخصات مقیاس‌ها [۲]

انواع سازه	مدل‌های الاستیک	مدل‌های مقاومت
سقف	۰/۰۰۵ تا ۰/۰۲	۰/۰۳ تا ۰/۱
پل بزرگراه	۰/۰۴	۰/۰۵ تا ۰/۲۵
کانال راکتور	۰/۰۱ تا ۰/۰۲	۰/۰۵ تا ۰/۲۵
سازه‌های دال و تیر و ستون	۰/۰۴	۰/۱ تا ۰/۳۳
انواع سدها	۰/۰۰۲۵	۰/۰۱۳
اثرات نیروی باد	۰/۰۰۳۳ تا ۰/۰۲	غیر عملی

البته مدل‌سازی گاهی از بررسی رفتار سازه اصلی نیز پیچیده‌تر می‌گردد. برای نتایج این بررسی‌ها نیاز به تحلیل در ناحیه خطی، حد تسلیم، شکست و شبیه‌سازی آن‌ها نسبتاً ضروری می‌باشد. نهایتاً یک مدل‌سازی به صورت کلی شامل روندهای زیر می‌باشد:

(الف) تعیین آنچه که به عنوان هدف آزمایش و نیازها مورد مطالعه است.

(ب) تعیین قوانین شبیه‌سازی برای هندسه، مصالح، بارگذاری و پاسخ‌ها

(ج) طرح ساخت مدل با تکنسین‌های مجری ذی صلاح

(د) طراحی و آماده‌سازی تجهیزات بارگذاری

(ه) انتخاب تجهیزات، ثبت رکوردها شامل تغییر مکان‌ها، کرنش‌ها و دیگر مقایسه‌ها

(و) آنالیز اطلاعات، مشاهده پاسخ‌های حین آزمایش و بررسی محاسبات تخمینی قبل از آزمایش

#### ۴- معرفی مدل مورد بررسی

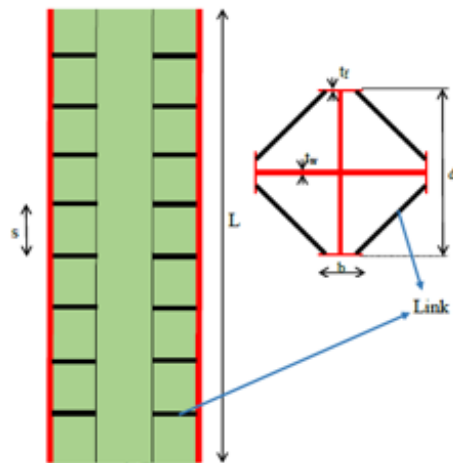
مشخصات مقطع نمونه ساخته شده از ستون صلیبی برابر با عرض ۱۴۸ میلی‌متر و طول ۱۲۰۰ میلی‌متر، این ستون از هفت ورق فولادی ST37 ساخته شده که چهار ورق آن با عرض ۶۳/۲ و ضخامت ۴ میلی‌متر به عنوان بال‌های ستون، یک ورق با عرض ۱۴۰ میلی‌متر و دو ورق به عرض ۶۸/۵ میلی‌متر و ضخامت هر کدام از آن‌ها ۳ میلی‌متر به عنوان جان ستون فلزی مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. همچنین تعداد خط جوش‌ها در این

$$f_e = \frac{\pi^2 \times E}{\left(\frac{kl}{r}\right)^2} = 11895 \cdot 18 \text{ MPa} \quad (3)$$

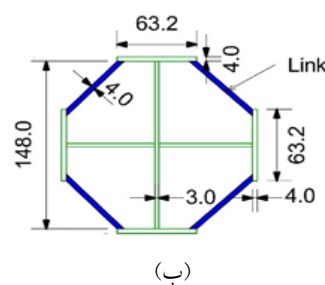
$$f_{cr} = \left[0 \cdot 658 \left(\frac{f_y}{f_e}\right)\right] \times f_y = 250 \cdot 7 \text{ MPa} \quad (4)$$

$$P_n = f_{cr} \times A_g \rightarrow 250 \cdot 7 \times 1890 = 473 \cdot 93 \text{ kN} \quad (5)$$

با توجه به این موضوع که در این نمونه، تنش تسلیم مصالح به مقدار تنش بحرانی نزدیک می‌باشد. لذا می‌توان نتیجه گرفت که نمونه به مدل ستون کوتاه مرتبه شبیه‌تر می‌باشد. نهایتاً پیش‌بینی می‌شود که روند تسلیم نمونه، به تنش تسلیم مصالح بیشتر از مدول الاستیسیته وابسته می‌باشد.



(الف)



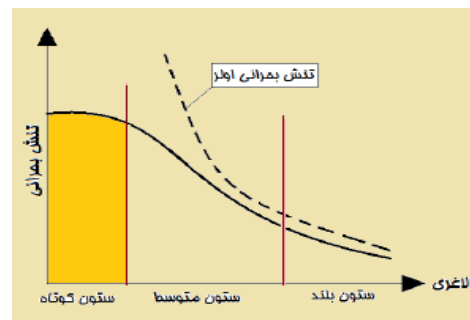
(ب)

شکل ۳- مشخصات نمونه آزمایش

### ۵- الگوی بارگذاری و مشخصات آزمایش

بارگذاری این نمونه ابتدا با نرخ ۵۰ کیلونیوتن بر دقیقه آغاز گردید. سپس این نرخ بارگذاری تا محدوده‌ی ۲۴۰ کیلونیوتن به صورت ثابت به نمونه اعمال گردید. هنگام رسیدن به این نرخ بار، با توجه به بررسی نمودار بار-تغییر مکان ثبت شده، مقداری کاهش سختی در ستون مشاهده گردید. که این میزان کاهش سختی با مقداری نرم شدگی در نمودار مشخص گردید. به جهت کم کردن اثرات دینامیکی ناشی از فرآیند بارگذاری، نرخ بار به مقدار ۲۵ کیلونیوتن بر دقیقه کاهش پیدا نمود [۱۷]. این نرخ بار تا مقدار بیشینه بارگذاری (۴۵۳/۲) کیلونیوتن بطور ثابت ادامه پیدا نمود. میزان تغییر مکان متناظر با این نرخ بار حداکثر به مقدار ۹/۳ میلی‌متر ثبت گردید. هنگام رسیدن به این نرخ بارگذاری، افت بارنسبتاً محسوسی در نمونه واقع گردید. و از این به بعد نرخ بارگذاری براساس میزان کنترل تغییر مکان برابر با ۰/۱ میلی‌متر ادامه پیدا نمود و با افزایش این نرخ تغییر مکان، کاهش نسبی ظرفیت ستون مشاهده گردید. در بار ۳۹۵ کیلونیوتن این نرخ بارشدگی جک به میزان ۱/۲ میلی‌متر بر دقیقه تا رسیدن به تغییر مکان نهایی ۲۷/۴ میلی‌متر به صورت ثابت ادامه پیدا نمود. و پس از آن باربرداری از نمونه صورت گرفت.

هنگامی که نمونه به ظرفیت بیشینه خود رسید تسلیم نمونه به صورت آتی همراه با صدای ناشی از گسیختگی لینک‌های عرضی در ناحیه میانی و در فواصل ۴۰۰ و ۵۰۰ میلی‌متری از محل تکیه‌گاه صورت پذیرفت. همچنین به طور همزمان نمونه در ناحیه‌ی نزدیک به تکیه‌گاه و در فاصله بین لینک‌های عرضی (در فاصله ۱۵۰ میلی‌متری) در قسمت بال دچار کماتش موضعی و جداسازی لینک‌ها از یکدیگر گردید. همانگونه که در شکل (۵) نیز مشاهده می‌گردد سه نمونه تغییر مکان سنج جهت ثبت اطلاعات ناشی از تغییر مکان‌های ایجاد شده تحت بارگذاری



شکل ۴- مشخصات میزان لاغری ستون‌ها [۱]

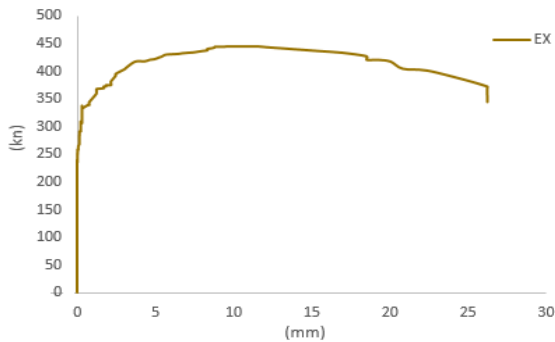
وابسته است. در این تحقیق با توجه به شرایط تکیه‌گاهی ایجاد شده، ضریب طول موثر برای این نمونه برابر با ۰/۵ تعیین گردیده است. همچنین میزان شعاع‌ژیراسیون نیز برابر ۴۵/۲ تعیین گردیده است.

$$\lambda = \frac{kl}{r} = \frac{0 \cdot 5 \times 1200}{45 \cdot 2} = 13 \cdot 27 \quad (1)$$

$$\lambda < 4 \cdot 71 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (2)$$

$$4 \cdot 71 \times \sqrt{\frac{210 \times 10^3}{253}} \rightarrow 13 \cdot 2 < 135 \cdot 7$$

تغییر مکان سنج شماره ۱ را نمایش می‌دهد. همانطور که در این منحنی مشاهده می‌گردد نمونه در بار بیشینه‌ی  $453/2$  کیلونیوتن و تغییر مکان متناظر  $9/3$  میلی‌متر افت محسوسی را نسبت به قبل از این نرخ بارگذاری تجربه می‌نماید. همچنین این افت بار تا رسیدن به جابجایی نهایی به میزان  $27/4$  میلی‌متر نیز ادامه پیدا می‌نماید.



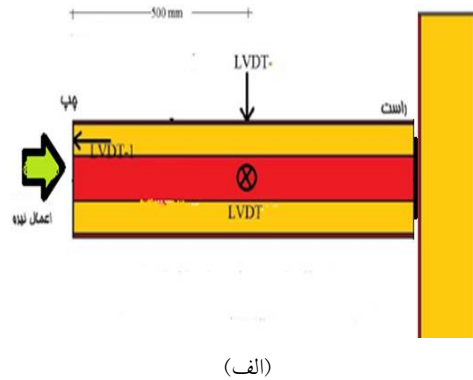
شکل ۷- نمودار بار-تغییر مکان محوری (آزمایش)

وظیفه‌ی ثبت جابجایی‌های جانبی ایجاد شده ناشی از اعمال بارگذاری، بر عهده‌ی تغییر مکان‌سنج‌های شماره‌ی ۲ و ۳ تعبیه شده بر روی نمونه‌ی تحت آزمایش می‌باشد. روند نصب این تغییر مکان‌سنج‌ها جهت ثبت اطلاعات ناشی از تغییر شکل نمونه بگونه‌ای می‌باشند که در اثر بازشدگی، مقدار جابجایی منفی و هنگام فشردن مقدار جابجایی مثبت را ثبت می‌نمایند. لذا همانگونه که در شکل (۸) نیز مشاهده می‌گردد تغییر مکان‌سنج شماره ۲ در بار بیشینه مقدار بار منفی و برابر  $5/8$  میلی‌متر را نمایش می‌دهد. این در حالی است که تغییر مکان‌سنج شماره ۳ مقدار بار مثبت به میزان تقریبی  $6/7$  میلی‌متر را در بار بیشینه نمایش می‌دهد. که حاکی از فشردن شدن تغییر مکان‌سنج و نیز بیان‌گر تمایل نمونه در خصوص ایجاد تغییر شکل بصورت خیز منفی و به سمت بالا می‌باشد. همچنین این میزان تغییر مکان در بار نهایی برای تغییر مکان‌سنج‌های شماره‌ی ۲ و ۳ بترتیب برابر مقدار منفی  $16/3$  میلی‌متر و مقدار مثبت  $19/6$  میلی‌متر می‌باشد.

#### ۶- صحت‌سنجی و مقایسه‌ی نتایج

در این قسمت ابتدا به شبیه سازی نمونه در نرم افزار آباکوس پرداخته می‌شود. این نرم‌افزار توانایی مدل‌سازی مسائل مختلف مهندسی، از جمله مدل‌سازی‌های مکانیکی در ناحیه غیر خطی را دارا می‌باشد. در این قسمت ابتدا مدل‌سازی قطعات، به صورت سه بعدی (3D) و از نوع شکل‌پذیر و به صورت توپر

محوری بر روی نمونه جانمایی شده است. تغییر مکان‌سنج شماره ۱، جهت ثبت جابجایی ایجاد شده در راستای محور طولی ستون تعبیه گردیده است. همچنین تغییر مکان‌سنج‌های شماره ۲ و ۳ نیز جهت نمایش جابجایی‌های جانبی ایجاد شده در نمونه، جانمایی شده‌اند.



(الف)



(ب)

شکل ۵- جانمایی تغییر مکان‌سنج‌ها در نمونه آزمایش

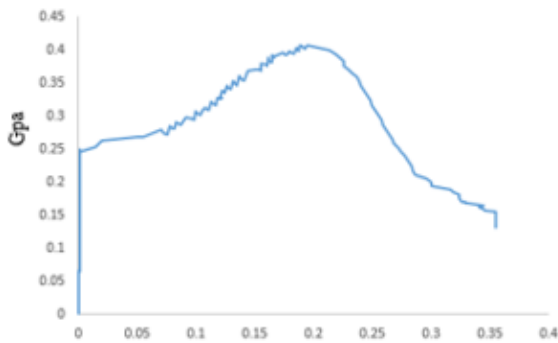
در شکل (۶) نحوه‌ی برپایی و تراز نمودن ستون با استفاده از تکنولوژی لیزر، جهت اطمینان از همراستا بودن نمونه با جک هیدرولیکی جهت اعمال بار فشاری خالص نمایش داده می‌شود.



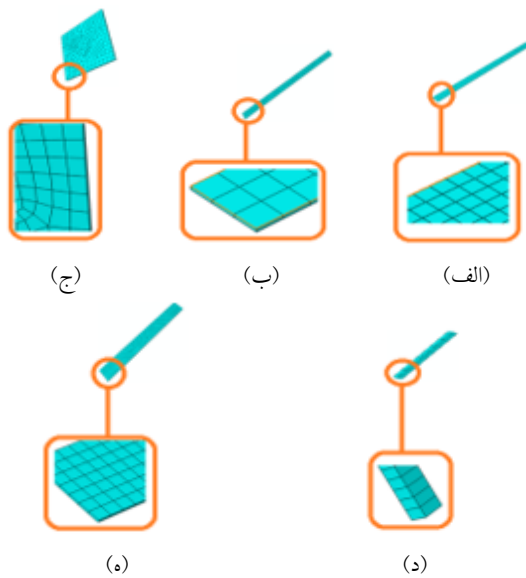
شکل ۶- برپایی آزمایش در آزمایشگاه دانشگاه سمنان

شکل (۷) منحنی بار-تغییر مکان محوری ثبت شده توسط

همچنین ابعاد مش‌ها در قسمت‌های دیگر نمونه نیز به صورت متوسط و برابر دو صدم لحاظ گردید.



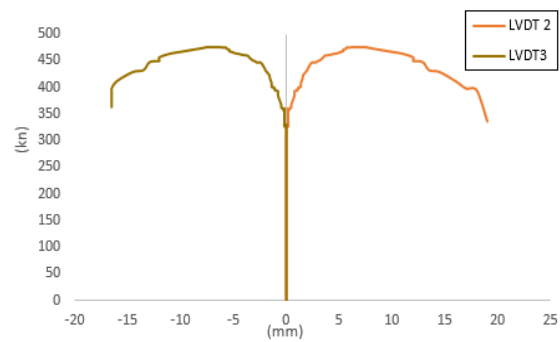
شکل ۹- مشخصات پلاستیک فولاد (تنش-کرنش)



شکل ۱۰- اجزای مش‌بندی شده: (الف) ورق جان ۶۷/۵ میلی‌متری، (ب) ورق بال، (ج) ورق کف ستون، (د) لینک عرضی و (ه) ورق جان ۱۴۰ میلی‌متری

پس از انجام مش‌بندی برای هر کدام از اعضای نمونه، و جهت ارزیابی و مقایسه‌ی بهتر تاثیر حضور لینک‌های عرضی، ابتدا نمونه‌ی فاقد لینک، مطابق شکل (۱۱) به صورت مش‌بندی کلی جهت انجام آنالیز نمایش داده می‌شود. همانگونه که در شکل (۱۲) مشاهده می‌گردد تنش‌های حداکثر نمونه در قسمت‌های میانی و نزدیک به تکیه‌گاه‌ها بوقوع پیوسته است. لذا در شکل (۱۶) نمونه آزمایشگاهی نیز همانند نمونه‌ی عددی شاهد آغاز فرآیند تسلیم و تغییر شکل‌ها در همین نواحی می‌باشد.

شکل (۱۳) نمودار بار-تغییر مکان محوری نمونه‌ی فاقد



شکل ۸- نمودار بار-تغییر مکان جانبی (آزمایش)

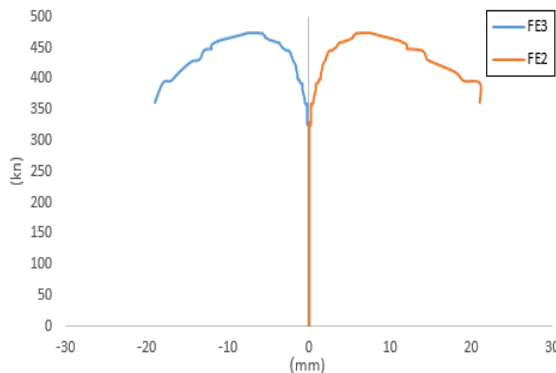
به نرم افزار معرفی گردید (Solid). نوع این المان‌ها نیز به صورت (C3D8R) اتخاذ گردید. سپس مطابق جدول (۲) اختصاص مشخصات مصالح فولادی، از قبیل جرم حجمی، ضریب پواسون، مدول یانگ نیز به نرم افزار اعمال گردید.

جدول ۲- مشخصات فولاد در ناحیه خطی [۱۰]

مدول یانگ (GPa)	نسبت پواسون	جرم حجمی (kg/m <sup>3</sup> )
۲۱۰	۰٫۳	۷۸۵۰

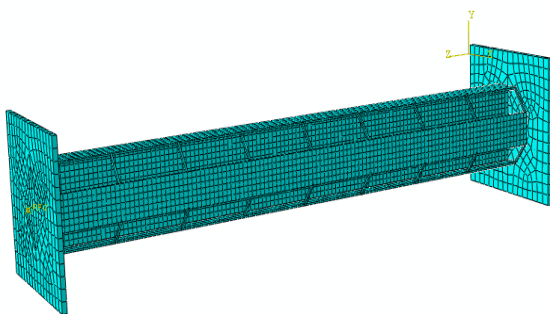
شکل (۹) نیز مشخصات پلاستیک فولاد مورد آزمایش جهت اعمال به نرم افزار را نمایش می‌دهد. جهت بدست آوردن مشخصات پلاستیک فولاد مصرفی با توجه به مشخصات ذکر شده در استاندارد ASTM در خصوص روابط تبدیل، جزئیات و شکل نمونه‌گیری، تحت آزمایش کشش واقع گردید [۶]. پس از آن جهت به وجود آوردن گام‌های تحلیل، درخواست خروجی‌های مورد نیاز و روش تحلیل از نوع استاتیکی عمومی از ماژول step استفاده گردید. از قسمت Basic نیز جهت در نظر گرفتن تغییر شکل‌های بزرگ گزینه Nlgeom فعال گردید. سپس سطح تماس و اندرکنش بین اجزای مختلف نمونه در ماژول Interaction تعریف گردید. نحوه‌ی اتصال بین بال‌ها ولینک‌های عرضی به صورت Tie از نوع اتصال غیر لغزنده تعریف گردید. سپس در قسمت Load شرایط تکیه گاهی را به صورت گیردار و بیشینه حاصل از نمونه آزمایش را به صورت نیروی فشاری به محل نقطه مرجع اعمال گردید. در شکل (۱۰) جزئیات مش‌بندی اعضای نمونه از قبیل ورق‌های جان، لینک عرضی و ورق کف ستون مشاهده می‌گردد. در این قسمت بدلیل اینکه انتظار شروع خرابی و تغییر شکل‌ها در قسمت‌هایی در بال‌ها ولینک‌های عرضی می‌رود. ابعاد مش در این قسمت‌ها ریزتر و به مقدار یک صدم صورت پذیرفت.

همچنین نمونه‌ی مذکور در نقطه‌ی ۲ با ثابت میزان جابجایی نهایی با مقدار مثبت ۲۱/۷ میلی‌متر، بیان‌گر تمایل ستون به ایجاد خیز منفی و تغییر شکل به سمت بالا می‌باشد.



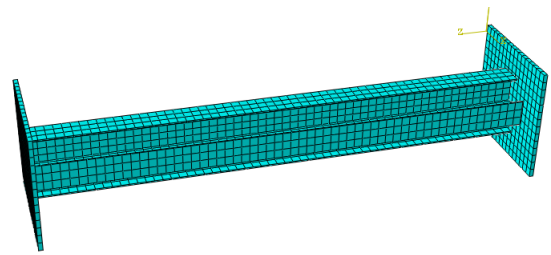
شکل ۱۴- نمودار بار-تغییر مکان جانبی (نمونه فاقد لینک)

شکل (۱۵) مش‌بندی کلی ستون صلبی شکل همراه با لینک‌های الصاقی را نمایش می‌دهد. این مدل شبیه‌سازی شده جهت پیش‌بینی و مقایسه عملکرد نمونه‌ی مشابه ساخته شده برای آزمایش حائز اهمیت می‌باشد.

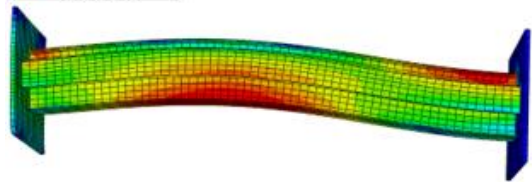
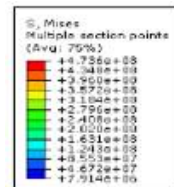


شکل ۱۵- مش‌بندی ستون صلبی شکل همراه با لینک عرضی

شکل (۱۶) جهت بررسی روند صحت انجام آزمایش و نیز ارزیابی نتایج و نحوه‌ی مود تسلیم نمونه در مدل آزمایشگاهی و عددی نمایش داده می‌شود. قسمت (الف) در شکل مذکور، به روند آغاز خرابی و شکست نمونه‌ها در بار بیشینه و در لینک‌های عرضی الصاق شده در قسمت میانی ستون و در محدوده‌ی ۵۰۰ میلی‌متری از تکیه‌گاه اشاره دارد. پس از وقوع خرابی در این قسمت‌ها و نیز جدایی در محل‌هایی از اتصال بال به جان، نمونه دچار کماتش موضعی در بال و در فواصل بین ۱۰۰ تا ۲۰۰ میلی‌متری از بر تکیه‌گاه می‌گردد. که این موضوع در قسمت (ب) از شکل (۱۶) نیز مشهود می‌باشد.

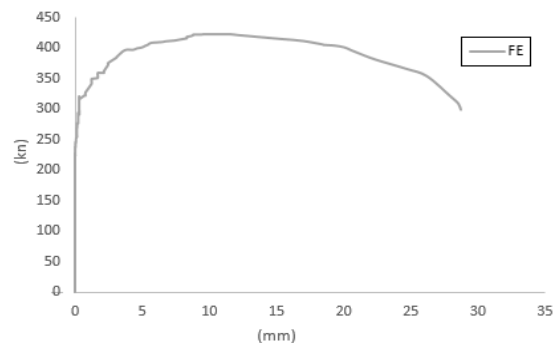


شکل ۱۱- مش‌بندی کلی ستون صلبی فاقد لینک عرضی



شکل ۱۲- مدل تسلیم نمونه فاقد لینک عرضی

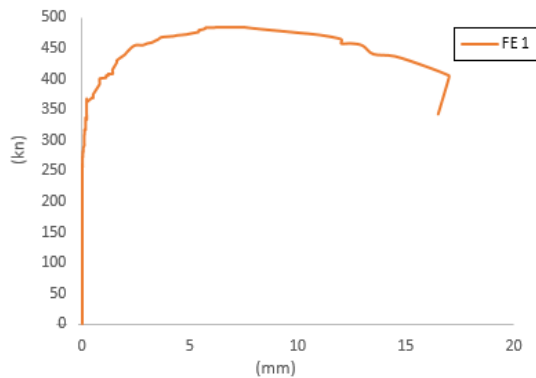
لینک عرضی شبیه‌سازی شده در نرم افزار را نمایش می‌دهد. در این منحنی نمونه پس از رسیدن به بار بیشینه‌ی ۴۲۱/۳ کیلو نیوتن و در تغییر مکان متناظر ۱۱/۲ میلی‌متر افت محسوس در میزان ظرفیت باربری تجربه می‌نماید. همچنین این روند افت بار تا جابجایی نهایی ۲۹/۸ میلی‌متر ادامه پیدا نمود.



شکل ۱۳- نمودار بار-تغییر مکان محوری (نمونه فاقد لینک)

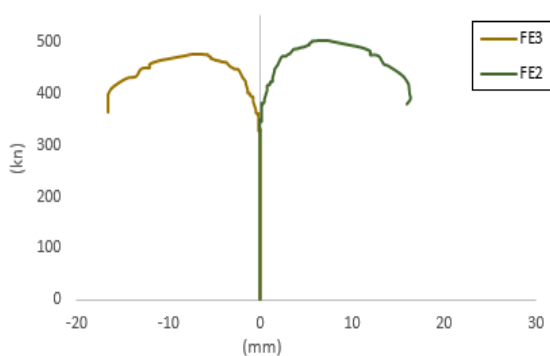
همچنین شکل (۱۴) میزان تغییر مکان‌های جانبی در نمونه‌ی شبیه‌سازی شده فاقد لینک عرضی را نمایش می‌دهد. در این نمونه نیز مشابه نمونه‌ی آزمایشگاهی، جابجایی‌های جانبی دو مقدار مثبت و منفی را ثبت نموده‌اند. این نمونه در نقطه‌ی ۳ با تغییر مکان منفی تا میزان ۱۹/۸ میلی‌متر ادامه پیدا می‌نماید.

این منحنی مشاهده می‌گردد که نمونه پس از رسیدن به بار بیشینه‌ی ۴۵۸/۲ کیلونیوتن و در تغییر مکان ۷/۸ میلی متر افت بار محسوسی را تجربه می‌نماید. همچنین این فرآیند بارگذاری تا میزان جابجایی نهایی ۱۷/۳ میلی متر نیز ادامه پیدا می‌نماید.



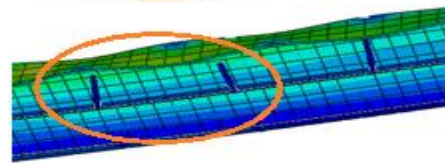
شکل ۱۸- نمودار بار-تغییر مکان محوری (با لینک عرضی)

شکل (۱۹) منحنی نیرو-تغییر مکان جانبی نمونه‌ی شبیه‌سازی شده در نرم‌افزار را نمایش می‌دهد. این منحنی در بار نهایی در نقطه‌ی ۲ از ثبت تغییر مکان مثبت ۱۵/۲ میلی متر خبر می‌دهد. همچنین این میزان جابجایی در نقطه‌ی ۳ برابر با مقدار منفی ۱۵/۸ میلی متر می‌باشد. لذا این موضوع از تاثیر حضور لینک‌های عرضی در کاهش میزان جابجایی در مقایسه با نمونه‌ی مشابه فاقد لینک، در شکل (۱۴) خبر می‌دهد.

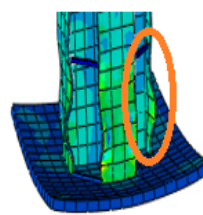


شکل ۱۹- بار-تغییر مکان جانبی (با لینک عرضی)

شکل (۲۰) جهت درک و مقایسه‌ی بهتر عملکرد نمونه‌های عددی و آزمایشگاهی در مقایسه با بار تئوریک مطرح شده در بخش چهار نشان داده می‌شود. لذا این مقایسه در شکل مذکور شامل منحنی‌های بدون بعد، نسبت نیرو - کرنش می‌باشد. در شکل (۲۰)، نمودار آبی رنگ نمونه‌ی عددی ساخته شده همراه



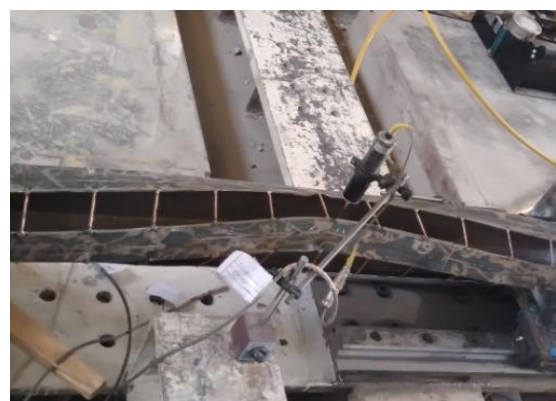
(الف)



(ب)

شکل ۱۶- فرآیند تسلیم و تغییر شکل در نمونه آزمایشگاهی و عددی: (الف) آغاز فرآیند خرابی در قسمت میانی نمونه (گسیختگی لینک‌ها) و (ب) تغییر شکل در ناحیه نزدیک به تکیه‌گاه

در شکل (۱۷) با توجه به مقید شدن کف ستون‌ها به تکیه‌گاه‌های صلب تعبیه شده در محل آزمایشگاه سمنان، نمونه‌ی تحت بارگذاری محوری بصورت ستون دوسرگیردار عمل می‌نماید. لذا کماتش کلی نمونه نیز پس از وقوع پدیده‌ی خرابی، در قسمت‌های میانی ستون و در نواحی بین ۴۰۰ تا ۸۰۰ میلی متری از بر تکیه‌گاه بوقوع پیوسته است.



شکل ۱۷- تسلیم و کماتش کلی نمونه

شکل (۱۸) منحنی بار-تغییر مکان در راستای طولی نمونه شبیه‌سازی شده همراه با لینک‌های عرضی را نمایش می‌دهد. در

همراه با لینک، مقدار حدود ۴ درصد را نسبت به بار تئوریک ثبت نموده است.

۴- همچنین با بررسی نمودارهای بار-تغییرمکان جانبی در نمونه‌ی دارای لینک‌های الصاقی شاهد کاهش ۱۳ درصدی میزان تغییرمکان جانبی در بار بیشینه و کاهش جابجایی میانگین ۲۳ درصدی در بار نهایی، نسبت به نمونه‌ی مشابه فاقد لینک بوده است. این موضوع بیانگر افزایش سختی در نمونه‌ی همراه با لینک‌های عرضی در مقایسه با نمونه‌ی مشابه فاقد لینک عرضی می‌باشد.

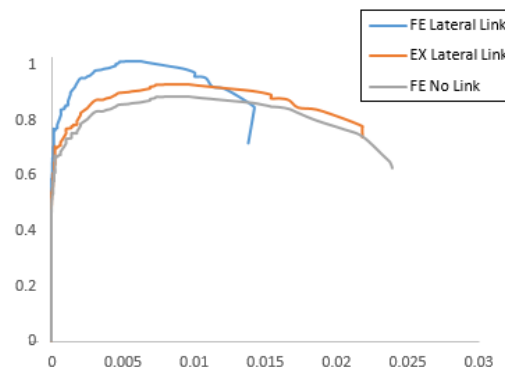
#### ۸- تقدیر و تشکر

بدینوسیله نویسندگان کمال تشکر و سپاس را از زحمات آقایان مهندس ادهمی و مهندس بخشایی اعلام می‌دارند.

#### ۹- مراجع

- [1] American Institute of Steel Construction (AISC), (2016), Specification for structural steel buildings, Standard No. ANSI/AISC 360-16, Chicago, IL.
- [2] EN94-1-1: Eurocode 4, (2014), Design of composite steel and concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings, Brussels, Belgium: European Committee for Standardization (CEN).
- [3] CSA S16-14, (2014), Limit states design of steel structure, Canadian Standards Association, Mississauga, Ontario.
- [4] Mississauga, O. (2019), "Limit states design of steel structures, Canadian standards Association", CSA S16-14.
- [5] Mississauga, O. (2018), "Design of steel structures", Toronto, Canadian standards Association, CSA-S16-09, ON.
- [6] ASTM, (2018), Standard test methods and definitions for mechanical testing of steel products, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, A370-03 PA.
- [7] Chicoine, T. (2021), "Limit states design of steel structures", Canadian Standards Association, CSA S16-01, ON.
- [8] Prickett, B.S. and Driver, G. (2020), "Behaviour of partially encased composite columns made with high performance concrete", Structural Engineering Report No 262, Department of civil and environment engineering, University of Alberta, AB, Canada.
- [9] Chicoine, T., Massicotte, B. and Tremblay, R. (2017), "Long-term behavior and strength of partially encased composite columns with built up shaps", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 29, pp. 141-150.
- [10] Chicoine, T., Tremblay, R. and Massicotte, B. (2016), "Finite element modelling and design of partially encased composite columns", Steel and Composite Structures, Vol. 2, pp. 171-194.
- [11] Chicoine, T., Massicotte, B. and Tremblay, R. (2003), "Long-term behavior and strength of partially encased composite columns made with built-up steel shapes", Journal of Structural Engineering, Vol. 129, pp.141-150.
- [12] Elnashai, A.S., Takanashi, K., Elghazouli, A.Y. and Dowling, P.J. (1991), "Experimental behaviour of partially encased composite beam-columns under cyclic and dynamic loads", Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Vol. 91, pp.259-272.

با لینک عرضی در نرم افزار را نمایش می‌دهد. همچنین نمودارهای قرمز و خاکستری نیز هرکدام به ترتیب بیانگر نمونه‌ی آزمایشگاهی همراه با لینک عرضی و نمونه‌ی شبیه‌سازی شده‌ی فاقد لینک عرضی می‌باشد.



شکل ۲۰- مقایسه ظرفیت نمونه‌ها با بار تئوریک

#### ۷- نتیجه‌گیری

در پژوهش حاضر برخی از خروجی‌ها در قالب مراحل رخ داد مود تسلیم، نمودارهای بار-تغییرمکان و نمودارهای نسبت بار- کرنش و نیز مقایسه با روابط آیین نامه در بخش‌های قبلی ارائه گردید. لذا در ادامه، نتایج مهم تحقیق حاضر بشرح ذیل بیان می‌گردد.

۱- مود تسلیم در نمونه آزمایشگاهی و عددی ابتدا در قالب شروع فرآیند خرابی در لینک‌های عرضی میانی در ستون و سپس ایجاد ترک در امتداد جان در طول نمونه و بلافاصله نمونه دچار کماتش موضعی در بال و در نزدیک تکیه‌گاه گردید. با توجه به این موضوع که کماتش بال قبل از رسیدن نمونه به ظرفیت نهایی خود صورت نگرفت.

۲- نتایج نشان می‌دهد که استفاده از لینک‌های عرضی در اینگونه ستون‌ها ظرفیت باربری نمونه را به میزان ۷ درصد در نمونه آزمایشگاهی و به میزان حدود ۱۰ درصد در نمونه عددی نسبت به نمونه‌ی مشابه فاقد لینک افزایش می‌بخشد. لذا انتظار می‌رود با افزایش تعداد لینک‌ها، کاهش فاصله، افزایش ضخامت این اعضا، این میزان ظرفیت شاهد افزایش بیشتری باشد.

۳- ستون‌های فاقد لینک‌های الصاقی شاهد افت باری به میزان ۱۲ درصد نسبت به بار تئوریک بوده است. این درحالی است که نمونه مشابه آزمایشگاهی همراه با لینک، افت بار ۶ درصدی را نسبت به بار تئوریک تجربه نموده است. همچنین این میزان کاهش بار در نمونه‌ی عددی



- [13] Hunaiti, Y.M. and Abdel Fattah, B. (1994), "Design considerations of partially encased composite columns", Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings, Vol. 104, pp.75-82.
- [14] Muise, J. (2000), "Behaviour of simple framing connections to partially concrete encased H-section columns", Master's Thesis, Dept. of Civil Engineering, University of Toronto, Toronto, Canada.
- [15] Begum, M., Driver, R., and Elwi, A. (2020), "Parametric study on eccentrically-loaded partially encased composite columns under major axis bending", Steel and Composite Structures, Vol. 19, pp. 1299-1319.
- [16] Farooghimehr, S.M. and Ghobadi, M.S. (2019), "Innovative constructional detail of moment resisting connection joined of cruciform columns", Steel and composite structures, Vol. 18, pp. 1322-1334.
- [17] Ebadi Jamkhaneh, M., Kafi, M.A. and Kheyroddin, A. (2019), "Experimental and numerical investigations of partially encased composite columns under axial load", Journal of Structural and Construction Engineering, Vol. 5, pp.58-72.
- [18] Bouchereau, R., and Toupin, J.D. (2003), "Etude du comportement en compression flexion des poteaux mixtes partiellement enrobes", Geological and Mining Engineering report EPMZGCS-2003-03, Dept. Of Civil, Ecol.
- [19] Designer and manufacturer of power plant equipment, Jahankar Esfahan Company.



# طراحی بهینه قاب مهاربندی کمانش تاب مبتنی بر یکنواختی جابجایی نسبی و وزن مصالح مصرفی با استفاده از تحلیل تاریخیچه زمانی غیر خطی

روح الله شیرجانی<sup>۱</sup>، سید علی رضوی طباطبائی<sup>۲\*</sup>

۱- دانش‌آموخته کارشناسی ارشد، مهندسی عمران گرایش سازه، دانشگاه علم و فرهنگ

۲- استادیار، مهندسی عمران، دانشگاه علم و فرهنگ

\*تهران، صندوق پستی ۱۳۱۴۵۸۷۱، s.alirazavi@gmail.com

## چکیده

مهاربندهای کمانش تاب یکی از سیستم‌های نوین مقاوم لرزه‌ای می‌باشند. سطح مقطع هسته و طول مهاربند کمانش تاب از مهم‌ترین مشخصه‌ی این مهاربندها می‌باشد که در هزینه تولید آن تأثیر مستقیم دارد. با کاهش سطح مقطع مهاربندهای کمانش تاب، تقاضای ناشی از ظرفیت مهاربندها کاهش یافته و ابعاد تیرها و ستون‌ها نیز کاهش می‌یابد. هدف از این تحقیق، بهینه‌سازی وزن سازه، وزن مهاربندهای کمانش تاب با حفظ یکنواختی جابجایی‌های نسبی سازه در طبقات به وسیله تغییر سطح مقطع هسته و طول مهاربندهای کمانش تاب در ارتفاع سازه می‌باشد. بهینه‌سازی بر اساس نتایج حاصل از تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی قاب‌ها انجام می‌گیرد. تحلیل تاریخیچه زمانی قاب‌های مورد مطالعه تحت هفت رکورد زلزله در نرم افزار OpenSees انجام شده است. به این منظور تابع هدف و قیود موردنظر در الگوریتم‌های NSGA\_II، MOPSO، MOEA\_D، PESA\_II، SPEA\_II و تعریف شده است و نتایج بهینه‌سازی نشان داده است که برای هر سه تابع هدف وزن سازه، وزن مهاربند کمانش تاب و یکنواختی جابجایی نسبی مقادیر بهینه‌سازی با درصد‌های بالایی عملکرد سازه را بهینه کردند، به طوری که در مورد وزن مهاربند کمانش تاب ضمن حفظ توزیع یکنواخت جابجایی نسبی، در برخی موارد در سازه‌های ۶ طبقه مورد بررسی تا حدود ۵۰ درصد امکان کاهش وزن مهاربند وجود دارد.

## واژگان کلیدی

بهینه‌سازی چندهدفه، مهاربندهای کمانش تاب، طراحی بهینه، تحلیل تاریخیچه زمانی، تغییر مکان جانبی نسبی

## Optimum design of BRB frame based on drift uniformity and material weight using nonlinear time history analysis

R. Shirjani, S.A. Razavi

### Abstract

Buckling-Restrained Braces (BRBs) are one of the new seismic resistant systems. The cross-sectional area and length of the BRB brace is one of the most important characteristics of these braces that directly affects the cost of BRB frames. Since beams, columns, and connections are designed for the maximum forces developed in BRB, the decrease in cross-sectional area of the BRBs decreases the steel consumption in the whole structure. The main purpose of this study is to optimize the weight of the structure, BRBs weight while uniforming the drift profile by changing the cross-sectional area and the length of the BRBs using genetic algorithms and other multi-objective optimization algorithms. Optimization is based on the results of nonlinear time history analysis under seven earthquake records using OpenSees software. For this purpose, the objective function and constraints were defined in the genetic algorithm NSGA\_II, MOPSO, MOEA\_D, PESA\_II, SPEA\_II, and the initial population produced was entered as the initial cross-sectional area and length of the braces in the Opensees software. The optimization results show that for all three objective functions, the optimization values with high percentages of structural performance were optimized in such a way that the weight of BRB can be decreased up to about 50%.

### Keywords

Multi-objective optimization, Buckling-restrained brace, Optimum design, Time history analysis, Inter-story drift

بهینه‌سازی یک فعالیت مهم و تعیین‌کننده در طراحی سازه می‌باشد. طراحان زمانی قادر خواهند بود مدل‌های بهتری طراحی کنند که بتوانند با روش‌های بهینه‌سازی در صرف زمان و هزینه‌ی طراحی صرفه‌جویی نمایند. بسیاری از مسائل بهینه‌سازی در مهندسی، طبیعتاً پیچیده‌تر و مشکل‌تر از آن هستند که با روش‌های مرسوم بهینه‌سازی نظیر روش برنامه‌ریزی خطی و نظایر آن قابل حل باشند. از جمله راه‌حل‌های موجود در برخورد با این‌گونه مسائل، استفاده از الگوریتم‌های تکاملی است. علاوه بر این، هدف از بهینه‌سازی یافتن بهترین جواب قابل قبول، با توجه به محدودیت‌های مسئله است. برای یک مسئله، ممکن است جواب‌های مختلفی موجود باشد که برای مقایسه‌ی آن‌ها و انتخاب جواب بهینه تابعی به نام تابع هدف تعریف می‌شود.

محققان زیادی طراحی لرزه‌ای بهینه‌ی ساختمان‌ها را هدف کار خود قرار دادند. تحقیقات گوناگونی با استفاده از تکنیک‌های بهینه‌سازی انجام شده است، که در ادامه به تعدادی از آن‌ها اشاره می‌شود.

**Khosravian** و **Hosseini** در تحقیقی با استفاده از الگوریتم ژنتیک، طرحی بهینه برای میراگرهای TADAS ارائه نمودند [۱]. در این تحقیق به بهینه نمودن تعداد پره‌های میراگر TADAS، پارامترهای فیزیکی آن و همچنین محل قرارگیری آن در ارتفاع سازه پرداخته شده است. **Katebi** و **Tehranizadeh** به منظور توزیع مناسب مقاومت و سختی برای استفاده‌ی بهینه از ظرفیت ساختمان‌های بتنی از الگوریتم ژنتیک چندهدفه‌ی NSGA-II استفاده کردند [۲]. **Xu** و همکارانش روشی برای بهینه‌سازی چندهدفه‌ی سازه‌های خمشی فولادی بر پایه‌ی مفاهیم طراحی بر اساس عملکرد ارائه نمودند. الگوریتم بهینه‌سازی انتخابی توسط آن‌ها دوهدفه بوده که یکی بیان‌کننده‌ی هزینه و دیگری بیان‌کننده‌ی خسارت وارده و نحوه‌ی عملکرد سازه حین زلزله می‌باشد [۳]. **Lagaros** و همکارانش طراحی بهینه‌ی قاب‌های خمشی فولادی را با در نظر گرفتن دو آنالیز خطی و غیرخطی تاریخچه‌ی زمانی بررسی کردند [۴]. **Ohsaki** و همکارانش به حداقل نمودن فولاد مصرفی در قاب‌های خمشی فولادی و افزایش اتلاف انرژی پلاستیک در سطح عملکرد خرابی کامل پرداختند و برای این منظور از تحلیل تاریخچه‌ی زمانی و یک فرمولاسیون چندهدفه استفاده کردند [۵].

**Balling** و همکارانش قاب‌های مهاربندی کمانش تاب (BRBF) با ارتفاع کم را با استفاده از آنالیز تاریخچه‌ی زمانی، بهینه و نتایج طراحی را با نتایج حاصل از پروسه‌ی آنالیز

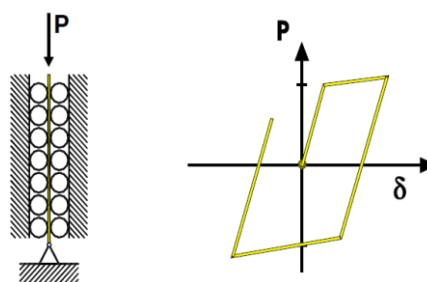
استاتیکی خطی مقایسه نمودند [۶]. **Oxborrow** و **Richards** طی یک تحقیق با استفاده از الگوریتم ژنتیک و آنالیز غیرخطی تاریخچه‌ی زمانی توزیع بهینه‌ای از مقاومت را در قاب‌های BRBF بلند ارائه دادند؛ به طوریکه علاوه بر دست یافتن به سطح مقطع‌های حداقل، قیود تغییرمکان جانبی نسبی مجاز طبقات و شکل پذیری تأمین گردد. این محققین قاب‌های ۳، ۶، ۹، ۱۲ و ۱۸ طبقه‌ی مهاربندی شده‌ی فولادی را جهت صحت‌سنجی مورد مطالعه قرار دادند. در قاب‌های سه و شش طبقه سطح مقطع مهاربندها از بالا به پایین افزایش می‌یابد و در قاب‌های ۹ و ۱۲ طبقه توزیع سطح مقطع بر اساس تغییر مکان جانبی نسبی طبقات یکسان در طبقات صورت گرفته است ولی در قاب ۱۸ طبقه توزیع معنادار و مشخصی برای مساحت مهاربندها جهت یکسان شدن تغییری مکان جانبی نسبی طبقات یافت نشد [۷].

**Farhat** و همکارانش در تحقیقی روی قاب‌های BRBF، دو مسأله‌ی بهینه‌سازی تک هدفه و چندهدفه را با استفاده از الگوریتم ژنتیک حل نمودند. هدف مسأله‌ی تک منظوره بهینه‌یابی هزینه (سطح مقطع مهاربند کمانش تاب) و اهداف مسأله‌ی چندمنظوره، بهینه‌یابی هزینه و آسیب وارد بر سازه می‌باشد. قید مسأله نیز محدود کردن کرنش مهاربند کمانش تاب به کرنش حد گسیختگی است. آن‌ها یک روش سیستماتیک به منظور به دست آوردن مقطع بهینه‌ی مهاربند کمانش تاب جهت مقاوم سازی سازه‌های موجود در برابر زلزله‌های شدید ارائه کردند. بهینه‌یابی بر اساس نتایج تحلیل دینامیکی خطی صورت گرفت. همچنین به منظور بهبود بخشیدن به عملکرد روش معرفی شده، یک روش مقدماتی بر پایه‌ی آنالیز استاتیکی خطی را ارائه نمودند [۸]. **Mousavi** و همکارانش در سال ۲۰۲۱ در پژوهشی تحلیلی به ارائه روش طراحی قاب‌های مهاربندی کمانش تاب بر اساس یکنواختی جابجایی نسبی پرداختند [۹].

امروزه به منظور اتلاف انرژی زلزله، استفاده از میراگرها در سازه‌ها مورد توجه قرار گرفته است. مهاربندهای همگرا یکی از انواع میراگرهای تسلیمی محسوب می‌شوند که بخش زیادی از اتلاف انرژی در این سیستم‌ها توسط تسلیم مهاربند درکشش صورت می‌گیرد. در فشار، پدیده‌ی کمانش قبل از تسلیم، منجر به اتلاف انرژی کمتر، کاهش سختی جانبی قاب، کاهش انرژی جذب‌شده در حلقه‌های هیستریزس<sup>۱</sup> و ناپایداری در یک طبقه و یا کل سازه می‌شود [۱۰ و ۱۱].

مهاربندهای کمانش تاب یک نوع نسبتاً جدید و بهبودیافته از مهاربندهای همگرا هستند با این تفاوت که این مهاربندها هم

در کشش و هم در فشار، در مقاومت تنظیم شده<sup>۲</sup> خود تقریباً به طور مشابه وارد ناحیه‌ی غیر الاستیک می‌شوند (شکل (۱)) [۱۲ و ۱۳]. در این مهاربندها هسته نقش باربری محوری و غلاف فولادی و ماده پرکننده (گروت یا بتن) درون آن نقش عامل مقید کردن کمانش هسته را ایفا می‌کند. از آنجاکه هسته فولادی در برابر کمانش مقاوم است، تنها کرنش‌های محوری یکنواخت را تحمل می‌کند و مفاصل پلاستیک کمانشی، در مهاربند کمانش تاب شکل نمی‌گیرند [۱۳] ایده‌ی مهاربندهای کمانش تاب برای اولین بار در ژاپن به شکل تعبیه‌ی هسته فولادی بین پانل‌های بتنی و همچنین تعبیه‌ی آن در مقطع توخالی (غلاف) پر شده با بتن مطرح شد و امروزه به عنوان یکی از سیستم‌های مناسب لرزه‌ای، شناخته شده هستند. هدفی که در این تحقیق دنبال می‌شود رسیدن به یک طرح بهینه برای سطح مقطع و طول مهاربندهای کمانش تاب در ارتفاع سازه در عین تأمین قیود مورد نظر نظیر تأمین تغییر مکان جانبی مجاز، جلوگیری از بروز خستگی کم چرخه و یکنواخت نمودن جابجایی نسبی می‌باشد. این هدف با استفاده از الگوریتم‌های چند هدفه NSGA\_II, MOPSO, SPEA2, PESA\_II, MOEA\_D محقق شده است.



شکل ۱- مکانیسم رفتاری مهاربندهای کمانش تاب [۱۳]

ژن‌های ضعیف‌تر از بین می‌روند. به عبارت دیگر نتیجه عملیات متقابل ژن‌ها و کروموزوم‌ها باقی ماندن موجودات اصلح و برتر است. الگوریتم ژنتیک نیز بر همین اساس بهترین پاسخ بهینه‌سازی را می‌یابد، در این تحقیق از الگوریتم‌های فراابتکاری<sup>۶</sup> چندهدفه SPEA2, PESA\_II, MOEA\_D, MOPSO و NSGA\_II نیز استفاده شده است.

تحقیق‌های بسیاری در زمینه طراحی به همراه بهینه‌سازی انجام شده است، اما اکثر آنان بهینه‌سازی‌های تک هدفه بوده‌اند و یا از روش‌های شناخته شده استفاده نکرده‌اند.

در بسیاری از تحقیق‌های انجام گرفته با استفاده از بعضی از فرمول‌های بنیادین مهندسی روش‌هایی سخت و پیچیده استفاده شده است که ترکیب آن روش‌ها یا الگوریتم‌های بهینه‌سازی (به خصوص چند هدفه) سخت و دشوار است.

در این تحقیق سعی شده است تا طراحی بهینه سازه با روشی صورت گیرد که امروزه در دسترس طراحان و مهندسان سازه قرار دارد و در عوض از این قابلیت که تغییر در طول و مساحت مهاربند موجب تغییر در اندازه مقطع تیر و ستون‌ها می‌شود، استفاده کرد. بدین ترتیب برای تمام طبقات یک سازه ممکن است ابعادی جدا گانه برای مهاربند کمانش تاب استفاده نمود. اگر برای هر طبقه مهاربند کمانش تاب ابعادی جداگانه لحاظ شود، تعداد حالات طراحی ممکن است تا چند میلیون هم پیش برود. لذا از الگوریتم‌های چندهدفه برای کاهش این تعداد تا چند هزار و برای افزایش سرعت آنالیز از همگام سازی برنامه‌های OpenSees و Matlab در استفاده شده است تا بهترین جواب‌ها بر اساس توابع هدف انتخاب شود.

به این ترتیب در نهایت برای یک سازه مجموعه‌ای از بهترین جواب‌ها وجود خواهد داشت که در هر کدام از توابع هدف، بهترین حالت است.

#### ۱-۱- اهداف تحقیق

از آنجاکه عامل کنترل‌کننده‌ی هزینه‌ی قاب‌های مهاربندی شده با مهاربند کمانش تاب سطح مقطع هسته‌ی آن‌ها و طول آن‌ها می‌باشد، هدف اصلی در این تحقیق، بهینه کردن سطح مقطع هسته این مهاربندها و طول آن‌ها در ارتفاع قاب‌های دوبعدی بوده به نحوی که در تمام طبقات از توزیع جابجایی نسبی یکنواخت استفاده شود که تمام این اهداف تحت سه تابع هدف وزن مهاربند، وزن کل سازه بدون وزن مهاربند و میزان تخطی سازه از پیوستگی جابجایی نسبی در ارتفاع سازه (توزیع جابجایی نسبی یکنواخت) پیاده سازی شده است. در روند

الگوریتم ژنتیک روش بهینه‌سازی الهام گرفته از طبیعت جاندار است که می‌توان در طبقه‌بندی روش‌های بهینه‌سازی، از آن به عنوان یک الگوریتم تکاملی<sup>۳</sup> از مجموع الگوریتم‌های جستجوی تصادفی هدایت شده یاد کرد. این الگوریتم، الگوریتمی مبتنی بر تکرار است و اصول اولیه آن از علم ژنتیک اقتباس گردیده است. علم ژنتیک، علمی است که درباره چگونگی توارث و انتقال صفات بیولوژیکی از نسلی به نسل بعد صحبت می‌کند. عامل اصلی انتقال صفات بیولوژیکی در موجودات زنده کروموزوم‌ها<sup>۴</sup> و ژن‌ها<sup>۵</sup> است و نحوه عملکرد آن‌ها به گونه‌ای است که در نهایت ژن‌ها و کروموزوم‌های برتر و قوی مانده و

مسائل چندهدفه با رویکرد پرتو از دسته مسائل پیچیده‌تر در حل مسائل چندهدفه می‌باشند. علت این است که معمولاً جواب بهینه خاصی برای این روش‌ها به دست نمی‌آید [۱۴].

برای انجام مقایسه‌های مناسب در بهینه‌سازی چندهدفه از مفهوم غلبه استفاده می‌شود. بدین صورت که فرض کنید  $F$  فضای موجه مسأله باشد و  $(x_2, x_1) \in F$  دو جواب از این مسأله باشد، می‌گوییم  $x_1$  بر  $x_2$  غالب است (یا  $x_2$  مغلوب  $x_1$  است) اگر و فقط اگر،  $x_1$  نسبت به  $x_2$  در هیچ‌کدام از اهداف بدتر نباشد ( $f_i(x_1) \leq f_i(x_2) \forall i \in \{1, 2, \dots, m\}$ ) و  $x_1$  نسبت به  $x_2$  حداقل در یکی از اهداف اکیداً بهتر باشد ( $f_i(x_1) < f_i(x_2)$ ). به عبارت دیگر حل‌های نامغلوب حل‌هایی هستند که جواب‌های دیگر را پوشش می‌دهند ولی خودشان توسط حل‌های دیگر پوشش داده نمی‌شوند. حال با توجه به این مفهوم دو عملگر به الگوریتم‌های تک هدفه اضافه شده و به الگوریتم‌های چندهدفه شهرت یافته‌اند، که این دو عملگر مرتب‌سازی سریع پاسخ‌های نامغلوب<sup>۱۰</sup> و فاصله ازدحامی<sup>۱۱</sup> می‌باشند [۱۴].

در این تحقیق از الگوریتم‌های فراابتکاری چندهدفه NSGA-II، MOPSO، MOEA-D، PESA-II، SPEA2 نیز استفاده شده است، هر کدام از این الگوریتم‌ها بهترین جواب‌ها را به روشی خاص انتخاب می‌کند که در قسمت مقدمه به توضیح روش الگوریتم ژنتیک پرداخته شده است.

الگوریتم SPEA-II الگوریتم کارایی است که از یک آرشیو خارجی<sup>۱۲</sup> برای ذخیره‌ی پاسخ‌های غیرتعیین‌کننده که در طی جست‌وجوی الگوریتم یافت می‌شود، استفاده می‌کند.

یکی از شناخته‌ترین الگوریتم‌های چندهدفه، نسخه‌ی دوم الگوریتم چندهدفه‌ی پرتو<sup>۱۳</sup> (PESA-II) است که در آن برای تولید پاسخ‌های جدید از عملگرهای الگوریتم ژنتیک استفاده می‌شود.

الگوریتم بهینه‌سازی چندهدفه ازدحام ذرات (MOPSO) توسط Coello در سال ۲۰۰۴ معرفی گردید [۱۵]. در واقع این الگوریتم تعمیمی است از الگوریتم بهینه‌سازی ازدحام ذرات (PSO) که برای حل مثال چندهدفه بکار می‌رود. در الگوریتم MOPSO یک مفهومی به نام آرشیو یا مخزن<sup>۱۴</sup> نسبت به الگوریتم PSO اضافه شده است که به تالار مشاهیر<sup>۱۵</sup> نیز معروف است. انتخاب بهترین جواب کلی و بهترین خاطره شخصی برای هر ذره گام مهم و اساسی در الگوریتم بهینه‌سازی چندهدفه ازدحام ذرات است.

الگوریتم MOEA-D<sup>۱۶</sup> که در سال ۲۰۰۷ توسط Li و Zhang [۱۶] توسعه داده شد، مسأله چندهدفه را به تعدادی زیرمسأله

بهینه‌سازی معیار خسارت به علت خستگی کم چرخه<sup>۱۷</sup> نیز کنترل شده تا از عدم گسیختگی مهاربندها اطمینان حاصل شود.

برای رسیدن به توزیع بهینه، الگوریتم ژنتیک و الگوریتم‌های فراابتکاری در MATLAB انجام شد و تحلیل‌های انجام‌گرفته روی قاب‌های مورد مطالعه، تحلیل دینامیکی غیرخطی تحت هفت شتاب‌نگاشت به منظور افزایش دقت انجام شده است و به منظور بالا رفتن سرعت تحلیل‌های غیرخطی از نرم‌افزار OpenSees استفاده شد. به منظور انجام تحقیق ارتباطی بین دو نرم‌افزار OpenSees و MATLAB برقرار شد به نحوی که برنامه MATLAB بتواند کاملاً به صورت خودکار تحلیل نتایج حاصل از آنالیز سازه توسط OpenSees را بررسی و دستورات لازم جهت طراحی سازه را به برنامه OpenSees بدهد.

## ۲- بهینه‌سازی چندهدفه

امروزه بسیاری از مسائل کاربردی در جهان واقعی را مسائل بهینه‌سازی ترکیباتی چندهدفه تشکیل می‌دهند که اهداف در تضاد با یکدیگر بوده و بهبود در یک هدف باعث بهتر شدن هدف دیگر نمی‌شود. اکثر مطالعات در زمینه‌ی مثال تولید-توزیع در زنجیره تأمین به صورت تک معیار و یا تک هدفه بررسی شده است در حالی که یک هدف یا معیار در مسائل کاربردی واقعی و عملی کافی نمی‌باشد. بدین ترتیب بهینه‌سازی چندهدفه نه تنها به دلیل ماهیت چندهدفه مثال دنیای واقعی، بلکه به دلیل اینکه هنوز سؤالات بدون جواب متعددی در این زمینه وجود دارد، می‌تواند از جمله تحقیقات مهم تلقی شود.

در مثال بهینه‌سازی تک هدفه، با بهینه ساختن تابع هدف الگوریتم به پایان می‌رسد اما در مسائل چندهدفه بهینه‌سازی هم‌زمان چند تابع هدف کار سخت و زمان‌بری است و در اغلب این‌گونه مسائل تعدادی جواب قابل قبول بر اساس معیارهای نامغلوبی به دست می‌آید؛ بنابراین جواب نهایی به شکل دسته‌ای از جواب‌ها<sup>۱۸</sup> است که نماینده موازنه‌ای<sup>۱۹</sup> از توابع هدف مختلف مسأله است. در نهایت یکی از جواب‌ها به عنوان جواب مرجع توسط تصمیم‌گیرنده انتخاب می‌شود، یک مسأله بهینه‌سازی چندهدفه کلی را می‌توان به صورت رابطه (۱) تعریف کرد:

$$f(x) = [f_1(x), f_2(x), \dots, f_q(x)] \quad (1)$$

$$\text{Subject: } x \in X$$

که  $X \subseteq R^q$  فضای حل موجه مسأله و  $x = \{x_1, x_2, \dots, x_p\}$  مجموعه متغیرهای تصمیم در فضای  $p$  بعدی است. از بین این مجموعه حل‌های متناهی حل مناسب جواب‌هایی خواهد بود که عملکرد قابل قبولی را نسبت به همه اهداف داشته باشد. حل



جدول ۱- پارامترهای سیستم باربر لرزه‌ای

پارامتر	مقدار	مرجع
ارتفاع ساختمان	۱۸ متر و ۳۰ متر	-
محل سازه	تهران	-
شتاب مبنای طرح (A)	۰/۳۵	استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم)
نوع خاک	II	استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم)
کاربری	مسکونی و اداری	-
ضریب اهمیت	۱	استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم)
سیستم باربر لرزه‌ای	BRBF با اتصالات ساده‌ی تیر-ستون	استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم)
ضریب رفتار (R)	۷	استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم)
Cd	۵/۵	استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم)

#### ۴- مدل‌سازی غیرخطی سازه

جهت مدل‌سازی و تحلیل غیرخطی سازه از نرم‌افزار OpenSees که یک نرم‌افزار کدباز<sup>۱۷</sup> می‌باشد استفاده گردید. مدل‌سازی مهاربندها با استفاده از المان تیرستون غیرخطی<sup>۱۸</sup> و سطح مقطع فایبری یا رشته‌ای<sup>۱۹</sup> انجام گرفته است. در روش فایبری سطح مقطع موردنظر به المان‌های کوچکی تقسیم می‌شود و با اختصاص ماده دلخواه به هر یک از المان‌ها، می‌توان به جای فرض فرآیند پلاستیک شدن در نقاط خاصی از سازه (مانند فرض مفصل خمشی در وسط یا دو سر تیر)، پلاستیک شدن را به صورت توزیع یافته در همه طول المان در نظر گرفت که موجب افزایش دقت مدل‌سازی می‌گردد [۱۸].

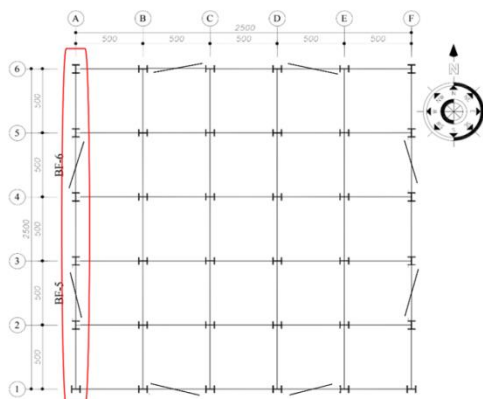
همانطور که در بخش‌های قبلی توضیح داده شد تیرها و ستون‌های دهانه‌ی مهاربندی‌شده‌ی مهاربند کماتش تاب باید به اندازه‌ی کافی مقاوم باشند تا در زمان تسلیم مهاربندها در طول زلزله همچنان الاستیک باقی بمانند و وارد ناحیه‌ی غیر ارتجاعی نشوند؛ بنابراین اختصاص المان تیرستون الاستیک<sup>۲۰</sup> به تیرها و ستون‌ها کافی است و سرعت تحلیل‌های غیرخطی نیز کاهش می‌یابد ولی به منظور کنترل رفتار این المان‌ها و اطلاع از اینکه وارد ناحیه‌ی غیرخطی شده‌اند یا نه از المان تیرستون غیرخطی استفاده شده است. در هر دو سازه، قاب محور A جهت تحلیل دویعدی غیرخطی و بهینه‌سازی در نظر گرفته شده است.

رابطه تنش- کرنش مقاطع فولادی با استفاده از مصالح Steel02 در نرم‌افزار OpenSees شبیه‌سازی شده است. این

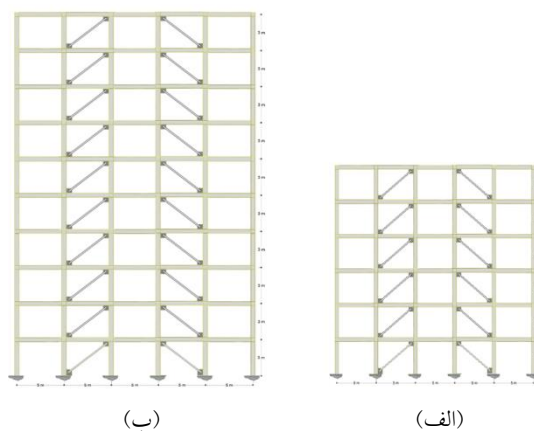
بهینه‌سازی اسکالر (تک هدفه) تجزیه می‌کند و آن‌ها را هم‌زمان بهینه می‌نماید. در این روش یک بردار وزن برای هر زیرمسئله تعریف می‌شود و توابع هدف با استفاده از این بردار وزن در غالب یک تابع هدف کلی تجمع می‌شود.

#### ۳- هندسه سازه

سازه‌ی انتخاب شده از مرجع [۱۷] می‌باشد که به عنوان یک ساختمان نمونه شامل اتصالات مفصلی و واقع در تهران با خاک نوع II می‌باشد و طراحی آن با استفاده از استاندارد ۲۸۰۰ زلزله (ویرایش چهارم) و مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان (۱۳۹۲) انجام شده است. در شکل (۲) قاب محور A که جهت مدل‌سازی غیرخطی و بهینه‌سازی سطح مقطع مهاربندها مورد استفاده قرار می‌گیرد، نمایش داده شده است. ارتفاع هر طبقه ۳ متر و طول هر دهانه ۵ متر است. بهینه‌سازی برای دو سازه ۶ و ۱۰ طبقه که نمای آن به ترتیب در شکل (۳-الف و ب) نشان داده شده‌اند به صورت دویعدی انجام خواهد گرفت، همچنین در جدول (۱) پارامترهای سیستم باربر لرزه‌ای آورده شده است.



شکل ۲- پلان قاب مهاربندی شده [۱۷]



شکل ۳- نمای قاب ۶ و ۱۰ طبقه

انتخاب گردد؛ بنابراین در این تحقیق هفت زوج شتاب‌نگاشت مورد استفاده قرار گرفته است تا بتوان پاسخ‌های میانگین آن‌ها را در فرآیند بهینه‌سازی مورد استفاده قرارداد.

#### ۴-۲- رکوردهای مورد استفاده

به منظور انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی برای محاسبه پاسخ‌ها از هفت رکورد شامل رکوردهای ناهانی<sup>۲۲</sup>، لوما<sup>۲۳</sup>، کیپ مندسینو<sup>۲۴</sup>، نورث ریج<sup>۲۵</sup>، چیچی<sup>۲۶</sup>، ایرپنیا<sup>۲۷</sup>، لوما پریتا<sup>۲۸</sup> استفاده گردیده است تا بتوان پاسخ‌های میانگین آن‌ها را مورد استفاده قرارداد. رکوردها از بین مجموعه رکوردهای ارائه شده در PEER انتخاب شدند. در جدول (۲) مشخصات رکوردهای انتخابی نشان داده شده است و شکل (۴) نیز نمودار طیف پاسخ شتاب رکوردهای انتخابی را نشان می‌دهد. روش مقیاس بر اساس روش پیشنهاد شده در استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم) [۱۹] انجام شده است.

در شکل (۵) میانگین طیف پاسخ شتاب رکوردهای انتخابی نشان داده شده است.

#### ۵- فرآیند بهینه‌سازی

هدف از بهینه‌سازی در این تحقیق، حداقل نمودن طول و سطح مقطع مهاربندهای کمانش تاب با رعایت قیود تعریف شده می‌باشد. برای محاسبه و کنترل قیود مورد نظر از نتایج میانگین حاصل از تحلیل غیرخطی قاب‌ها تحت هفت زلزله توسط نرم‌افزار OpenSees در الگوریتم بهینه‌سازی کد نویسی شده در MATLAB استفاده شده است. برای این منظور لازم بود ارتباطی بین دو نرم‌افزار OpenSees و MATLAB برقرار گردد تا نتایج تحلیل غیرخطی در OpenSees به عنوان ورودی الگوریتم بهینه‌سازی، مورد استفاده قرار گیرد و برعکس، یعنی مقاطع تولید شده توسط الگوریتم بهینه‌سازی نیز در OpenSees مورد استفاده قرار گیرد. در ادامه جریان این فرآیند ارائه شده است.

مصالح رفتار چرخه‌ای را به خوبی تقریب می‌زنند و سخت‌شوندگی کرنشی را به صورت کینماتیک در نظر می‌گیرد.

پارامترهای مورد نیاز برای تعیین رفتار مصالح Steel02 عبارت‌اند از  $F_y$ : تنش تسلیم،  $E$ : سختی الاستیک اولیه،  $b$  نسبت سخت‌شوندگی کرنشی و  $R$ : میزان انحنا در محل تلاقی دو خط نمودار. تنش تسلیم هسته فولادی مهاربندهای کمانش تاب و تیرها و ستون‌ها به ترتیب برابر ۲۶۲۰ و ۲۴۰۰ کیلوگرم بر سانتی‌مترمربع در نظر گرفته شده‌اند. به منظور خروجی گرفتن خستگی کم چرخه از مهاربندهای کمانش تاب مدل شده در OpenSees جهت کنترل معیار خسارت، از مصالح Fatigue استفاده شده است. این مصالح توسط  $Uriz$  تعریف گردیده که تأثیر خستگی کم چرخه را در مدل در نظر می‌گیرد. این مصالح بر اساس خسارت تجمعی ماینر و روابط کافین-مانسون معیار خسارت را در مهاربندها محاسبه می‌کند و همچنین در این مصالح یک مدل اصلاح‌شده‌ی شمارنده‌ی رین فلو<sup>۲۱</sup> به منظور شمارش تعداد چرخه‌ها که پیش‌از این شرح داده شده بود، به کار گرفته شده است و به مصالح Steel02 اختصاص داده می‌شود. پارامترهای مورد نیاز جهت تعریف این مصالح، تنش تسلیم فولاد مقطع و همچنین دو مقدار  $m$  و  $E0$  که به ترتیب بیانگر شیب منحنی کافین-مانسون در فضای لگاریتمی و مقدار کرنش در حلقه‌های که منجر به شکست می‌شود، می‌باشند.

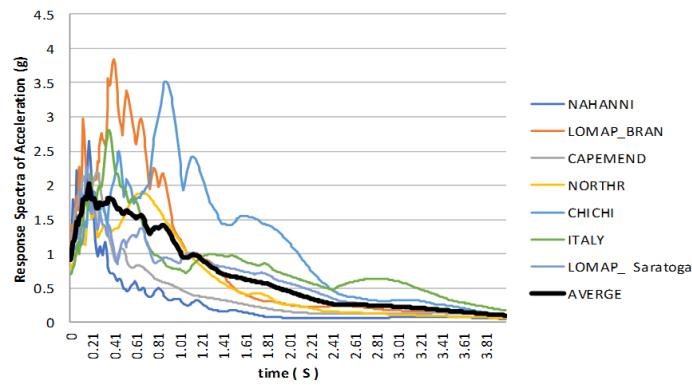
#### ۴-۱- تحلیل تاریخی‌چهی زمانی

تحلیل دینامیکی غیرخطی روی قاب مورد بحث در دو سازه‌ی ۶ و ۱۰ طبقه انجام شد. طبق آیین‌نامه ۲۸۰۰ شتاب‌نگاشت‌هایی که در تعیین اثر حرکت زمین مورد استفاده قرار می‌گیرند باید تا حد امکان نمایانگر حرکت واقعی زمین در محل احداث بنا، در هنگام وقوع زلزله، باشند که برای نیل به این هدف لازم است حداقل هفت زوج شتاب‌نگاشت متعلق به مؤلفه‌های افقی هفت زلزله‌ی مختلف ثبت شده با مشخصات مذکور در همین آیین‌نامه

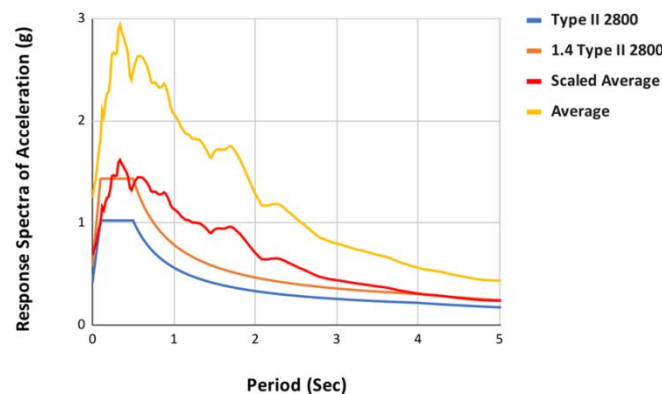
جدول ۲- مشخصات رکوردهای زلزله

نام زلزله	ایستگاه ثبت	سال	مقدار	Mechanism	Epicentral dist. (Km)(Rjb)	نوع خاک
ناهانی	Site 1	۱۹۸۵	۶/۷۶	Reverse	۲/۴۸	II
لوما	BRAN	۱۹۸۹	۶/۹۳	Reverse Oblique	۳/۸۵	II
کیپ مندسینو	Cape Mendocino	۱۹۹۲	۷/۰۱	Reverse	۰/۰۰	II
نورث ریج	LA - Sepulveda VA Hospital	۱۹۹۴	۶/۶۹	Reverse	۰/۰۰	II
چیچی	TCU084	۱۹۹۹	۷/۶۲	Reverse Oblique	۰/۰۰	II
ایرپنیا	Sturto (STN)	۱۹۸۰	۶/۹۰	Normal	۶/۷۸	II
لوما پریتا	Saratoga - Aloha Ave	۱۹۸۹	۶/۹۳	Reverse Oblique	۷/۵۸	II





شکل ۴- طیف پاسخ شتاب رکوردها و میانگین آنها



شکل ۵- مقیاس نمودن طیف پاسخ متوسط زلزله‌ها با طیف پاسخ خاک II

جدول ۳- پارامترهای مورداستفاده در الگوریتم فراابتکاری به منظور

بهینه‌سازی

تعداد گام بهینه‌سازی (نسل)	اندازه جمعیت	تعداد متغیرهای طراحی	الگوریتم	قاب
۱۰۰	۳۰	۱۲	NSGA_II	۶ طبقه
۱۰۰	۵۰	۱۲	SPEA2	۶ طبقه
۱۰۰	۲۵	۱۲	PESA_II	۶ طبقه
۱۰۰	۳۰۰	۱۲	MOPSO	۶ طبقه
۱۰۰	۲۵	۱۲	MOEA_D	۶ طبقه
۱۰۰	۳۰	۲۴	NSGA_II	۱۰ طبقه
۱۰۰	۵۰	۲۴	SPEA2	۱۰ طبقه
۱۰۰	۲۵	۲۴	PESA_II	۱۰ طبقه
۱۰۰	۳۰۰	۲۴	MOPSO	۱۰ طبقه
۱۰۰	۲۵	۲۴	MOEA_D	۱۰ طبقه

### ۱-۵- فرمول‌بندی مسأله‌ی بهینه‌سازی

بهینه‌سازی مقادیر بهینه‌ی متغیرهای طراحی را جستجو می‌کند بطوریکه بهترین خروجی برای تابع هدف داده‌شده باشد و معیارهای آیین‌نامه و نظرات طراح (قیود) را تأمین نماید. مقدار بهینه می‌تواند مقدار کمینه یا بیشینه‌ی تابع موردنظر باشد. در این تحقیق مقدار کمینه‌ی تابع هدف، پاسخ مسأله‌ی بهینه‌سازی مطرح شده می‌باشد. به منظور استفاده از الگوریتم فراابتکاری SPEA2، MOEA\_D، PESA\_II و NSGA\_II MOPSO در فرآیند بهینه‌سازی پارامترهای موردنیاز در این الگوریتم در جدول (۳) نشان داده شده است.

### ۲-۵- متغیرهای طراحی

مهاربندهای کمانش‌تاب، تحت زلزله، هم در کشش و هم در فشار تسلیم می‌شوند و این ویژگی مهاربندهای کمانش‌تاب است که باعث کارایی بهتر این مهاربندها نسبت به مهاربندهای معمولی شده است. تغییر در سطح مقطع، طول و ویژگی مصالح

شد، نقطه‌ی انتهایی برای عملکرد مهاربندهای کمانش تاب در برابر بارهای لرزه‌ای، گسیختگی به علت خستگی کم چرخه هست. با توجه به توضیحات ارائه‌شده، قیدی جهت کنترل معیار خسارت در اثر خستگی کم چرخه در نظر گرفته شده است. با توجه به اینکه معیار خسارت برای هر مهاربند طی یک تحلیل تاریخچه‌ی زمانی محاسبه می‌شود، باید معیار خسارت پالمگرن-مایر<sup>۲۹</sup> [۲۳] (FDI<sup>۳۰</sup>) در تمامی مهاربندها طی هر هفت رکورد شتابنگاشت کمتر از یک باشد.

$$FDI = \sum \frac{n_i}{N_{fi}} = \frac{n_1}{N_{f1}} + \frac{n_2}{N_{f2}} + \dots + \frac{n_i}{N_{fi}} \quad (6)$$

که در آن  $n_i$  تعداد سیکل و  $N_{fi}$  عمر خستگی (تعداد چرخه‌های تکرارشونده تا رسیدن به شکست) در هر دامنه‌ی ثابت کرنشی  $i$  می‌باشد. در صورتی که مقدار FDI بزرگ‌تر از یک شود، احتمال شکست وجود دارد.

همچنین قیود جانبی دیگری از جمله میزان حداقل و حداکثر برای عرض مقطع مهاربندها به ترتیب برابر ۱ و ۲۰ سانتی‌متر و حداقل ۳۵ سانتی‌متر طول مهاربند کمانش تاب برای قاب شش طبقه و ده طبقه در نظر گرفته شده است.

همچنین از آنجا که تعداد تحلیل‌ها در بهینه‌سازی‌های فراابتکاری زیاد است و هرکدام از آن‌ها دارای اهمیت جداگانه می‌باشد لذا در برابر کفایت نیروهای برشی و خمشی و محوری برای تیرها و ستون‌ها قیدی در نظر گرفته شده است به این معنی که در هر تحلیل تک‌تک تیرها و ستون‌ها مورد بررسی قرار گرفته و سطح مقطع مناسب آن‌ها از لیست سطح مقطع آماده شده انتخاب خواهد شد.

#### ۵-۴- تابع هدف

تابع هدف که معمولاً به عنوان یک معیار هزینه یا عملکرد شناخته می‌شود بر اساس متغیرهای طراحی تعریف شده و انگیزه‌ی تصمیم‌گیری قلمداد می‌گردد. در طراحی بهینه، بهترین مقدار تابع هدف (کمینه یا بیشینه) به دست می‌آید، بطوری که همه‌ی قیدها تأمین گردند؛ بنابراین انتخاب یک تابع هدف مناسب مهم است. در این تحقیق یک مسأله بهینه‌سازی چند هدفه با تابع هدف مربوط به هزینه تحت بارهای لرزه‌ای حل می‌شود که هدف، حداقل نمودن سطح مقطع و طول مهاربندهای کمانش تاب به وسیله سه تابع هدف که یکی حداقل نمودن وزن مهاربندهای کمانش تاب رابطه (۷) و دیگری حداقل نمودن وزن کل سازه بدون مهاربندهای کمانش تاب رابطه (۸) و دیگری پیوستگی جابجایی نسبی (Drift) در سازه رابطه (۹) است.

مورد استفاده در هسته‌ی مهاربند و محل نصب آن در سازه در میزان تسلیم هسته مهاربند مؤثر است. وزن کل مهاربندها، وزن کل سازه بدون وزن مهاربندها و یکنواختی جابجایی نسبی به عنوان تابع‌های هدف انتخاب می‌شود. ضخامت مقاطع مهاربندها ثابت و برابر ۳ سانتی‌متر فرض شده و متغیر طراحی جهت بهینه‌سازی، عرض مقطع و طول مهاربند در نظر گرفته شده است (رابطه (۲) و (۳)) [۲۰].

$$X = (b_1, b_2, b_3, \dots, b_n) \quad (2)$$

$$L = (l_1, l_2, l_3, \dots, l_n) \quad (3)$$

که در آن  $n$  تعداد طبقات است و  $l_i$  عرض مقطع و  $b_i$  طول مهاربند نام می‌باشد. لازم به ذکر است که برای هر طبقه یک نوع مهاربند در نظر گرفته شده است.

#### ۵-۳- قیود طراحی

در طراحی سازه، متغیرها نمی‌توانند هر مقداری داشته باشند و می‌بایستی بر اساس یک سری از ملزومات و قیود، محدود شوند که به آن‌ها قیود طراحی گفته می‌شود. مهم‌ترین ضرورت در قاب‌های BRBF پس از اتمام زلزله این است که تغییر شکل‌های ماندگار در سازه و میزان آسیب وارد به آن حداقل شود. در این تحقیق تأمین چنین ضرورتی با اعمال قید محدود شدن جابجایی طبقات به مقدار مجاز فرمول (۴). به منظور اعمال تغییر مکان ماندگار سازه، فرض شده است که چنانچه مقدار جابجایی‌های ماندگار از رابطه (۵) کمتر باشد جابجایی ماندگار در محدوده قابل قبول قرار دارد.

$$Allowable\ Drift = 0.02 \quad (4)$$

$$Residual\ Displacement = 0.005\ H \quad (5)$$

$H$  ارتفاع سازه است. همچنین در روابط فوق  $Allowable\ Drift$  جابجایی نسبی طبقه و  $Residual\ Displacement$  مقدار جابجایی ماندگار مجاز است، مقدار تغییر مکان جانبی نسبی طبقات مطابق آیین‌نامه ASCE 7-22 [۲۱] و FEMA450 [۲۲] برابر ۰.۲٪ در نظر گرفته شده است. حداکثر مقدار کرنش مهاربند تنها ملاک برای صحت عملکرد نمونه تا انتهای بارگذاری نمی‌باشد. طبق معیار خسارت تجمعی می‌بایست مجموعه‌ای از خسارت‌های خستگی کم چرخه در چرخه‌های مختلف در نظر گرفته شود تا بتوان با قطعیت بیشتری در مورد عملکرد مطلوب آن اظهار نظر کرد [۲۰]. با توجه به توضیحاتی که پیش‌ازین ارائه



که در آن  $Avg_{Drift}$  میانگین جابجایی نسبی (Drift) کل سازه،  $story_{Drift}$  و  $Drift_{story}$  جابجایی نسبی (Drift) هر طبقه،  $Disp_{story}$  جابجایی ماندگار در هر طبقه،  $H$  ارتفاع سازه و  $W_{Drift}$  و  $W_{Disp}$  ضرایب کاهش دهنده هستند که در قیود ضرب خواهند شد تا مقادیر ترم‌های قیود، غالب بر تابع هدف نگردد.

لازمه به دست آوردن مقادیر تابع هدف گذراندن آن از چندین مرحله است که شامل بررسی کفایت خمشی برشی و نیروی محوری تیرها و ستون‌ها می‌باشد همچنین کفایت جابجایی نسبی در ارتفاع سازه مورد بررسی قرار می‌گیرد و همین‌طور قیودی که در طول این کار باید در نظر گرفته شود تحت بررسی قرار می‌گیرد که مراحل آن توسط شکل (۶) نمایش داده شده است. از آنجاکه اکثر الگوریتم‌های به کار رفته در این تحقیق از سیستم پرتو پشتیبانی می‌کند به این معنی که علاوه بر مقادیر جواب فضای جواب هم مورد بررسی قرار می‌گیرد لذا جواب‌های بی‌نهایت و تهی قابل قبول نمی‌باشند و در روند بهینه‌سازی اختلال ایجاد می‌کند همچنین مقادیر طول و عرض مهاربند باید در محدوده قابل قبول باشد تا در صورت تغییراتی که در نسل‌ها به وجود می‌آید اعداد غیرقابل قبول در شکل هندسه سازه وارد برنامه OpenSees نشود این قیود در برنامه در نظر گرفته شده است تا جواب‌های قابل قبول و منطقی به دست آید.

## ۶- بررسی نتایج حاصل از بهینه‌سازی

بهینه‌سازی توسط الگوریتم‌های فراابتکاری NSGA-II, SPEA2, MOEA\_D, PESA-II و MOPSO انجام خواهد گرفت و نتایج در ادامه توسط نمودارهای سه‌بعدی که هرکدام از محورهای آن نماد یکی از توابع هدف است نشان داده خواهد شد. از آنجا که این تحقیق یک بهینه‌سازی چندهدفه است، لذا اثر هر تابع هدف به صورت هم‌زمان در نظر گرفته می‌شود.

روند کلی کار برای تمام الگوریتم‌های بهینه‌سازی به این صورت است که با ایجاد یک جمعیت اولیه و بررسی آن و با استفاده از فرمول‌ها و روش‌هایی که در هرکدام از الگوریتم‌ها وجود دارد بهترین جواب‌ها انتخاب شده و در نسل‌های بعد از ویژگی‌ها و خصوصیات که در هرکدام از جمعیت‌ها وجود دارد استفاده شده تا بهترین جمعیت‌های جدید به وجود آمده و در تمام این موارد تمام توابع هدف مورد بررسی قرار می‌گیرند. نتایجی که در نمودارها مشاهده می‌شود نمایانگر جمعیت‌های انتخابی در آخرین نسل‌ها و یا بهترین جواب‌ها در طول تمام نسل‌ها بسته به نوع عملکرد الگوریتم می‌باشد، علاوه بر منتخب

$$\text{Minimize } F_1(x) = S_f \left( \rho \sum_{i=1}^n \frac{f_p}{f_d} \{L_i \cdot A_i\} \right) + \rho \sum_{i=1}^n \frac{f_d}{f_p} \{L_i \cdot A_i\} \quad (7)$$

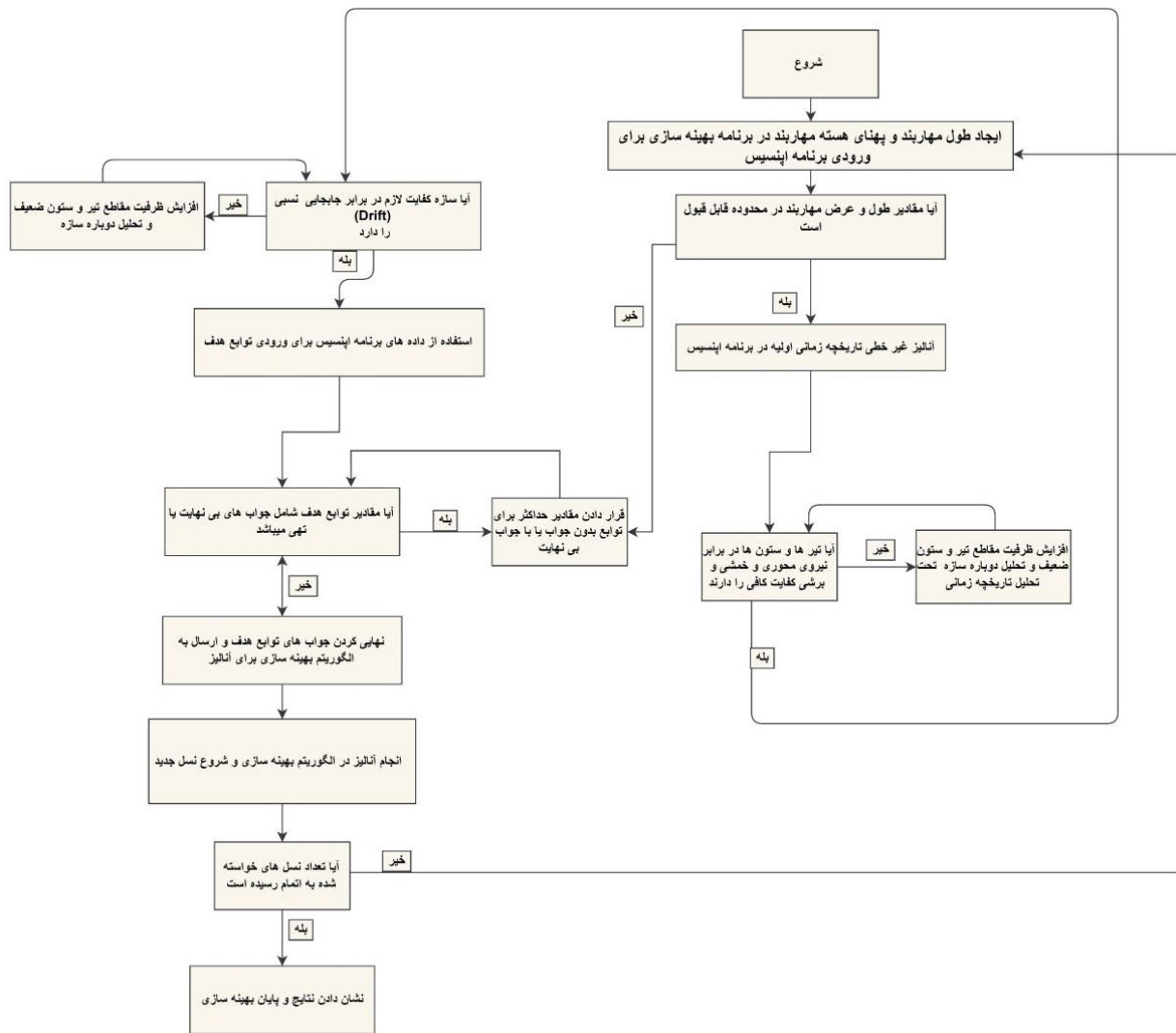
که در آن  $n$  تعداد مهاربندها و  $A$  مساحت هسته مهاربند  $\lambda_m$  و  $L$  طول مهاربند  $\lambda_m$  و  $\rho$  وزن مخصوص فولاد مصرفی برای تیر و ستون‌ها می‌باشد.  $f_p$  نیروی محوری وارده به مهاربند  $\lambda_m$  و  $f_d$  نیروی مقاوم مهاربند  $\lambda_m$  است،  $S_f$  ضریبی برای کنترل خستگی کم چرخه است اگر هرکدام از مهاربندها در اثر خستگی کم چرخه دچار کماتش شود این ضریب تمام تابع هدف مربوط به وزن مهاربند کماتش تاب  $F_1(x)$  را برابر با یک مقدار حداکثری قرار می‌دهد تا در نسل‌های بعد این اتفاق نیفتد. لازم به ذکر است که بسته به این‌که کدام یک از نیروی وارده و یا نیروی مقاوم محوری مهاربند بیشتر باشند فقط یکی از ترم‌های رابطه (۷) محاسبه خواهد شد و دلیل آن این است که به نحوی اثر کم‌تر یا بیشتر از ظرفیت لازم شدن سطح مقطع مهاربند در الگوریتم‌های بهینه‌سازی دیده شود. در اینجا  $f_p$  و  $f_d$  نقش تابع جریمه را دارند، به منظور در نظر گرفتن اثر قیود در تعیین بهترین جمعیت (کمترین مقدار برای تابع هدف)، تابع جریمه‌ای متناسب بافاصله گرفتن قیود از فضای مجاز تصمیم مسأله تعریف شده که به تابع هدف اعمال می‌گردد. با بزرگ شدن مقدار تابع هدف مربوط به یک جمعیت، احتمال انتخاب آن جمعیت به عنوان بهترین جواب کاهش می‌یابد.

$$\text{Minimize } F_2(x) = \rho \sum_{j=1}^n \{L_j \cdot A_j\} \quad (8)$$

که در آن  $n$  تعداد تیرها و ستون‌ها و  $A$  مساحت سطح مقطع تیر و ستون  $\lambda_m$  و  $L$  طول تیر و ستون  $\lambda_m$  و  $\rho$  وزن مخصوص تیر و ستون‌ها می‌باشد. در رابطه (۹) بخش اول رابطه مربوط خود تابع هدف پیوستگی جابجایی نسبی است و بخش دوم و سوم آن به ترتیب توابع جریمه جابجایی نسبی و جابجایی ماندگار از مقادیر مجاز است. این تابع به گونه‌ای است که هرچه مقدار آن کمتر شود پیوستگی جابجایی در سازه بهتر خواهد بود.

$$\text{Minimize } F_3(x) = \sum_{j=1}^n |Avg_{Drift} - story_{Drift}| + W_{Drift} \left( \sum_{j=1}^n |Drift_{story} - 0.02| \right) + W_{Disp} \left( \sum_{j=1}^n |Disp_{story} - 0.005H| \right) \quad (9)$$





شکل ۶- مراحل مختلف به دست آوردن توابع هدف و تأثیر بعضی از قيود در برنامه OpenSees

ضریبی که نقش تابع جریمه را بر عهده دارند، واحد خود را از دست می‌دهند، بنابراین نمی‌توان برای مقدار توابع هدف واحد خاصی در نظر گرفت؛ بلکه باید آنان را با سایر جواب‌های به دست آمده در الگوریتم مقایسه کرد.

هرچه مقدار توابع وزن سازه و وزن مهاربند کمتر باشد، یعنی سازه در همان قسمت وزن کمتری دارد و هرچه مقدار تابع پیوستگی جابجایی نسبی کمتر شود، یعنی پیوستگی جابجایی نسبی در ارتفاع سازه بهتر انجام شده است.

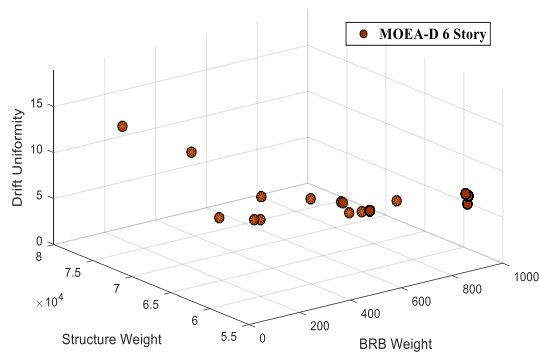
برای مقایسه جواب‌های به دست آمده با روش‌های معمول سازه ارائه شده در این مقاله با طراحی برنامه Etabs مقایسه می‌شود که در بخش‌های بعدی به آن پرداخته شده است.

نتایج بهینه‌سازی برای سازه ۶ طبقه تحت الگوریتم‌های مختلف در شکل‌های (۷) تا (۱۲) نشان داده شده است و با

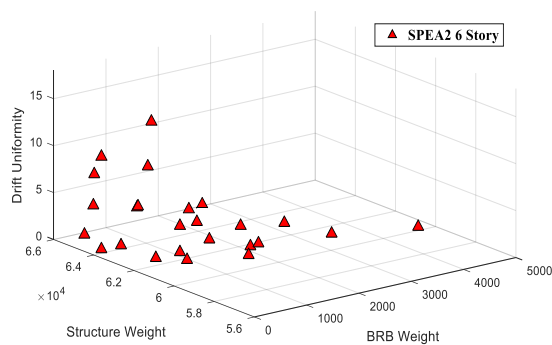
بودن تمام آن‌ها می‌توان روابطی که بین آن‌ها نسبت به هرکدام از توابع هدف وجود دارد را نیز مشاهده کرد. بهینه‌سازی برای دو سازه ۶ و ۱۰ طبقه انجام خواهد گرفت اول نتایج سازه ۶ طبقه و بعد نتایج سازه ۱۰ طبقه و بعد از آن عملکرد هر دو سازه ۶ و ۱۰ طبقه به صورت هم‌زمان در یک نمودار با یکدیگر برای هرکدام از الگوریتم‌ها نشان داده شده است و در نهایت نتایج بهینه‌سازی برای تمام الگوریتم‌ها به صورت هم‌زمان در یک نمودار سه‌بعدی برای هرکدام از سازه‌های ۶ و ۱۰ طبقه نشان داده خواهد شد.

#### ۷- نتایج الگوریتم‌های بهینه‌سازی برای سازه ۶ طبقه

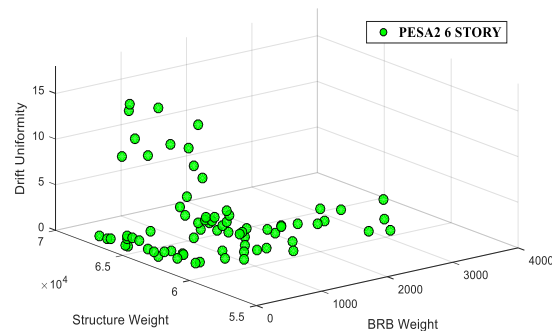
اعداد و نتایجی که از برنامه OpenSees استخراج می‌شوند دارای واحدی خاص هستند. اما زمانی که این اعداد در فرمول‌های تابع هدف قرار می‌گیرند به دلیل ادغام شدن با



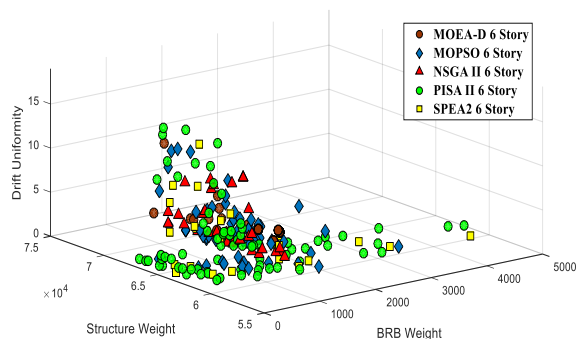
شکل ۹- نتایج الگوریتم بهینه‌سازی MOEA\_D برای سازه ۶ طبقه



شکل ۱۰- نتایج الگوریتم بهینه‌سازی SPEA 2 برای سازه ۶ طبقه

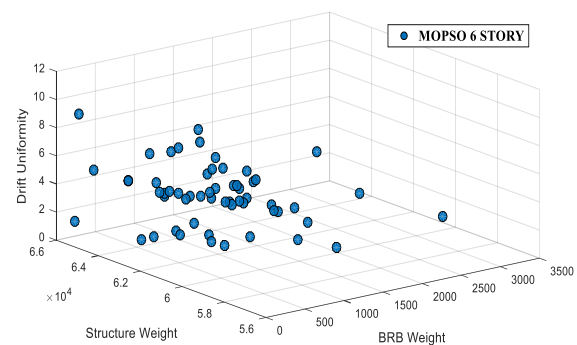


شکل ۱۱- نتایج الگوریتم بهینه‌سازی PESA II برای سازه ۶ طبقه

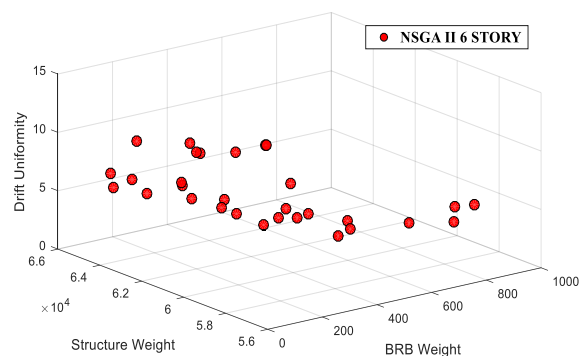


شکل ۱۲- مقایسه نتایج تمام الگوریتم‌های فراابتکاری برای بهینه‌سازی سازه ۶ طبقه

توجه به این شکل‌ها نتیجه گرفته می‌شود که این الگوریتم‌ها از همگرایی خوبی برخوردار است به طوری که با افزایش وزن سازه مقادیر پیوستگی جابجایی نسبی افزایش پیدا کرده و همین‌طور با افزایش مقادیر وزن مهاربند کمانش تاب، مقدار وزن سازه و مقدار یکنواختی جابجایی نسبی کاهش پیدا می‌کند. همچنین سعی شده است که با استفاده از مقادیر جواب‌های گوناگون جواب‌های متنوعی برای توابع هدف پیدا شود تا بتوان پیوستگی و همگرایی لازم در جواب‌ها حاصل شود. جواب‌های به دست آمده مانند یک کاتالوگ از جواب‌های برتر انتخاب شده در هزاران تحلیل انجام شده توسط الگوریتم می‌باشد و کاربر می‌تواند بسته به نیاز خود و مقادیر موردنیاز برای توابع هدف یکی از جواب‌ها را انتخاب کرده و از آن استفاده کند. اگرچه که بازه جواب‌ها نسبت به یکدیگر متفاوت است، اما الگوریتم تلاش کرده است تا بتواند تمام بازه موردنظر و بهترین جواب‌های ممکن را انتخاب کرده و در انتها بهترین نتایج را نشان دهد و همچنین پیوستگی لازم میان جواب‌ها را ایجاد کند.



شکل ۷- نتایج الگوریتم بهینه‌سازی الگوریتم MOPSO برای سازه ۶ طبقه

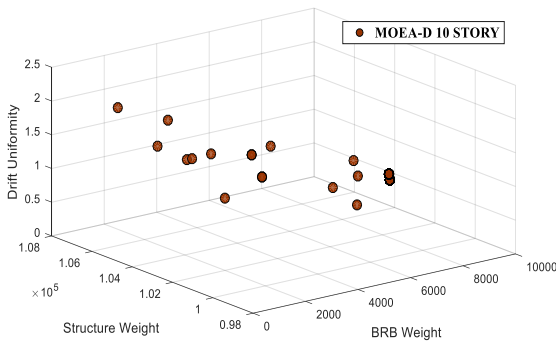


شکل ۸- نتایج الگوریتم بهینه‌سازی NSGA II برای سازه ۶ طبقه

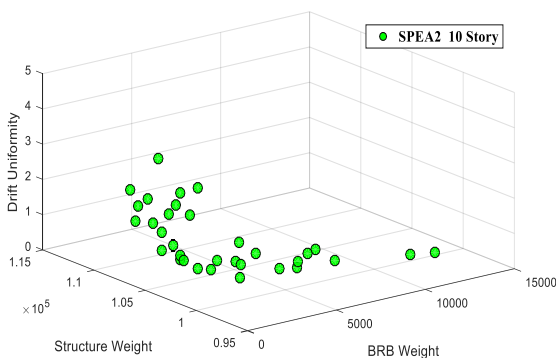
لازم به ذکر است که مقادیر توابع هدف به گونه‌ای تنظیم شده است که مقادیر کمتر آن‌ها جواب‌های بهتری خواهد بود اما



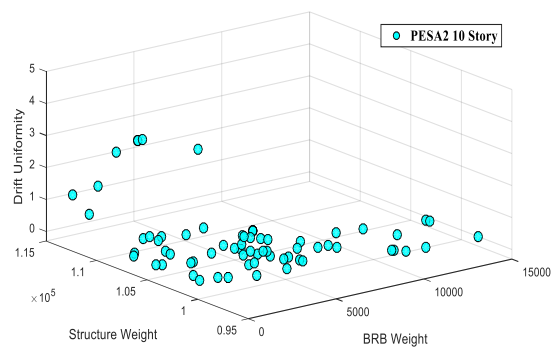
شکل ۱۴- نتایج الگوریتم بهینه‌سازی NSGA II برای سازه ۱۰ طبقه



شکل ۱۵- نتایج الگوریتم بهینه‌سازی MOEA\_D برای سازه ۱۰ طبقه



شکل ۱۶- نتایج الگوریتم بهینه‌سازی SPEA 2 برای سازه ۱۰ طبقه



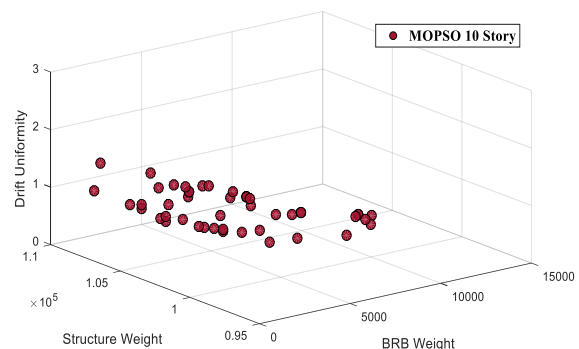
شکل ۱۷- نتایج الگوریتم بهینه‌سازی PESA II برای سازه ۱۰ طبقه

با توجه به اینکه سه تابع هدف وجود دارد و تغییر در یکی از توابع هدف، موجب تغییر در توابع هدف دیگر هم می‌شود، لذا الگوریتم مجموعه‌ای از جواب‌ها در بازه‌های متفاوت را انتخاب می‌کند تا بسته به نیاز بهترین جواب‌ها انتخاب شود، که حتی جواب‌های نشان داده‌شده نسبت به جواب‌های به‌دست‌آمده در خود الگوریتم از مقادیر بهتری برخوردار می‌باشند و جواب‌ها، جواب‌های منتخب و برتر هستند.

با مشاهده نتایج نمودارهای شکل (۱۲) مشخص می‌شود که با افزایش وزن سازه، مقادیر تابع وزن مهاربند کمانش تاب کاهش پیدا می‌کند و با کاهش وزن مهاربند کمانش تاب مقادیر پیوستگی جابجایی نسبی افزایش پیدا کرده و همین‌طور با افزایش وزن سازه مقادیر پیوستگی جانبی نسبی افزایش پیدا می‌کند، اما تراکم جمعیت در قسمت کمترین مقدار برای وزن مهاربند است. این نتایج نشان‌دهنده صحت جواب‌های به‌دست‌آمده از الگوریتم‌های متفاوت نسبت به یکدیگر می‌باشد؛ و جواب‌های به‌دست‌آمده در محدوده قابل‌توجهی برای تابع وزن مهاربند کمانش تاب است که با کاهش آن مقادیر تابع وزن سازه و یکنواختی جابجایی نسبی با توجه به نمودار بیشتر می‌شود.

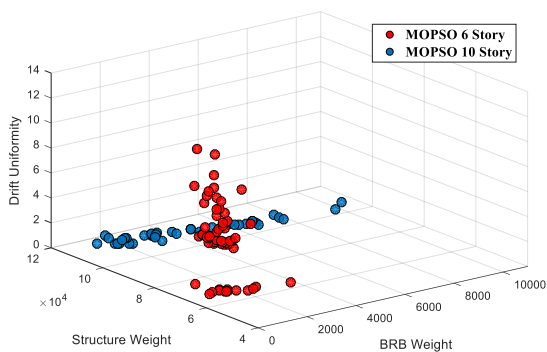
#### ۸- نتایج الگوریتم‌های بهینه‌سازی برای سازه ۱۰ طبقه

نتایج بهینه‌سازی برای سازه ۱۰ طبقه تحت الگوریتم‌های مختلف در شکل‌های (۱۳) تا (۱۸) نشان داده شده است. جواب‌ها به صورت پراکنده قرار دارد و الگوریتم سعی کرده است تا با پیدا کردن جواب‌های گوناگون در بازه‌های متفاوت همگرایی لازم را به دست آورد.

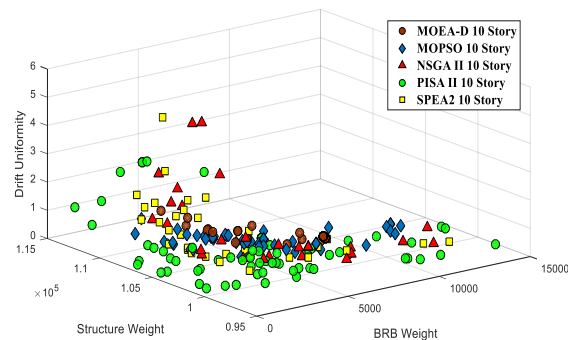


شکل ۱۳- نتایج بهینه‌سازی الگوریتم MOPSO برای سازه ۱۰ طبقه

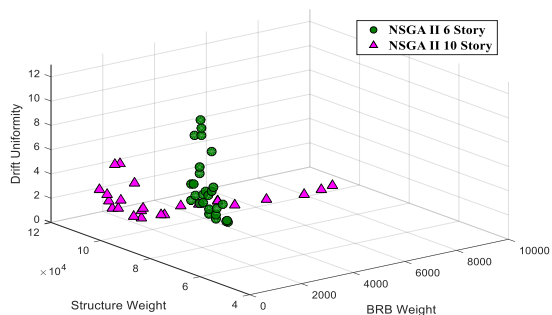
در شکل (۱۸) نتایج بهینه‌سازی برای سازه ۱۰ طبقه تحت تمام الگوریتم‌های به‌کاررفته در این تحقیق نشان داده شده است. نتایج به‌دست‌آمده در این نمودار نیز نشان‌دهنده آن است که



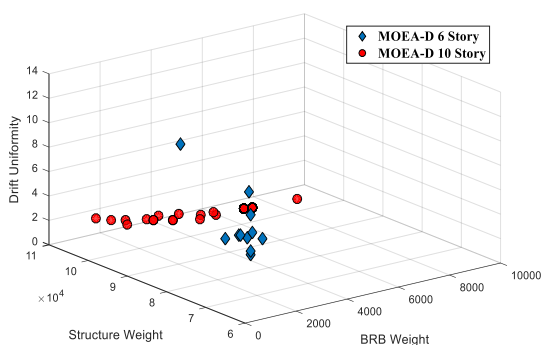
شکل ۱۹- نتایج بهینه‌سازی الگوریتم MOPSO برای سازه ۶ و ۱۰ طبقه



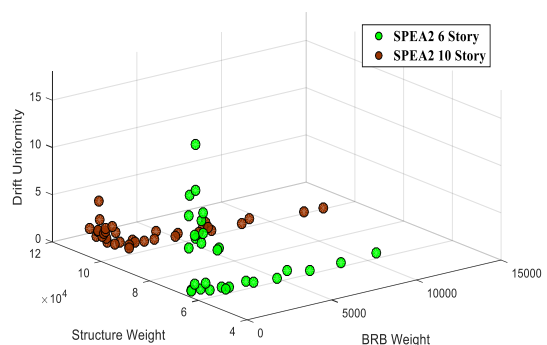
شکل ۱۸- مقایسه نتایج تمام الگوریتم‌های فراابتکاری برای بهینه‌سازی سازه ۱۰ طبقه



شکل ۲۰- نتایج الگوریتم بهینه‌سازی NSGA II برای سازه ۶ و ۱۰ طبقه



شکل ۲۱- نتایج الگوریتم بهینه‌سازی MOEA-D برای سازه ۶ و ۱۰ طبقه



شکل ۲۲- نتایج الگوریتم بهینه‌سازی SPEA 2 برای سازه ۶ و ۱۰ طبقه

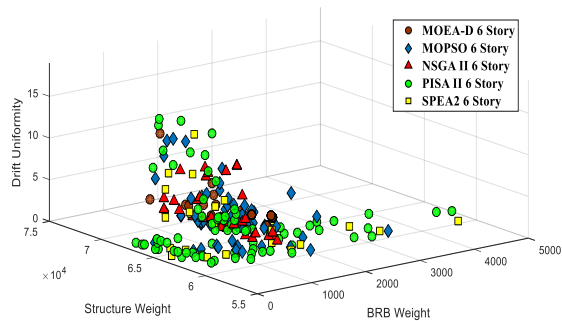
نتایج الگوریتم‌های متفاوت با یکدیگر همخوانی لازم را داشته و این امر نشان‌دهنده آن است که جواب‌های به دست آمده در محدوده قابل قبول می‌باشند؛ با کاهش وزن مهاربند مقادیر وزن سازه و جابجایی نسبی طبقات افزایش پیدا کرده که این امر در مورد تمام الگوریتم‌های به کار رفته صادق است و علاوه بر تأیید جواب‌های به دست آمده توسط دیگر الگوریتم‌ها روند حرکت مقدار توابع هدف را نیز نشان می‌دهد، همچنین در الگوریتم‌های مختلف بازه تغییر جواب‌ها برای توابع هدف نسبتاً یکسان بوده است که نشان‌دهنده تطابق جواب‌ها در الگوریتم‌های متفاوت است.

## ۹- مقایسه نتایج الگوریتم‌های بهینه‌سازی برای سازه ۶ و ۱۰ طبقه

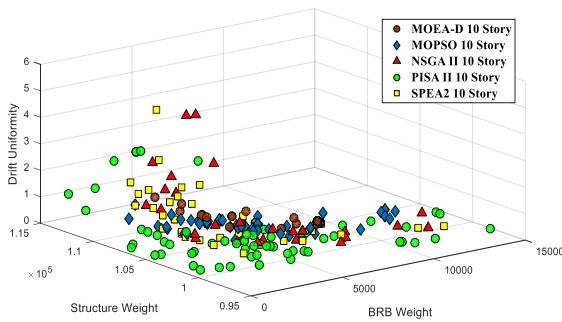
نتایج بهینه‌سازی برای سازه ۶ و ۱۰ طبقه تحت الگوریتم‌های مختلف در شکل‌های (۱۹) تا (۲۳) نشان داده شده است. در تمام شکل‌ها، مقدار بازه جواب‌ها برای تابع هدف وزن مهاربند در سازه ۱۰ طبقه نسبت به سازه ۶ طبقه بیشتر است، که به دلیل تعداد طبقات بیشتر آن است. همچنین وزن سازه در ۱۰ طبقه بیشتر از وزن سازه ۶ طبقه است، اما مقادیر تابع پیوستگی جابجایی نسبی در سازه ۱۰ طبقه در بین عدد صفرتا دو تغییر می‌کند و برای سازه ۶ طبقه بین صفرتا هشت تغییر می‌کند که این امر نشان‌دهنده آن است که الگوریتم در سازه ۱۰ طبقه توانسته است تابع هدف پیوستگی جابجایی نسبی را بهتر به جواب برساند و در سازه ۶ طبقه این مقدار چند برابر سازه ۱۰ طبقه است که هر دوی این‌ها از مقدار نتایج تحلیل استاتیکی کمتر است که در بخش‌های جلوتر مورد مقایسه قرار خواهد گرفت.

جدول ۵- مقادیر توابع هدف برای سازه ۱۰ طبقه تحت تحلیل

استاتیکی در برنامه Etabs		
سازه ۱۰ طبقه		
تابع وزن مهاربند	تابع وزن سازه	تابع Drift
۲/۸۸۲۱	۱۳۴۲۸۸/۱	۷/۲

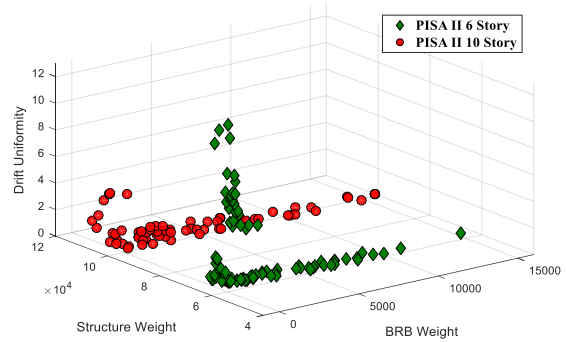


شکل ۲۴- مقایسه نتایج تمام الگوریتم‌های فراابتکاری برای بهینه‌سازی سازه ۶ طبقه



شکل ۲۵- مقایسه نتایج تمام الگوریتم‌های فراابتکاری برای بهینه‌سازی سازه ۱۰ طبقه

با توجه به بازه جواب‌ها در سازه ۶ طبقه برای تابع وزن مهاربند کمانش تاب در نتایج الگوریتم بهینه‌سازی مشاهده می‌شود که نتایجی کمتر از ۵۰ درصد برای تابع وزن مهاربند کمانش تاب نسبت به نتایج برنامه Etabs است و همین‌طور تمام جواب‌های به دست آمده در قسمت وزن سازه برای بهینه‌سازی کمتر از وزن سازه در Etabs قرار دارد و همین‌طور نقاط به دست آمده برای تابع پیوستگی جابجایی نسبی در نتایج بهینه‌سازی اکثریت کمتر از مقدار تحلیل در برنامه Etabs است. مقدارهایی از تابع پیوستگی جابجایی نسبی که از مقدار محاسبه شده در برنامه Etabs بیشتر است، برای دو تابع هدف دیگر مقدارهای بسیار کمتری را محاسبه کرده‌اند و برای همین به عنوان جواب در لیست جواب‌های بهینه قرار داده شده‌اند.



شکل ۲۳- نتایج الگوریتم بهینه‌سازی PISA II برای سازه ۶ و ۱۰ طبقه

مقدار تابع وزن مهاربند کمانش تاب در محدوده‌های نسبتاً مشابه قرار دارد و آن‌هم به دلیل عملکرد این مهاربند است که بازه‌ی انتخابی که مهاربند می‌توانست در آن حرکت کند، همه مقادیر را مورد تحلیل قرار داده است و لذا بازه‌ی جواب‌های به دست آمده برای آن به نسبت به الگوریتم‌های دیگر بیشتر است اما نتایج تابع پیوستگی جابجایی نسبی برای سازه ۱۰ طبقه بسیار بهتر از سازه ۶ طبقه است، که مشابه دیگر الگوریتم‌ها است و در سازه ۱۰ طبقه عملکرد بهتری را از خود نشان می‌دهد.

### ۱۰- مقایسه نتایج تمام الگوریتم‌های فراابتکاری نتایج

#### تحلیل استاتیکی برنامه ETABS

جهت مقایسه نتایج بهینه‌سازی با روش‌های معمول طراحی، سازه‌های ۶ و ۱۰ طبقه توسط نرم افزار Etabs طراحی شده‌اند و با استفاده از داده‌های برنامه Etabs، سه تابع هدف گفته شده در بخش توابع هدف به صورت دستی محاسبه شده‌اند. نتایج توابع هدف از برنامه Etabs برای سازه‌های ۶ و ۱۰ طبقه به ترتیب در جداول (۴) و (۵) آمده است، همچنین نتایج بهینه‌سازی توابع هدف به روش الگوریتم‌های چندهدفه برای سازه‌های ۶ و ۱۰ طبقه به ترتیب در شکل (۲۴) و (۲۵) آورده شده است.

با استفاده از این مقادیر، مقایسه‌ای بین طراحی عادی با نتایج طراحی بهینه که در این مقاله از آن استفاده شده است، انجام گردیده است.

جدول ۴- مقادیر توابع هدف برای سازه ۶ طبقه تحت تحلیل

استاتیکی در برنامه Etabs		
سازه ۶ طبقه		
تابع Drift	تابع وزن سازه	تابع وزن مهاربند
۸/۱	۸۱۹۱/۴	۲۷۱۵/۶

با توجه به بازه جواب‌ها در سازه ۱۰ طبقه برای تابع وزن مهاربند کمانش تاب در نتایج بهینه‌سازی نشان داده می‌شود که اکثریت جواب‌ها در بازه ۲۰۰۰ تا ۷۰۰۰ واقع شده است که عملکردی کمتر از ۳۲-۷۰ درصد برای تابع وزن مهاربند کمانش تاب نسبت به نتایج برنامه Etabs است و همین‌طور تمام جواب‌های به دست آمده در قسمت وزن سازه نتایج بهینه‌سازی کمتر از وزن سازه در Etabs قرار دارد و همین‌طور نقاط به دست آمده برای تابع پیوستگی جابجایی نسبی در نتایج بهینه‌سازی همه کمتر از مقدار تحلیل در برنامه Etabs است که نشان‌دهنده عملکرد بهتر بهینه‌سازی برای سازه ۱۰ طبقه در قسمت تابع پیوستگی جابجایی نسبی بوده است.

مقایسه توابع هدف با نتایج به دست آمده در تحلیل استاتیکی در نرم‌افزار Etabs نشان می‌دهد که بهینه‌سازی توانسته است برای هرکدام از توابع هدف درصدهای بسیار قابل‌توجهی از کاهش مقادیر را نشان دهد که اهمیت بهینه‌سازی در طراحی‌ها را نشان می‌دهد.

#### ۱۱- نتیجه‌گیری

در این تحقیق از الگوریتم فراابتکاری SPEA2، PESA-II، MOEA\_D، MOPSO و NSGA-II در نرم‌افزار MATLAB جهت جستجوی بهترین جواب در مجموعه‌ای از جواب‌های ممکن برای مقاطع و طول مهاربند کمانش تاب استفاده شد. از طرفی جهت در نظر گرفتن رفتار واقعی سازه‌ها و استفاده حداکثر از ظرفیت مهاربندها، سازه‌ها تحت هفت رکورد زلزله در نرم‌افزار OpenSees مورد تحلیل دینامیکی غیرخطی قرار گرفت.

با اعمال قیود به مسأله‌ی بهینه‌سازی، مجموعه‌ای از جواب‌های ممکن تولید و طی چندین گام بهینه‌سازی تلاش شد جوابی که بهترین مقدار برای سه تابع هدف وزن مهاربند کمانش تاب، وزن کل سازه بدون مهاربند و پیوستگی جابجایی نسبی را منتج می‌شود، انتخاب گردد. قیود در نظر گرفته شده در این تحقیق، مقدار مجاز تغییر مکان جانبی (Drift) در تمام طبقات، کنترل جابجایی ماندگار، کنترل نیروهای محوری خمشی و برشی تیر و ستون‌ها و کنترل عدم گسیختگی مهاربندها به علت خستگی کم چرخه بود. بر اساس میزان تخطی قیود از مقادیر مجاز تعریف شده، تابع جریمه‌ای برای هر عضو از جمعیت تعریف شد که متناظر با آن احتمال انتخاب آن عضو کاهش یا افزایش یابد.

قاب‌های مورد مطالعه در نرم‌افزار OpenSees مدل‌سازی شدند پس از ایجاد طول و سطح مقطع توسط الگوریتم بهینه‌سازی طول و عرض مقطع مهاربندها وارد محیط برنامه OpenSees شوند و پس از تحلیل نتایج آن گرفته شده و کفایت تیرها و ستون‌ها بررسی شده و همین‌طور کفایت سازه در برابر جابجایی نسبی در ارتفاع سازه و پس از بررسی سازه در برابر پارامترهای آیین‌نامه‌ای از نتایج تحلیل توسط OpenSees برای گرفتن خروجی جهت به دست آوردن مقادیر توابع هدف استفاده شود.

با توجه به اینکه استفاده از الگوریتم بهینه‌سازی و تحلیل غیرخطی تماماً در کاهش سطح مقطع و طول مهاربند کمانش تاب اثر دارند، لذا تأثیر هر یک به وسیله‌ی سه تابع هدف وزن مهاربند کمانش تاب، وزن کل سازه بدون مهاربند و یکنواختی جابجایی نسبی در ارتفاع سازه مورد بررسی قرار گرفت. با استفاده از الگوریتم بهینه‌سازی جواب‌ها طوری هدایت شدند که حداقل جواب‌ها برای توابع هدف انتخاب شده و رابطه‌ی این سه تابع هدف با یکدیگر برای جواب‌های انتخاب شده توسط نمودارهای نهایی نشان داده می‌شوند.

با توجه به نتایج الگوریتم‌های انجام شده این نتیجه حاصل می‌شود که کاهش مقدار تابع وزن مهاربند کمانش تاب باعث افزایش وزن کل سازه و افزایش مقدار تابع پیوستگی جابجایی نسبی می‌شود. همچنین برای مقادیر تابع وزن مهاربند کمانش تاب در مقدارهای بالا مقدار تابع وزن سازه و تابع پیوستگی جابجایی‌های نسبی در مقادیر کمتر قرار خواهند داشت. همچنین با مقایسه نتایج بهینه‌سازی با نتایج تحلیل استاتیکی خطی در نرم‌افزار Etabs مشخص می‌شود که مقادیر به دست آمده در بهینه‌سازی با درصدهای بسیار قابل‌توجهی مقادیر وزن مهاربند و وزن سازه و پیوستگی جابجایی نسبی را کاهش داده است و این اهمیت بهینه‌سازی در طراحی سازه‌های مجهز به مهاربند کمانش تاب را نشان می‌دهد.

این نمودارها همانند یک کاتالوگ عمل می‌کنند که اثر هر یک از توابع هدف نسبت به یکدیگر را نشان می‌دهد در صورتی‌که کاربر بخواهد هرکدام از این خاصیت‌ها را در مقادیر مشخصی که در نمودارها نشان داده شده است انتخاب کند و سازه‌ای با آن ویژگی داشته در اختیار داشته باشد می‌توان مشخصات این سازه را از نمودار انتخاب کرده و طول و عرض مهاربند را از نتایج آن گرفته و آن را استفاده کرد.

- [12] Ko, E., Kimura, I., Clark, P., Aiken, I. and Kasai, K. (1999), "Design procedures for buildings incorporating hysteretic damping devices", In 68<sup>th</sup> Annual Convention, SEAOC, Santa Barbara, California, pp. 105-1122.
- [13] López, W.A. and Sabelli, R. (2004) "Seismic design of buckling-restrained braced frames", Steel tips.
- [14] Deb, K. (2001), "Multi-objective optimization using evolutionary algorithms", Chichester, UK.
- [15] Coello, C.A.C., Pulido, G.T. and Lechuga, M.S. (2004), "Handling multiple objectives with particle swarm optimization", IEEE Transactions on evolutionary computation, Vol. 8, pp. 256-279.
- [16] Zhang, Q. and Li, H. (2007), "MOEA/D: A multiobjective evolutionary algorithm based on decomposition", IEEE Transactions on evolutionary computation, Vol. 11, pp. 712-731.
- [۱۷] حسینی هاشمی، ب.، علیرضایی، م. و احمدی، ح. (۱۳۹۵)، "تحلیل و طراحی سازه‌های فولادی: با تأکید بر روش حالات حدی، اصول طراحی به همراه مثال‌های کاربردی"، ناشر: دانش اترک.
- [18] Taucer, F., Spacone, E. and Filippou, F.C. (1991), "A fiber beam-column element for seismic response analysis of reinforced concrete structures", Berkeley, California: Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California.
- [۱۹] آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله - استاندارد ۲۸۰۰ (۱۳۹۶)، ویرایش چهارم، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، وزارت مسکن و شهرسازی.
- [20] Razavi, S.A., Mirghaderi, S.R. and Hosseini, A. (2014), "Experimental and numerical developing of reduced length buckling-restrained braces", Engineering Structures, Vol. 77, pp. 143-160.
- [21] ASCE 7-22, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. Standards. American Society of Civil Engineers.
- [22] FEMA 450, (2004), 2003 NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures Part1: Provisions, prepared by the Building Seismic Safety Council for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C. (FEMA Publication No. 450)
- [23] Nakamura, H., Maeda, Y. and Wada, A. (2000), "Fatigue properties of practical scale unbonded braces", Nippon steel technical Report.
- [1] Khosravian, A. and Hosseini, A. (2009), "March. Application of a genetic algorithm for optimal passive control of buildings with metallic dampers", In Proceedings of the 10<sup>th</sup> WSEAS international conference on evolutionary computing, pp. 102-107.
- [۲] کاتبی، ل. (۱۳۹۳)، "استفاده بهینه از ظرفیت ساختمان‌های بتنی با در نظر گرفتن توزیع مناسب مقاومت و سختی به روش طراحی بر اساس عملکرد"، پایان‌نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه امیرکبیر.
- [3] Xu, L., Gong, Y. and Grierson, D.E. (2006), "Seismic design optimization of steel building frameworks", Journal of Structural Engineering, Vol. 132, pp. 277-286.
- [4] Lagaros, N.D., Fragiadakis, M., Papadrakakis, M. and Tsompanakis, Y. (2006), "Structural optimization: A tool for evaluating seismic design procedures", Engineering structures, Vol. 28, pp. 1623-1633.
- [5] Ohsaki, M., Kinoshita, T. and Pan, P. (2007), "Multiobjective heuristic approaches to seismic design of steel frames with standard sections", Earthquake engineering & structural dynamics, Vol. 36, pp. 1481-1495.
- [6] Balling, R.J., Balling, L.J. and Richards, P.W. (2009), "Design of buckling-restrained braced frames using nonlinear time history analysis and optimization", Journal of structural engineering, Vol. 135, pp. 461-468.
- [7] Oxborrow, G.T. and Richards, P. (2009), "Optimized distribution of strength in tall buckling-restrained brace frames", In Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas, pp. 819-824, CRC Press.
- [8] Farhat, F., Nakamura, S. and Takahashi, K. (2009), "Application of genetic algorithm to optimization of buckling restrained braces for seismic upgrading of existing structures", Computers & structures, Vol. 87, pp. 110-119.
- [9] Mousavi, S.A., Zahrai, S.M. and Pasand, A.A. (2021), "Drift-based seismic design procedure for Buckling Restrained Braced Frames", Structures, Vol. 30, pp. 62-74.
- [10] Razavi S.A., Shemshadian, M.E., Mirghaderi, S.R. and Ahlehagh, S. (2011), "Seismic design of buckling restrained braced frames with reduced core length", In: Proceeding of the structural engineers world congress, Italy.
- [11] Uang, C., Nakashima, M., Bozorgnia, Y. and Bertero, V. (2003), "Steel buckling restrained braced frames", CRC Press, p. chapter 16.

## پی‌نوشت

- 17 Open source  
 18 Nonlinear beamcolumn  
 19 Fiber section  
 20 Elastic beamcolumn  
 21 Rainflow  
 22 Nahanni\_Canada  
 23 Loma Prieta  
 24 Cape Mendocino  
 25 Northridge  
 26 Chi\_Chi  
 27 Irpinia\_Italy  
 28 Loma Prieta  
 29 Palmgren-Miner  
 30 Fatigue damage index

- 1 Hysteretic Cycle  
 2 Adjusted strength  
 3 Evolutionary algorithm  
 4 Chromosome  
 5 Gene  
 6 Meta-heuristic  
 7 Low cycle fatigue  
 8 Fronts  
 9 Trade-of  
 10 Fast non-dominated sorting (FNDS)  
 11 Crowding distance (CD)  
 12 External archive  
 13 Pareto envelope-based selection algorithm  
 14 Repository  
 15 Hall of Fame  
 16 Multi-objective evolutionary algorithm based on decomposition



## شیوه نگارش و چگونگی تنظیم مقالات برای نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد

– مقالات باید با نرم افزار Ms-Word 2003 تایپ و صفحه بندی شود و فایل مقاله به هر دو فرمت DOC و PDF. به دفتر نشریه ارسال گردد.

- ♦ نام و نام خانوادگی مولف اول<sup>۱</sup> نام و نام خانوادگی مولف دوم<sup>۲</sup>
- ♦ اندازه صفحات باید برابر با A4 و حدود بالا، پایین، چپ و راست صفحات به ترتیب برابر با ۲- ۳/۵ - ۲/۵ - ۲/۵ سانتی متر تعیین شود.
- ♦ مقالات به صورت دو ستونی، هر یک با عرض ۷/۵ سانتی متر تهیه می شود.
- ♦ اندازه و نوع فونتهای فارسی مورد استفاده برای هر یک از موارد در (جدول ۱) آمده است.
- ♦ برای فونت لاتین همواره از Times New Roman استفاده شود که اندازه آن در هر موقعیت (به غیر از عنوان و چکیده) دو واحد کمتر از اندازه فونت فارسی خواهد بود.
- ♦ فاصله سطرها در عنوان، چکیده و در متن مقاله، معمولی (Single) است.
- ♦ عنوان مقاله در عین اختصار تمام ویژگی های کار انجام شده را مشخص می کند، با فونت «تیترا» به اندازه ۱۶ Bold نوشته شود.
- ♦ نشانی کامل نویسندگان در زیر نویس قرار می گیرد.
- ♦ عنوان معادل به زبان انگلیسی نیز باید با شیوه تعریف شده در این الگو مشخص و درج شود.
- ♦ تهیه و درج چکیده به زبان انگلیسی نیز ضروری است.
- ♦ فونت عنوان چکیده انگلیسی Bold-11 Times New Roman
- ♦ فونت متن چکیده انگلیسی Regular-10 Times New Roman

اندازه قلم	فونت	موقعیت استفاده
۱۱	لوتوس	متن جداول و شکل ها و مراجع
۱۱	لوتوس Bold	عناوین جداول و اشکال
۱۲	لوتوس	متن
۱۴	لوتوس Bold	چکیده و کلمات کلیدی
۱۱	نازنین Bold	نام مولفان
۱۲	لوتوس Bold	عناوین بخش ها
۱۶	تیترا Bold	<b>عنوان مقاله</b>

جدول (۱): اندازه و نوع فونت ها



