



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
www.journaliss.ir

مدیر وبسایت: مهندس بهارک صفری

پست الکترونیکی:

info@iss.ir

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

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 بیست و هشتم - شماره‌ی سی و پنجم

بهار 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

۵
Assessment of the influences of resistant skeletal configuration on the seismic behavior of high-rise steel buildings with bundled tube system

یادگار عزیزی، آزاده احمدی، مسعود اژدری فر، افشین مشکوه الدینی

۲۵
Seismic assessment of eccentrically braced frame with shape memory alloy rods

مهدی قاسمیه، امیررضا قوامی

۴۹
Investigating the effect of column axial force on the flexural behavior of prefabricated steel moment connection with through-plate panel zone system under monotonic loading

هادی عسکریان، محمدرضا سهرابی، سید مرتضی کاظمی

۶۵
Curvature-based damage detection in a column under the effect of axial load

محتشم خان احمدی، حمید محمدی گرفمی، مجید قلهکی، امید رضایی فر، مجید پور امینیان

۷۷
Experimental and numerical steel moment frames with pin-fuse with slotted bolted friction damper (pin-fuse SBC)

علیرضا گرایلی، عبدالرضا سروقد مقدم، احسان درویشیان، همایون کوثریه

۷۹
Robustness evaluation of Substitute Frame for determination of collapse margin ratio in steel moment frames

سارا فرزانه، حر خسروی

۹۱
شیوه نگارش

۹۲
فرم عضویت

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 توصیفات 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 ترتیبی 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 رخدادهای 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 ما را در تداوم راه یاری نمایند.

انجمن سازه‌های فولادی ایران

بررسی تأثیر پیکربندی سازه‌ای بر رفتار لرزه‌ای ساختمان‌های بلند فولادی با اسکلت قاب محیطی دسته شده

یادگار عزیزی^۱، آزاده احمدی^۲، مسعود اژدری‌فر^۳، افشین مشکوه‌الدینی^{۴*}

۱- دانشجوی دکتری، مهندسی عمران - سازه، دانشگاه خوارزمی، تهران

۲- دانش آموخته کارشناسی ارشد، مهندسی عمران - سازه، دانشگاه خوارزمی، تهران

۳- دانش آموخته کارشناسی ارشد، مهندسی عمران - زلزله، دانشگاه خوارزمی، تهران

۴- استادیار، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه خوارزمی، تهران

*تهران، صندوق پستی ۱۴۹۱۱-۱۵۷۱۹، meshkat@khu.ac.ir

چکیده

در این پژوهش، کاربرد و عملکرد اسکلت قاب محیطی دسته شده در سازه‌های فولادی بلند مرتبه تحت اثر رکوردهای نیرومند حوزه نزدیک، بر پایه ارزیابی پاسخ دینامیکی غیرخطی مورد مطالعه قرار گرفته است. سه مدل‌ولاسیون مختلف برای اسکلت مقاوم قاب محیطی دسته شده با پلان متقارن و در سه ارتفاع ۲۰، ۳۰ و ۴۰ طبقه انتخاب گردیده و بر اساس ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم) و نیز مباحث ششم و دهم مقررات ملی ساختمان طراحی شده‌اند. ارزیابی نتایج تحلیلی و آورده‌های این پژوهش با تأکید اساسی بر روی تغییرات دو پارامتر تغییرمکان جانبی و دررفت طبقات که در فرایند طراحی از اهمیت بسزایی برخوردار می‌باشند، انجام گرفته است. ملاحظه گردید که تغییرات پارامتر دررفت تحت رکوردهای حوزه نزدیک حاوی پالس سرعت با افزایش ارتفاع سازه، بویژه در طبقات فوقانی، نمود بیشتری دارد. همچنین، نمود این ساز و کار نیز در پارامترهای پاسخ دینامیکی سازه‌های مطالعاتی با مدل‌ولاسیون یکنواخت، به روشنی دیده شد. افزون بر آن، بر اساس ارزیابی روند ایجاد تغییرشکل دینامیکی در سازه‌های مطالعاتی تحت تأثیر رکوردهای نیرومند زلزله و همچنین بررسی ساختار مفاصل پلاستیک تشکیل شده در اسکلت مقاوم، وجود نیاز بزرگ شکل‌پذیری تایید می‌گردد. نکته دیگر آن که با گذر از پالس پیوسته و پردامنه سرعت، ویژگی‌های رفتار لرزه‌ای سازه‌های مطالعاتی به شدت وارد حوزه غیرخطی می‌شوند.

واژگان کلیدی

پیکربندی سازه‌ای، اسکلت فولادی، قاب محیطی دسته شده، رکورد حوزه نزدیک، پالس سرعت، دررفت

Assessment of the influences of resistant skeletal configuration on the seismic behavior of high-rise steel buildings with bundled tube system

Y. Azizi, A. Ahmadi, M. Azhdarifar, A. Meshkat-Dini

Abstract

In this paper, the seismic performance of bundled-tube structures in high-rise steel buildings was assessed under near-field earthquake records through conducting of nonlinear dynamic time history analyses. Three different structural modulations were selected and designed for the resistant skeletons of the studied bundled-tube structures with symmetric plans including 20, 30 and 40 story frameworks, based on the Iranian seismic code 2800 (fourth edition) and the Iranian national building code (Issues 6 and 10). The results were assessed based on the changes in the story lateral displacement and the seismic drift, which were chosen as two significant parameters in structural design process. The story drift variation under the influence of near-field earthquake records containing velocity pulses is more evident in the response of the taller studied structures, especially at higher floors. In addition, this behavior can be observed clearly in the dynamic response of the studied structures with uniform skeletal modulation. The existence of large ductility demands is confirmed according to the analytical assessment of the formation of dynamic displacement mode under powerful earthquake records and the formed plastic hinges mechanisms in the resistant skeleton. By approaching high-amplitude coherent velocity pulses, the characteristics of seismic behavior of the studied structures become intensively nonlinear.

Keywords

Structural configuration, Steel skeleton, Bundled tube structure, Near-field earthquake record, Velocity pulse, Drift

پارامترها و مشخصات رفتاری ساختمان‌های بلند مرتبه از دو دیدگاه اصلی طراحی لرزه‌ای (از منظر مهندسی سازه) و نیز لرزه‌شناسی حرکات نیرومند زمین (از منظر مهندسی زلزله)، قابل بررسی است. همچنین در موضوع عوامل تاثیرگذار در مشخصات رفتار دینامیکی سازه‌ها نیز می‌توان به فرضیات تحلیلی، سیستم‌های مقاوم، مدل‌سازی بارهای دینامیکی و رکوردهای زلزله اشاره کرد. ملاحظه شده که میزان خسارت‌های وارده به ساختمان‌ها به سبب وقوع زلزله به فاکتورهای زیادی از قبیل محتوای فرکانسی، مدت دوام و ماکزیمم دامنه حرکات نیرومند زمین و نیز مشخصات دینامیکی اسکلت مقاوم سازه وابسته است. همچنین در همین راستا، گروه‌بندی رکوردهای زلزله را می‌توان به دو دسته جنبش‌های حوزه نزدیک و حوزه دور از گسل تقسیم بندی نمود. این مفهوم نیز ساده‌ترین معیار برای طبقه‌بندی رکوردهای زلزله است و بطور عمومی بر اساس فاصله تا صفحه شکست گسل سنجیده می‌شود [۶-۱]. دانسته شده که حرکات نیرومند زمین در حوزه نزدیک گسل و با بزرگی بیش از ۵ می‌تواند ایجاد کننده بارهای شدید و بزرگ دینامیکی بر روی سازه‌ها باشند. عامل فاصله ایستگاه لرزه‌نگاری تا صفحه شکست گسل، می‌تواند بر شکل تاریخیچه زمانی، میزان و شدت پارامترهای طیفی یک رکورد زلزله تأثیر بگذارد. رکوردهای نیرومند حوزه نزدیک گسل دارای ویژگی‌های مشخصی هستند که آنها را از جنبش‌های حوزه دور متمایز می‌نماید [۹-۷].

تعداد زیادی از جنبش‌های نیرومند زمین با فاصله کمتر از ۲۰ کیلومتر تا صفحه شکست گسل، در هنگام وقوع زلزله‌های بزرگ کالیفرنیا مانند امپریال ولی^۱ ۱۹۷۹، لوماپریتا^۲ ۱۹۸۹، لندرز^۳ ۱۹۹۲، کیپ مندوسینو^۴ ۱۹۹۲ و نیز نورتریج^۵ ۱۹۹۴، همچنین زلزله کوبه^۶ ۱۹۹۵ در ژاپن، ارزینکن^۷ ۱۹۹۲ و کوکالی^۸ ۱۹۹۹ در ترکیه و نیز دو زلزله بزرگ طبس^۹ ۱۹۷۸ و بم^{۱۰} ۲۰۰۳ در ایران، ثبت گردیده‌اند. بر پایه مطالعات لرزه‌شناسی صورت گرفته بر روی رکوردهای نیرومند ثبت شده در زلزله‌های بزرگ ملاحظه گردیده که در فواصل نزدیک به صفحه شکست گسل‌های امتداد لغز^{۱۱}، شیب لغز^{۱۲} و فشاری قائم^{۱۳}، ارتعاشات و لرزش‌های زمین به شدت تحت تاثیر مکانیزم گسل، انتشار گسیختگی^{۱۴} و چگونگی تقویت و تفرق امواج برشی منتشره در محیط پیوسته خاک می‌باشد [۱۵-۱۰].

هم پایه با تاثیرات بارز مکانیزم گسل، یکی از مهم‌ترین

مشخصه‌هایی که در تاریخیچه زمانی رکوردهای حوزه نزدیک مشاهده می‌شود، حضور پالس‌های پرانرژی و پر دامنه سرعت و تغییر مکان است. بطور کلی پالس‌های یاد شده، به صورت یک ساختار موج گونه با دامنه بزرگ و پیروید بلند (بیش از ۱ ثانیه) ظاهر گردیده که می‌تواند دارای شکل ترکیبی و پیوسته نیز باشد. پالس‌های پیوسته و پرانرژی سرعت بصورت متناظر با پالس‌های شتاب با گام زمانی کمتر از ۱ ثانیه و نیز اسپایک‌های پر دامنه و کوتاه مدت با گام زمانی حدود ۰/۲ تا ۰/۳ ثانیه، در تاریخیچه زمانی هر دو مولفه افقی موازی^{۱۵} (مولفه LN) و عمود^{۱۶} (مولفه TR) نسبت به صفحه شکست ایجاد می‌گردند. وقوع فرایند نیرومند جهت‌داری شکست سبب می‌شود که بخش بزرگی از انرژی جنبشی ارتعاشات نیرومند زمین، در دامنه زمانی پالس‌های ترکیبی پیوسته و بلند مدت سرعت که در تاریخیچه زمانی هر دو مولفه افقی LN و TR آشکار می‌شوند، آزاد گردد. نتایج مطالعات نشان می‌دهد که جنبش نیرومند زمین در حوزه نزدیک گسل با پالس‌های دارای گام زمانی بیش از ۱ ثانیه و نیز زلزله‌های با بزرگی بیش از ۵ و مدت دوام حرکات نیرومند زمین بیش از ۱۰ ثانیه، قابلیت ایجاد چرخه‌های ارتعاشی شدید در رفتار لرزه‌ای سازه‌ها را دارا هستند. وقوع فرایندهای لرزه‌ای فوق، همراه با پدیدار شدن مکانیزم گسترده مفاصل پلاستیک در اسکلت مقاوم سازه و نیز بروز ویژگی‌های رفتار غیرخطی با دامنه بزرگ خواهد بود [۲۱-۱۶].

به علت وجود پالس‌های با پیروید بلند و دامنه بزرگ در تاریخیچه زمانی رکوردهای نیرومند حوزه نزدیک صفحه شکست گسل، نگاشت طیف فوریه آنها بیشتر به حالت باند باریک^{۱۷} و متناظر با فرکانس‌های پایین (پیرویدهای متوسط تا بلند) ظاهر می‌گردد. وجود این باند فرکانس‌های پرانرژی نیز می‌تواند سبب پدیدار شدن و گسترش سریع مفاصل غیرخطی در سیستم باربر جانبی سازه‌های میان‌مرتبه تا بلند و وارد شدن ویژگی‌های رفتاری اعضای اصلی اسکلت مقاوم سازه به حوزه غیرخطی بشود. افزون بر آن، به لحاظ نزدیکی پیروید پالس (یا پالس‌های) موجود در تاریخیچه زمانی این‌گونه رکوردها به پیروید ساختمان‌های بلند، بررسی تحلیلی پارامترهای پاسخ لرزه‌ای این سازه‌ها تحت اثر رکوردهای حوزه نزدیک نیز زمینه ساز شناخت دقیق‌تری از ماهیت رفتاری ساختارهای مقاوم با سطوح مختلف طرح لرزه‌ای خواهد بود [۲۵-۲۲].

یکی از سیستم‌های کارآمد در ساخت ساختمان‌های میان مرتبه تا بلند، قاب خمشی محیطی^{۱۸} است. این سیستم متشکل از

چهار قاب صلب صفحه‌ای بوده که در پیرامون پلان سازه قرار گرفته و تشکیل یک ساختار پیوسته را می‌دهند. قاب‌های صلب موازی راستای اعمال بارهای جانبی (با ماهیت استاتیکی)، نقش جان^{۱۹} و دو قاب صلب عمود بر جهت بارگذاری جانبی نیز نقش بال^{۲۰} ساختار مقاوم را دارند. همچنین؛ به سبب عملکرد خمشی-برشی شاه‌تیرهای عمیق قرار گرفته در محیط پلان اسکلت مقاوم، یک برآیند بزرگ نیروی محوری در ستون‌های گوشه‌ای پلان ایجاد شده و توزیع ناهماهنگ تنش داخلی سایر ستون‌ها را نیز در پی دارد. این پدیده با نام تاخیر برش یا لنگی برش^{۲۱} معروف است. اثرات مذکور سبب ایجاد قیده‌های پیکربندی هندسی و نیز محدودیت ارتفاعی برای اسکلت مقاوم در حدود ۵۰ تا ۸۰ طبقه گردیده است [۲۶-۲۸].

با وجود کارایی سازه‌ای بالا در رفتار قاب محیطی خمشی، قابلیت استفاده از ظرفیت کامل اسکلت مقاوم در ارتباط با تغییرات ناهمگون پارامترهای سختی و مقاومت، تحت اثر لنگی برش وجود ندارد. با افزودن قاب‌های صلب میانی در اسکلت مقاوم قاب محیطی خمشی و ایجاد یک سازه چند سلولی پیوسته و دسته شده، اثرات پدیده لنگی برش تا اندازه زیادی کاهش می‌یابد. پیچیدگی اثرات لنگی برش تحت بارگذاری زلزله و اعمال هم‌زمان هر سه مولفه LN، TR و مولفه قائم^{۲۲} بسیار بیشتر از حالت استاتیکی است. حرکت جسم صلب تاوه‌های کف طبقات در سازه قاب محیطی دسته شده^{۲۳} سبب یکسان شدن تغییرمکان جانبی قاب‌های صلب تشکیل‌دهنده کل اسکلت مقاوم خواهد شد. وجود قاب‌های صلب داخلی نیز سبب توزیع یکنواخت‌تر تنش برشی و بویژه تنش محوری در المان‌های تیر-ستون پیرامونی پلان این سازه نسبت به قاب محیطی خمشی منفرد می‌گردد [۲۹-۳۲].

موضوع این پژوهش، مطالعه مشخصات رفتار لرزه‌ای ساختمان‌های میان مرتبه تا بلند با سازه قاب خمشی محیطی دسته شده تحت اعمال تغییرات مدولاسیون اسکلت مقاوم و تیپ‌بندی المان‌های اصلی در راستای ارتفاع سازه می‌باشد. همچنین یک ارزیابی تحلیلی بر روی روند تغییرات پارامترهای پاسخ لرزه‌ای چندین مدل مطالعاتی با سیستم مقاوم یاد شده، تحت اثر یک مجموعه رکوردهای سه مولفه‌ای زلزله صورت گرفته است. رکوردهای نیرومند حوزه نزدیک انتخابی در این پژوهش از سه زلزله بزرگ بم و طس ایران و نورتریج کالیفرنیا انتخاب گردیده است [۳۲].

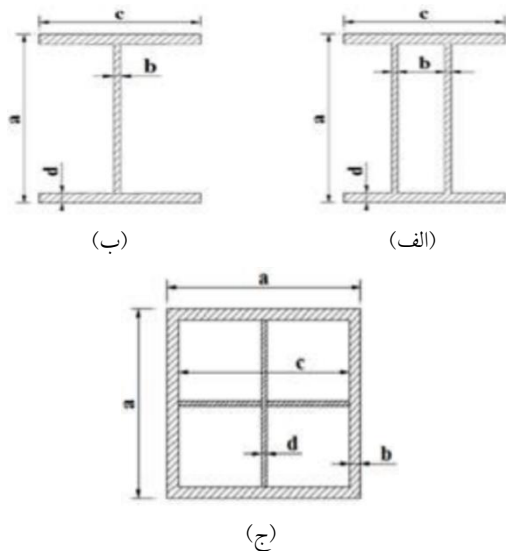
رکوردهای زلزله انتخابی در این پژوهش، حاوی ساختارهای پدانه پالس و اسپایک سرعت در تاریخچه زمانی هر دو مولفه

افقی LN و TR می‌باشند. بدیدار شدن این ساختارهای پیوسته و بلند مدت، تداعی‌کننده تحریکات نیرومند دینامیکی بصورت جنبش‌های ضربه‌ای زمین در حوزه نزدیک به صفحه شکست گسل است. دامنه این پالس‌ها و مدت دوام حرکات نیرومند زمین نیز بستگی مستقیم به جهت اصلی انتشار امواج زلزله دارد. نتایج مطالعات نشان می‌دهند که یک اندرکنش اساسی میان دو فرایند انتشار امواج زلزله و نیز مکانیزم گسیختگی گسل برقرار است. شناخت عوامل دخیل در موضوع فوق، تبیین‌کننده پدیده جهت‌داری شکست^{۲۴} و چگونگی تأثیرات آن در مشخصات فیزیکی رکوردهای زلزله ثبت شده در فواصل کمتر از ۲۰ کیلومتر تا صفحه گسیختگی و شکست گسل می‌باشد [۳۵-۳۳].

۲- سازه‌های مطالعاتی با ساختار قاب خمشی محیطی دسته شده

سازه‌های مطالعاتی در این پژوهش از نوع قاب محیطی دسته شده با پلان متقارن و منظم می‌باشند که بر اساس ضوابط لرزه‌ای استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم) و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان طراحی شده اند [۳۶ و ۳۷]. سیستم قاب محیطی دسته شده علاوه بر چهار قاب صلب که در پیرامون سازه قرار گرفته، از قاب‌های صلب داخلی نیز تشکیل شده است. توزیع تعدیل یافته نیروهای محوری ستون‌ها سبب کاهش اثرات لنگی برش شده و به تبع آن پارامترهای نیاز لرزه‌ای دریافت، برش پایه و همچنین روند شکل‌گیری مفاصل پلاستیک در اسکلت سازه نیز دارای نمود کوچک‌تری خواهند بود [۳۸]. شکل‌های (۱) و (۲) جزئیات پلان، نما و مقاطع سازه‌های مطالعاتی را نشان می‌دهد. این سازه‌ها دارای پلان مشابه بوده و در سه ارتفاع ۲۰، ۳۰ و ۴۰ طبقه و با سه پیکربندی و مدولاسیون ۴، ۵ طبقه‌ای و یکنواخت طراحی گردیده‌اند. مطابق شکل (۱) پلان مدل‌ها در دو جهت X و Y دارای ۶ دهانه به طول ۶ متر است. ارتفاع طبقات ۳/۵ متر در نظر گرفته شده و منطقه پروژه دارای خطر نسبی زیاد است و خاک ساختمانی از نوع ۲ می‌باشد.

ضریب رفتار برای سازه‌های مطالعاتی برابر با ۵ با قابلیت شکل‌پذیری متوسط لحاظ شده و تعیین بارگذاری نیز بر طبق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان است. بارگذاری مرده برای تمام طبقات برابر با 500 kg/m^2 و بار زنده در طبقات 200 kg/m^2 و برای تراز $z=H$ (تراز بام) 150 kg/m^2 می‌باشد [۳۹]. مقادیر پریرود پنج مود اول ارتعاشی سازه‌های مطالعاتی با سه نوع مدولاسیون اسکلت مقاوم، در جداول (۱) تا (۳) و همچنین نیم‌رخ مقاطع سازه‌های با مدولاسیون



شکل ۲- مقاطع المان‌هاى سازه‌هاى مطالعاتى؛ (الف) نیمرخ المان‌هاى تیر در سازه‌هاى مطالعاتى ۳۰ و ۴۰ طبقه (B a×b×c×d)، (ب) نیمرخ المان‌هاى تیر در سازه‌هاى مطالعاتى ۲۰ طبقه (B a×b×c×d)، (ج) نیمرخ ستون‌ها همراه با بخش سخت کننده داخلی در پنج طبقه اول سازه‌هاى ۳۰ و ۴۰ طبقه (C a×b×c×d) [۴۰]

جدول ۱- پریود سه مود اول ارتعاشى سازه مطالعاتى ۲۰ طبقه

پیکربندى اسکلت مقاوم	مود ۱ (انتقالى X و Y) sec	مود ۲ (انتقالى X و Y) sec	مود ۳ (پیچشى) sec
مدولاسیون ۴ طبقه‌اى	۳/۱۲	۲/۳۸	۱/۲۳
مدولاسیون ۵ طبقه‌اى	۲/۹۹	۲/۲۹	۱/۰۸
مدولاسیون یکنواخت	۲/۹۴	۲/۲۶	۱/۰۱

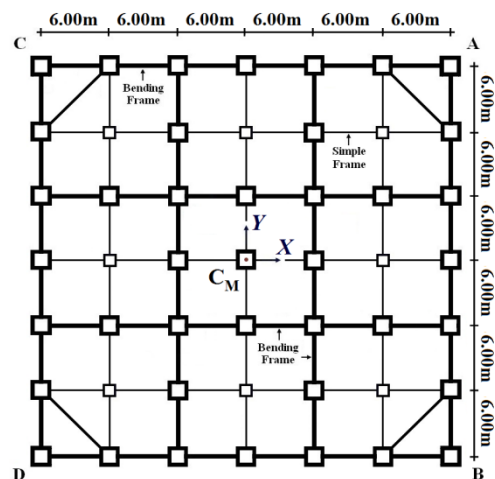
جدول ۲- پریود سه مود اول ارتعاشى سازه مطالعاتى ۳۰ طبقه

پیکربندى اسکلت مقاوم	مود ۱ (انتقالى X و Y) sec	مود ۲ (انتقالى X و Y) sec	مود ۳ (پیچشى) sec
مدولاسیون ۴ طبقه‌اى	۳/۹۳	۲/۹۵	۱/۵۰
مدولاسیون ۵ طبقه‌اى	۳/۸۷	۲/۹۰	۱/۴۴
مدولاسیون یکنواخت	۳/۸۱	۲/۸۶	۱/۳۹

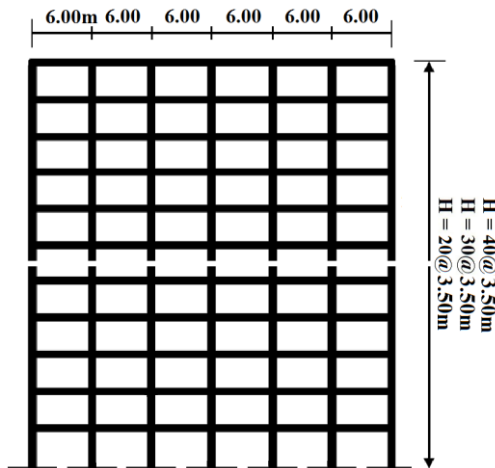
جدول ۳- پریود سه مود اول ارتعاشى سازه مطالعاتى ۴۰ طبقه

پیکربندى اسکلت مقاوم	مود ۱ (انتقالى X و Y) sec	مود ۲ (انتقالى X و Y) sec	مود ۳ (پیچشى) sec
مدولاسیون ۴ طبقه‌اى	۴/۵۹	۳/۳۵	۱/۸۷
مدولاسیون ۵ طبقه‌اى	۴/۵۳	۳/۳۲	۱/۸۱
مدولاسیون یکنواخت	۴/۸۳	۳/۵۴	۱/۷۹

۵ طبقه‌اى در جداول (۴) تا (۶) مربوط به پیکربندى‌هاى ۲۰، ۳۰ و ۴۰ طبقه آورده شده‌اند. با بررسى پریودهاى مودال سازه‌هاى مطالعاتى، به دلیل بیشتر بودن زمان تناوب مود اول انتقالى نسبت به نخستین مود پیچشى، ماهیت رفتارى به صورت پیچشى سخت می‌باشد. همچنین، ارزیابى دو معیار محدودیت جابجایی نسبی طبقات و رعایت اصل ستون قوی-تیر ضعیف در روند طراحی لحاظ شده است.



(الف)



(ب)

شکل ۱- سازه‌هاى مطالعاتى قاب خمشى محیطى دسته شده با پیکربندى ۲۰، ۳۰ و ۴۰ طبقه؛ (الف) پلان سازه شامل صفحات قاب‌هاى خمشى (خطوط پررنگ) و صفحات قاب‌هاى ساده مفصلی (خطوط نازک)؛ (ب) نمای سازه‌هاى مطالعاتى (Cm نمایش گر مرکز جرم طبقه می‌باشد. سه مدولاسیون ۴، ۵ طبقه‌اى و یکنواخت در پیکربندى اسکلت سازه‌هاى مطالعاتى در نظر گرفته شده است [۴۰]).

جدول ۴- مقاطع اعضای سازه مطالعاتی قاب خمشی محیطی دسته شده ۲۰ طبقه با مدولاسیون ۵ طبقه‌ای، (ابعاد به mm، شکل (۲))

گروه و طبقات	ستون‌های داخلی و خارجی (قاب‌های صلب)	تیرها (قاب‌های صلب)	گروه و طبقات	ستون‌های داخلی و خارجی (قاب‌های مفصلی)
۱-۵	C 600×30	B 500×15×350×25	۱-۴	C 500×25
۶-۱۰	C 550×25	B 450×15×350×25	۵-۸	C 450×20
۱۱-۱۵	C 500×20	B 450×10×350×25	۹-۱۲	C 400×15
۱۶-۲۰	C 450×15	B 400×10×300×20	۱۳-۱۶	C 350×15
-	-	-	۱۷-۲۰	C 300×10

جدول ۵- مقاطع اعضای سازه مطالعاتی قاب خمشی محیطی دسته شده ۳۰ طبقه با مدولاسیون ۵ طبقه‌ای، (ابعاد به mm، شکل (۲))

گروه و طبقات	ستون‌های داخلی و خارجی (قاب‌های صلب)	تیرها (قاب‌های صلب)	گروه و طبقات	ستون‌های داخلی و خارجی (قاب‌های مفصلی)
۱-۵	C 800×30 & 740×20 (سخت کننده)	B 500×15×500×20	۱-۵	C 600×30
۶-۱۰	C 750×30	B 450×15×500×20	۶-۱۰	C 550×25
۱۱-۱۵	C 700×25	B 450×15×500×20	۱۱-۱۵	C 500×25
۱۶-۲۰	C 650×25	B 400×15×450×20	۱۶-۲۰	C 450×20
۲۱-۲۵	C 600×20	B 400×15×350×20	۲۱-۲۵	C 400×15
۲۶-۳۰	C 550×20	B 350×10×300×10	۲۶-۳۰	C 350×10

طرح نیمرخ المان‌های سازه‌ای در شکل (۲) مشهود است. نشانه B بیانگر نیمرخ تیرها و C نیز نماد معرف ستون‌ها می‌باشد. مشخصات طراحی دو مدولاسیون دیگر نیز به روش مشابه تعیین شده است. نکته دیگر آن که طرح مقطع کلیه المان‌های تیر اتصال در قاب‌های ساده داخلی با اتصالات مفصلی، به صورت شکل (۲-ب) بوده و ابعاد مربوطه نیز به قرار B 350×10×150×20، B 350×15×150×25 و B 350×20×150×25 میلی‌متر به ترتیب برای پیکربندی‌های ۲۰، ۳۰ و ۴۰ طبقه است. ارزیابی و بررسی ملاحظات مرتبط با درستی و کارآمدی طرح لرزه‌ای سازه‌های مطالعاتی با پیکربندی‌های مختلف، همراه با پردازش و نگرش دقیق

جدول ۶- مقاطع اعضای سازه مطالعاتی قاب خمشی محیطی دسته شده ۴۰ طبقه با مدولاسیون ۵ طبقه‌ای، (ابعاد به mm، شکل (۲))

گروه و طبقات	ستون‌های داخلی و خارجی (قاب‌های صلب)	تیرها (قاب‌های صلب)	گروه و طبقات	ستون‌های داخلی و خارجی (قاب‌های مفصلی)
۱-۵	C 900×30 & 840×20 (سخت کننده)	B 500×15×500×25	۱-۵	C 750×30
۶-۱۰	C 850×30	B 500×15×500×25	۶-۱۰	C 700×25
۱۱-۱۵	C 800×30	B 500×15×500×25	۱۱-۱۵	C 650×20
۱۶-۲۰	C 750×30	B 500×15×500×25	۱۶-۲۰	C 600×20
۲۱-۲۵	C 700×20	B 500×15×500×25	۲۱-۲۵	C 550×20
۲۶-۳۰	C 650×25	B 400×15×350×20	۲۶-۳۰	C 500×15
۳۱-۳۵	C 600×20	B 350×10×350×10	۳۱-۳۵	C 450×15
۳۶-۴۰	C 550×20	B 300×20×350×10	۳۶-۴۰	C 400×10

تحلیلی، با توجه به ضوابط آیین‌نامه‌های مذکور صورت گرفته و به انجام رسیده است [۴۰].

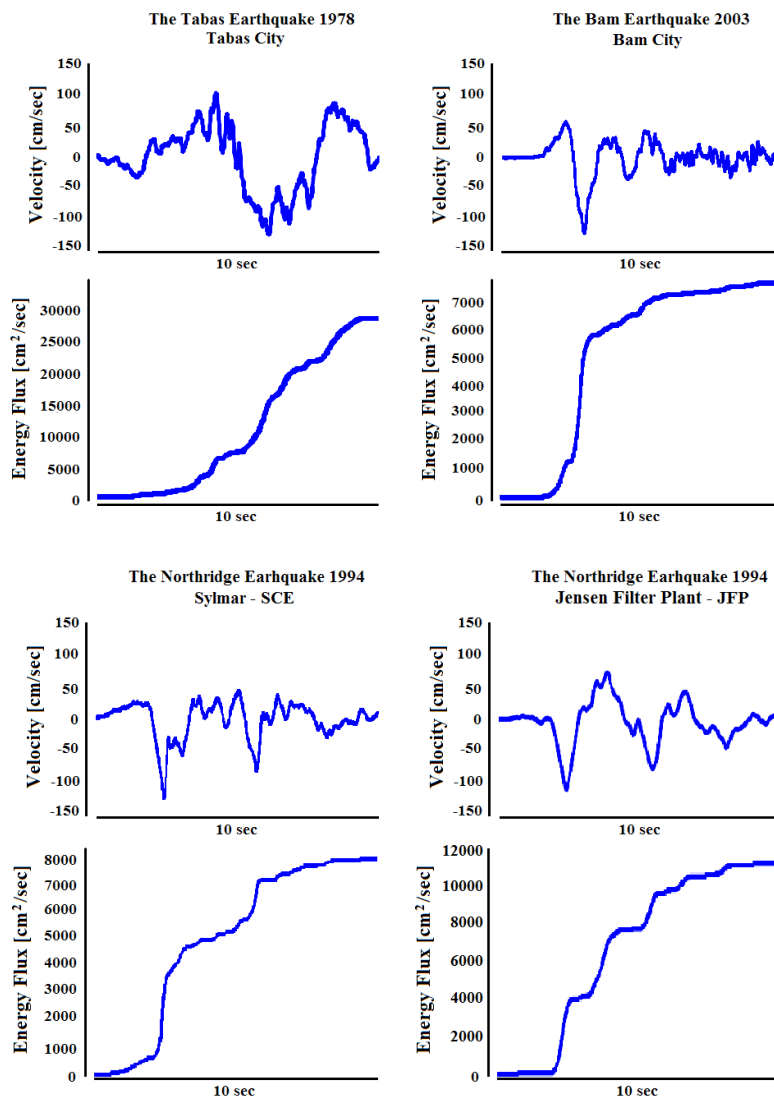
۳- ویژگی‌های رکوردهای نیرومند حوزه نزدیک

بر پایه نتایج حاصل از مطالعات لرزه‌شناسی جنبش‌های نیرومند زمین در زلزله‌های بزرگ می‌توان معیار فاصله کمتر از ۲۰ کیلومتر تا صفحه شکست و مکانیزم گسیختگی گسل را به عنوان حوزه در برگیرنده اثرات نیرومند انتشار امواج زلزله و پدیدار شدن خصوصیات فرایند جهت‌داری پیش‌رونده^{۲۵} در نظر گرفت. همچنین در ناحیه نزدیک گسل، ویژگی‌های فیزیکی ارتعاشات زمین به نحو قابل توجهی از عواملی نظیر مکانیزم گسیختگی، راستا و جهت گسترش گسیختگی به سمت ساختمانگاه و نیز جابجایی دایمی زمین که از لغزش گسل ناشی می‌شود، تأثیر می‌پذیرد. حرکات ضربه‌ای و موج‌گونه زمین که از مشخصات اصلی جنبش‌های نیرومند حوزه نزدیک است، به لحاظ بررسی رفتار لرزه‌ای سه بعدی سازه‌ها از اهمیت بسزایی برخوردار می‌باشد. ارزیابی ویژگی‌های فیزیکی جنبش‌های نیرومند ثبت شده در حوزه نزدیک گسل و اثرات آن بر عملکرد ساختمان‌های میان مرتبه تا بلند، یک موضوع شاخص در مبحث طراحی لرزه‌ای است. در همین خصوص نیز پیرو پالس^{۳۶} نقش مهمی را در روند ایجاد و گسترش تغییرشکل غیرالاستیک ایفا

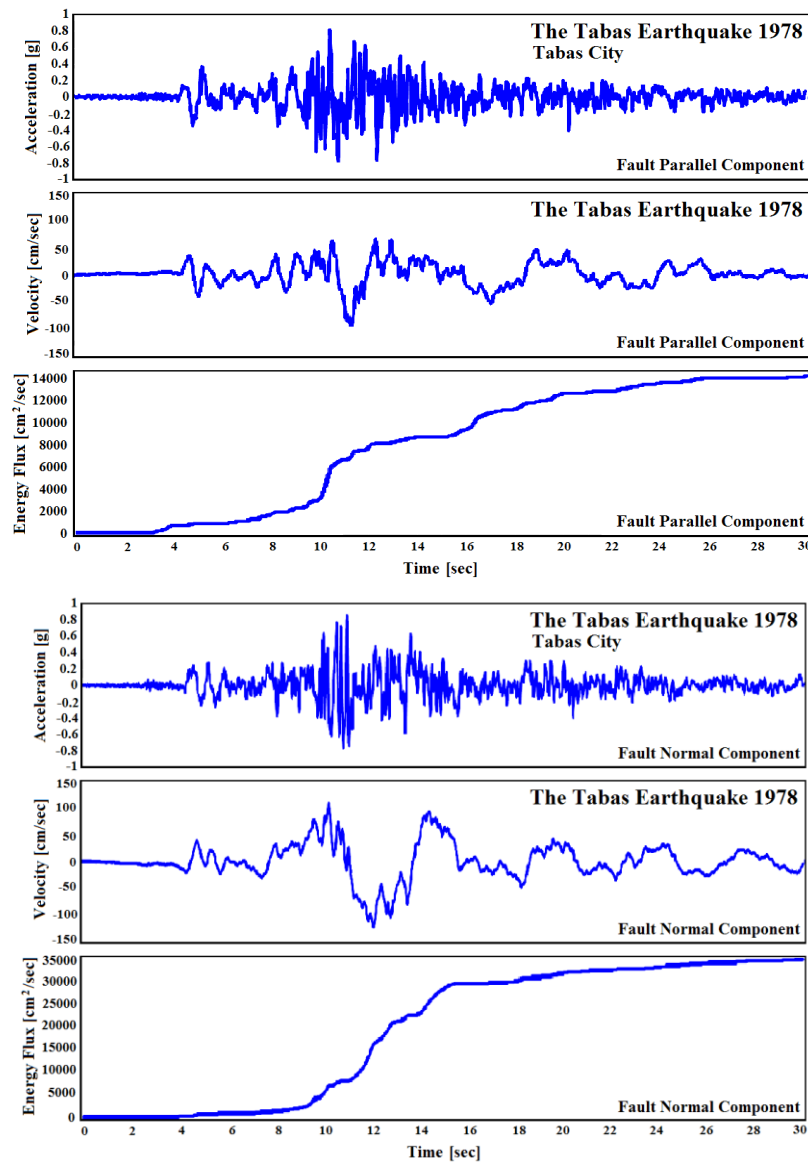


پالس‌های سرعت و جابجایی زمین در تاریخچه زمانی آنها پدیدار گردد [۴۱ و ۴۲]. نمودارهای تاریخچه زمانی نشان داده شده در شکل‌های (۳) تا (۵) نمونه‌هایی از اثرات فرایند جهت‌داری پیش‌رونده است. حضور اثرات جهت‌داری پیش‌رونده در ماهیت رکوردهای حوزه نزدیک، سبب ایجاد اسپایک‌های پراثری در تاریخچه زمانی شتاب و نیز پالس‌های بلند مدت و پدیده در تاریخچه زمانی سرعت و جابجایی زمین می‌گردد. پالس‌های بزرگ تغییر مکان و جنبش‌های نیرومند ضربه‌ای زمین در زلزله‌های بزرگ، سبب افزایش پارامترهای برش پایه، نیاز شکل‌پذیری و جابجایی نسبی (دریفت) طبقات در رفتار لرزه‌ای ساختمان‌های میان مرتبه تا بلند خواهند شد [۴۳-۴۶].

می‌کند. نزدیکی پریود پالس بزرگ موجود در تاریخچه زمانی رکوردهای حوزه نزدیک به پریود ارتعاش آزاد اسکلت سازه‌ای، سبب تشدید قابل توجه پارامترهای پاسخ لرزه‌ای می‌گردد. مشخصات پاسخ دینامیکی سازه‌ها تحت رکوردهای نیرومند زلزله، به روند گسیختگی و الگوی انتشار اثرات جهت‌داری (راستای گسلش) وابسته است. ملاحظه شده که مشخصات فیزیکی رکوردهای ثبت شده در حوزه نزدیک گسل دارای تفاوت چشمگیری نسبت به رکوردهای حوزه دور از صفحه گسلش می‌باشند. همچنین در حالی که ممکن است، تفاوت ظاهری چندانی میان تاریخچه شتاب-زمان دو رکورد نیرومند زلزله نباشد، این احتمال وجود دارد که آرایش‌های مختلفی از



شکل ۳- تاریخچه زمانی پالس پیوسته ترکیبی سرعت متناظر با مولفه شتاب نیرومندتر عمود بر صفحه شکست گسل (مولفه TR) و منحنی تجمعی آزاد شدن انرژی جنبشی رکوردهای حوزه نزدیک TAB 1978، BAM 2003، SCE 1994 و JFP 1994 (جدول (V))

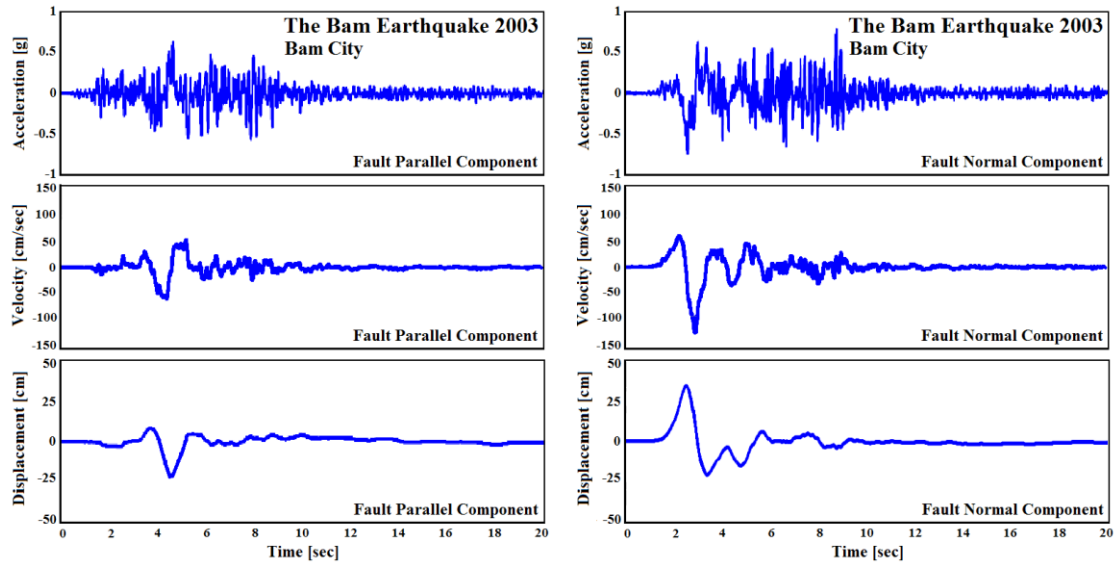


شکل ۴- تاریخچه زمانی شتاب و سرعت متناظر با دو مولفه موازی و عمود نسبت به صفحه شکست گسل (مولفه‌های LN و TR) و منحنی تجمعی آزاد شدن انرژی جنبشی رکورد اصلی زلزله Tabas 1978 ایران

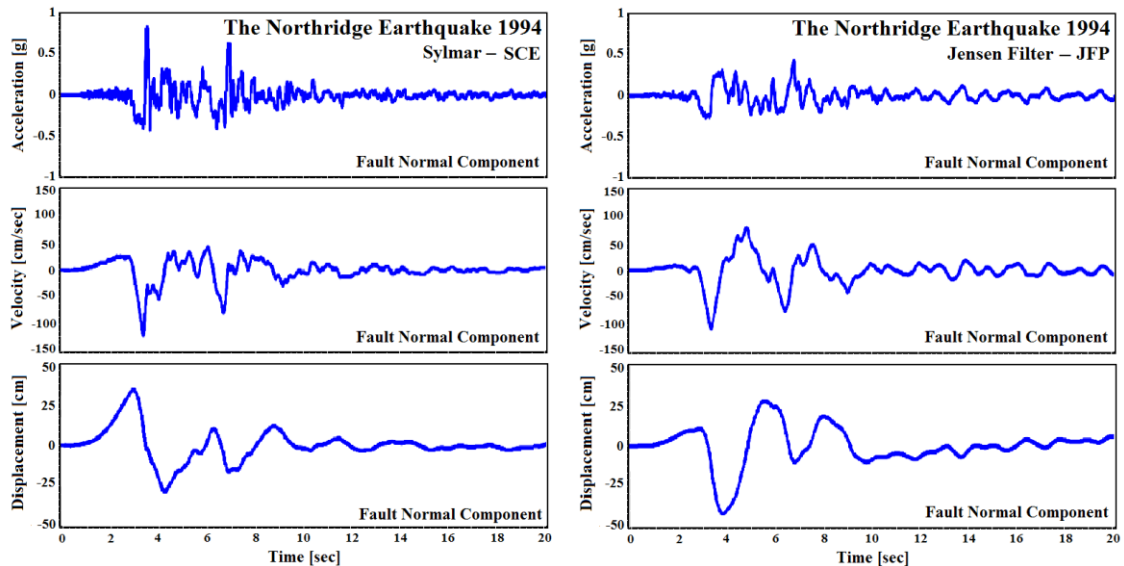
آزاد شدن تجمعی انرژی جنبشی رکورد پدیدار خواهد شد. مطابق شکل‌های (۳) و (۴)، وقوع پرش در منحنی انرژی در بازه زمانی پالس سرعت صورت می‌گیرد.

ملاحظه می‌شود که در تاریخچه رکورد BAM پالس اصلی سرعت، به نسبت کوتاه مدت بوده و یک پرش بزرگ برای روند آزاد شدن انرژی جنبشی در همان محدوده زمانی رخ می‌دهد. همچنین در تاریخچه رکورد TAB نیز یک پالس بلند مدت سرعت وجود دارد که منجر به آزادسازی انرژی جنبشی با شیب طولانی و ملایم می‌شود. روند آزاد شدن انرژی جنبشی تحت رکوردهای SCE و JFP به علت وجود پالس ترکیبی و چند موجی سرعت (شکل (۵))، به صورت پلکانی است.

شکل (۳) نمایش‌گر چگونگی تغییرات و روند تجمعی آزاد شدن انرژی جنبشی چندین رکورد حوزه نزدیک حاوی پالس ترکیبی پر دامنه و بلند مدت سرعت است. شکل و نمود پالس‌های سرعت می‌تواند به صورت یک موج بزرگ شبه‌سینوس و نیز یک ساختار ترکیبی حاوی چند موجک مثلثاتی باشد. بازه زمانی پریود این پالس‌ها در محدوده ۲ تا ۶ ثانیه است که نزدیک به پریود طبیعی ساختمان‌های ۱۵ تا ۵۰ طبقه نیز می‌باشد. نمود مشخص فرایند هم‌افزایی امواج برشی زلزله تحت اثر پدیده جهت‌داری، پدیدار شدن پالس‌های بزرگ سرعت است. روند آزاد شدن انرژی جنبشی رکورد نیز در یک بازه زمان کوتاه صورت می‌گیرد. بر این اساس یک پرش مشخص در نمودار



(الف)



(ب)

شکل ۵- نمودار تاریخچه زمانی متناظر شتاب، سرعت و تغییر مکان زمین مربوط به رکوردهای حوزه نزدیک در جدول (۷)، (الف) مولفه‌های افقی موازی (مولفه LN) و عمود بر صفحه شکست گسل (مولفه TR) متناظر با رکورد BAM 2003 و (ب) مولفه نیرومندتر عمود بر صفحه شکست گسل (مولفه TR) متناظر با رکوردهای SCE 1994 و JFP 1994

ساختگاه را نشان می‌دهند. رکوردهای انتخابی در این تحقیق، توصیف کننده ماهیت و مشخصات واقعی بارگذاری ناشی از زلزله‌های بسیار نیرومند می‌باشند. وضعیت و چگونگی تغییرات پارامترهای رفتار دینامیکی غیرخطی سازه‌های مطالعاتی این پژوهش، تحت اثر این چهار رکورد نیرومند حوزه نزدیک مورد ارزیابی قرار گرفته است. مشخصات رکوردهای انتخابی نظیر بیشینه شتاب زمین (PGA)، بیشینه سرعت زمین (PGV) و بیشینه تغییر مکان زمین (PGD) در جدول (۷) نشان داده شده‌اند [۴۷].

مطالعات این پژوهش تحت اثر چهار رکورد نیرومند انتخاب شده از زلزله‌های بزرگ شهرهای بم، طبس ایران و نورتریج کالیفرنیا صورت گرفته است. تاریخچه زمانی سه مولفه‌ای این رکوردها حاوی اثرات پر قدرت جهت‌داری، پالس‌های پرا انرژی سرعت همراه با اسپایک‌های پر دامنه شتاب می‌باشند. این چهار رکورد زلزله در زمره نیرومندترین جنبش‌های ثبت شده در حوزه نزدیک یک گسل فعال بوده و ویژگی‌های بارز فرایند پر قدرت جهت‌داری گسیختگی و انتشار امواج لرزه‌ای پرا انرژی در

جدول ۷- مشخصات فیزیکی و لرزه‌شناسی رکوردهای انتخابی [۴۷]

PGD/PGV (sec)	PGV/PGA (sec)	بزرگا (Mw)	PGD (cm)	PGV (cm/s)	PGA (g)	مولفه*	رکورد زلزله فاصله تا صفحه شکست
۰/۴۰	۰/۱۲	۷/۴	۳۹/۹	۹۷/۷	۰/۸۳۶	LN	Tabas 1978 Tabas City (TAB) 3.0 km
۰/۷۸	۰/۱۴		۹۴/۵	۱۲۱/۳	۰/۸۵۱	TR	
۰/۳۷	۰/۰۶		۱۷/۰	۴۵/۵	۰/۶۸۸	UP	
۰/۳۴	۰/۰۹	۶/۶	۲۰/۷	۵۹/۶	۰/۶۳۵	LN	Bam 2003 Bam City (BAM) 1.0 km
۰/۳۰	۰/۱۶		۳۷/۴	۱۲۳/۷	۰/۷۹۳	TR	
۰/۲۶	۰/۰۳		۱۰/۱۱	۳۷/۶۶	۰/۹۹۹	UP	
۰/۴۴	۰/۱۱	۶/۷	۴۵/۲۸	۱۰۲/۲۳	۰/۸۹۷	LN	Northridge 1994 Sylmar (SCE) 6.40 km
۰/۴۶	۰/۱۹		۵۴/۱۶	۱۱۷/۴۷	۰/۶۱۲	TR	
۰/۷۴	۰/۰۶		۲۵/۶۳	۳۴/۵۹	۰/۵۸۶	UP	
۰/۲۴	۰/۱۶	۶/۷	۲۳/۹۶	۹۹/۱۰	۰/۵۹۳	LN	Northridge 1994 Jensen Filter (JFP) 6.10 km
۰/۴۷	۰/۲۵		۵۰/۶۹	۱۰۵/۹۵	۰/۴۲۴	TR	
۰/۲۶	۰/۰۸		۸/۸۹	۳۳/۹۱	۰/۳۹۹	UP	

LN*: مولفه موازی با صفحه شکست گسل، TR: مولفه عمود بر صفحه شکست گسل و UP: مولفه قائم

قاب‌های با اتصالات مفصل صورت گرفته است (شکل (۱)). مشخصات تحلیلی مذکور بر اساس توصیه‌های Fema اختصاص داده شده و همچنین پردازش‌ها و سنجش‌های موضوعی در برپا کردن مدل تحلیلی سازه‌های مطالعاتی نیز بصورت کامل در نظر گرفته شده است [۵۰-۴۸]. شایان ذکر است که همگی تحلیل‌های غیرخطی تاریخچه زمانی تحت اعمال رکوردهای مقیاس شده، با نرم افزارهای کاربردی مهندسی عمران انجام گردید [۵۱ و ۵۲].

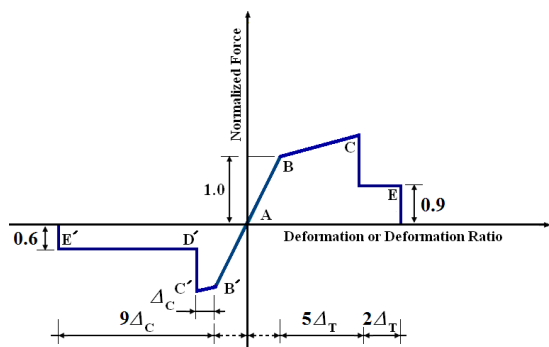
۴- پارامترهای پاسخ سازه‌های مطالعاتی

پوش بیشینه پارامترهای شتاب مطلق، تغییرمکان جانبی و دررفت طبقات سازه‌های مطالعاتی بر اساس نتایج تحلیل‌های غیرخطی دینامیکی تاریخچه زمانی تحت رکوردهای مقیاس شده بدست آمده و به ترتیب در شکل‌های زیر نمایش داده شده‌اند. نمایش عددی ستون عمودی نمودارها بصورت ارتفاع نسبی سازه بوده و محور افقی نیز مربوط به پارامترهای پاسخ فوق است که در راستای لا پلان (همسو با مولفه TR) محاسبه شده‌اند. مطابق با شکل (۷)، بیشینه برش پایه برای سازه‌های مطالعاتی تحت اثر چهار رکورد حوزه نزدیک نشان داده شده است. ملاحظه می‌شود که برش پایه تحت رکوردهای حوزه نزدیک به دلیل پدیدار شدن ساختارهای موج گونه در تاریخچه زمانی سرعت زمین،

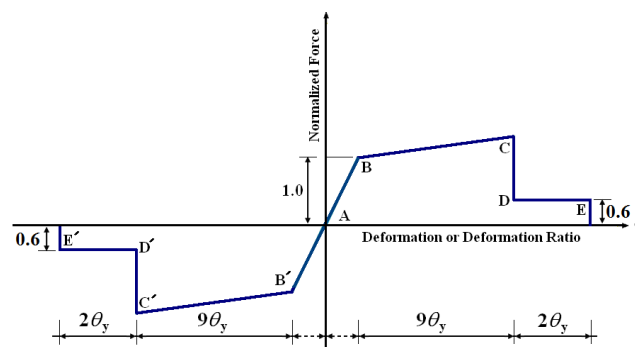
ماهیت ضربه‌ای پالس‌های بزرگ تغییرمکان در حوزه نزدیک گسل سبب افزایش شدید پارامترهای برش پایه، نیروی محوری ستون‌ها، نیاز شکل‌پذیری و دررفت طبقات، بویژه برای ساختمان‌های با اسکلت قاب خمشی میان مرتبه تا بلند خواهد شد. اهمیت این موضوع با افزایش یافتن مدت دوام حرکات نیرومند زمین در بازه زمانی رکورد زلزله دو چندان خواهد شد. همگی رکوردهای جدول (۷) برای سازه‌های مطالعاتی این پژوهش (با سه پیکربندی اسکلت مقاوم) به روش حداکثر شتاب طیفی زمین و بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم)، مقیاس گردیده و ضرایب مقیاس در جدول (۸) نمایش داده شده‌اند. هر چهار رکورد سه مولفه‌ای انتخابی TAB، BAM، SCE و JFP دارای اثرات نیرومند جهت‌داری پیش‌رونده هستند. بر پایه نتایج این مطالعه؛ کاربرد ضرایب مقیاس کوچک و نزدیک به ۱ در بسیاری از موارد تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی، می‌تواند سبب حصول وضعیت عملکرد اسکلت مقاوم ساختمان‌های میان مرتبه تا بلند، در محدوده غیرخطی و با دامنه‌های به نسبت بزرگ شود. این موضوع درباره اعمال ضرایب مقیاس بزرگ، به مراتب شدیدتر خواهد بود. مدل‌سازی رفتار غیرخطی اعضاء اسکلت مقاوم نیز بر اساس شکل (۶) با تعریف مفصل پلاستیک اندرکنشی PMM (المان‌های تیر ستون)، مفصل خمشی M (شاه تیرها) و نیز مفصل محوری P برای المان‌های ستون در

جدول ۸- ضرایب مقیاس رکوردهای سه مولفه‌ای انتخابی

Northridge 1994 (JFP)	Northridge 1994 (SCE)	Tabas 1978 (TAB)	Bam 2003 (BAM)	پیگیربندی اسکلت مقاوم	سازه‌های مطالعاتی
$\approx 1/100$	1/64	1/76	2/43	طبقه‌ای ۴	۲۰ طبقه
$\approx 1/100$	1/51	1/70	2/26	طبقه‌ای ۵	
$\approx 1/100$	1/47	1/67	2/19	یکنواخت	
1/03	2/67	1/40	3/56	طبقه‌ای ۴	۳۰ طبقه
1/04	2/55	1/44	3/45	طبقه‌ای ۵	
1/02	2/47	1/46	3/37	یکنواخت	
1/56	3/60	1/16	4/45	طبقه‌ای ۴	۴۰ طبقه
1/48	3/59	1/19	4/36	طبقه‌ای ۵	
1/70	3/70	1/12	4/79	یکنواخت	



(ب)

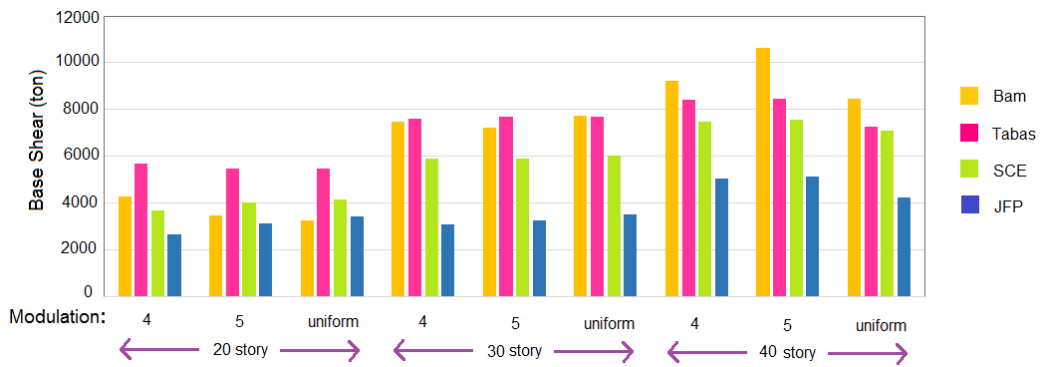


(الف)

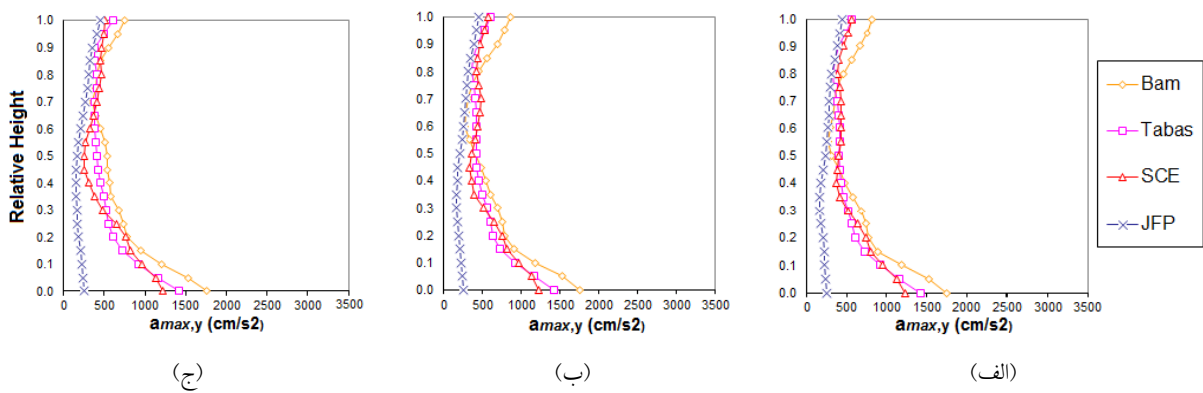
شکل ۶- مدل رفتار غیرخطی المان‌های تیر و ستون در سازه‌های مطالعاتی؛ (الف) مفصل غیرخطی خمشی M و خمشی-محوری PMM و (ب) مفصل غیرخطی محوری P [۴۸ و ۴۹]

زمین می‌باشد. مشاهده می‌گردد که با تغییر در مدولاسیون اسکلت مقاوم در سه ارتفاع ۲۰، ۳۰ و ۴۰ طبقه، تغییرات قابل ملاحظه‌ای برای این پارامتر پاسخ در راستای ارتفاع سازه‌ها به وجود نمی‌آید. بیشترین میزان تغییرات در بیشینه شتاب مطلق طبقات برای سازه ۴۰ طبقه تحت اثر رکورد بم می‌باشد. مقدار این پارامتر در تراز فنداسیون سازه با مدولاسیون یکنواخت نسبت به دو مدولاسیون ۴ و ۵ طبقه ای، به میزان ۶/۲۵ درصد کاهش می‌یابد. مقادیر شتاب در تراز فنداسیون سازه‌های مطالعاتی تحت اثر رکورد نیرومند BAM در حدود $1/7g$ ، $3/0g$ و $3/5g$ به ترتیب در ساختارهای ۲۰، ۳۰ و ۴۰ طبقه است.

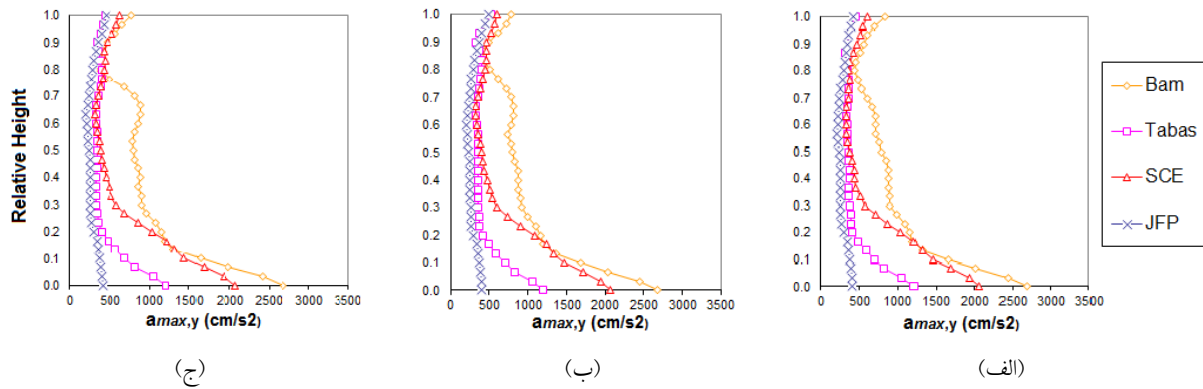
دارای مقادیر بزرگی است. روند صعودی بیشینه برش پایه با افزایش ارتفاع سازه‌های مطالعاتی در ساختارهای ۳۰ و ۴۰ طبقه نیز تندتر می‌شود. مقدار بیشینه برش پایه برای سه حالت مدولاسیون سازه‌ای هر یک از مدل‌های مطالعاتی (به طور جداگانه) تحت رکوردهای انتخابی، چندان تغییر نمی‌نماید. تنها تفاوت قابل توجه برای بیشینه برش پایه در سه اسکلت سازه‌ای ۴۰ طبقه و تحت رکورد BAM رخ داده است. نمودارهای پوش بیشینه شتاب مطلق طبقات در شکل‌های (۸) تا (۱۰) نمایش داده شده‌اند. این پارامتر پاسخ، دارای مقادیر بالا در تراز فنداسیون سازه‌های مطالعاتی است که گویای اثرات نیروهای اینرسی قابل توجه، به سبب وجود پالس مشخص در تاریخچه زمانی سرعت



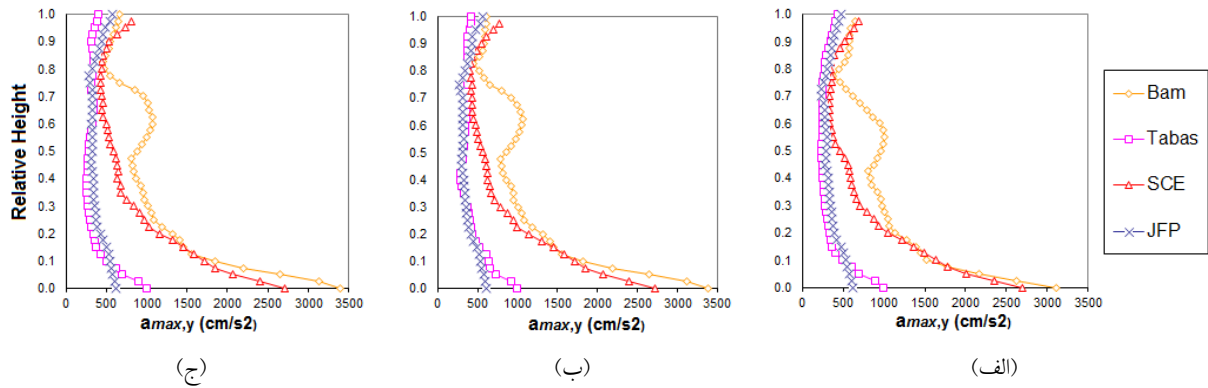
شکل ۷- بیشینه برش پایه در سازه‌های مطالعاتی دارای مدولاسیون اسکلت مقاوم به صورت ۴ طبقه‌ای، ۵ طبقه‌ای و یکنواخت



شکل ۸- پوش ماکزیمم شتاب مطلق طبقات در سازه‌های مطالعاتی ۲۰ طبقه: (الف) مدولاسیون یکنواخت، (ب) مدولاسیون ۵ طبقه‌ای و (ج) مدولاسیون ۴ طبقه‌ای



شکل ۹- پوش ماکزیمم شتاب مطلق طبقات در سازه‌های مطالعاتی ۳۰ طبقه: (الف) مدولاسیون یکنواخت، (ب) مدولاسیون ۵ طبقه‌ای و (ج) مدولاسیون ۴ طبقه‌ای

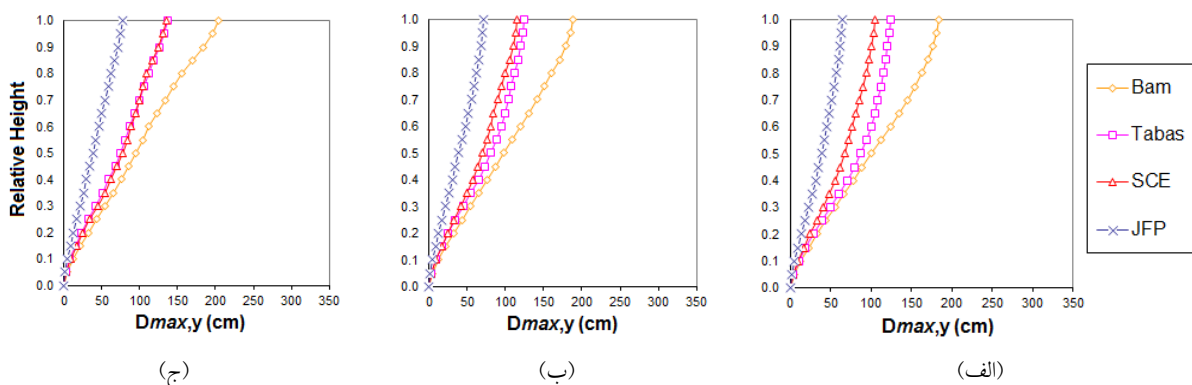


شکل ۱۰- پوشش ماکزیمم شتاب مطلق طبقات در سازه‌های مطالعاتی ۴۰ طبقه: (الف) مدولاسیون یکنواخت، (ب) مدولاسیون ۵ طبقه‌ای و (ج) مدولاسیون ۴ طبقه‌ای

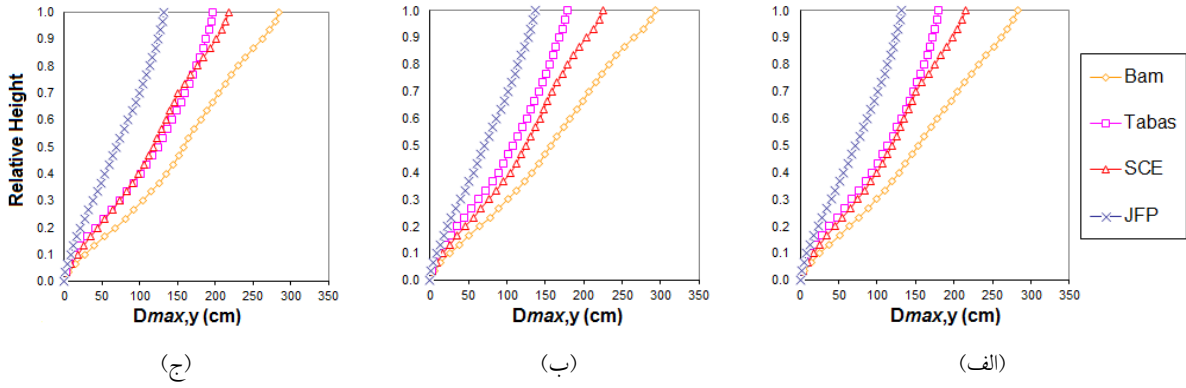
الف) دیده می‌شود، برای سازه ۲۰ طبقه با ساختار مدولاسیون ۴ طبقه‌ای، ماکزیمم دررفت تحت رکوردهای SCE، BAM و TAB در یک تراز فوقانی سازه رخ داده است. بیشینه این پارامتر پاسخ تحت اثر رکورد BAM در حدود ۴/۵ درصد می‌باشد. همچنین با کاربرد دو مدولاسیون ۵ طبقه‌ای و نیز یکنواخت برای اسکلت مقاوم، نمود اثرات دررفت جانبی در بخش‌های میانی و تحتانی سازه در حدود ۳.۵ درصد می‌باشد، (شکل ۱۴-ب و ج).

ساختار نمودارهای شکل‌های (۱۵) و (۱۶) و نیز بررسی پارامترهای رفتار غیرخطی لرزه‌ای سازه‌های مطالعاتی ۳۰ و ۴۰ طبقه، نشان دهنده پدیدار شدن یک ناهمگونی گسترده برای نمودارهای پوشش ماکزیمم دررفت جانبی بوده و نمودی از تاثیرات و اندرکنش پیچیده مودهای ارتعاشی متناظر با هر سه راستای اصلی اسکلت مقاوم را بیان می‌نماید. همچنین بروز روند افزایشی تقاضای دررفت در رفتار لرزه‌ای اسکلت مقاوم با هر سه مدولاسیون، بویژه در ترازهای نیمه بالایی سازه صورت پیدا می‌نماید.

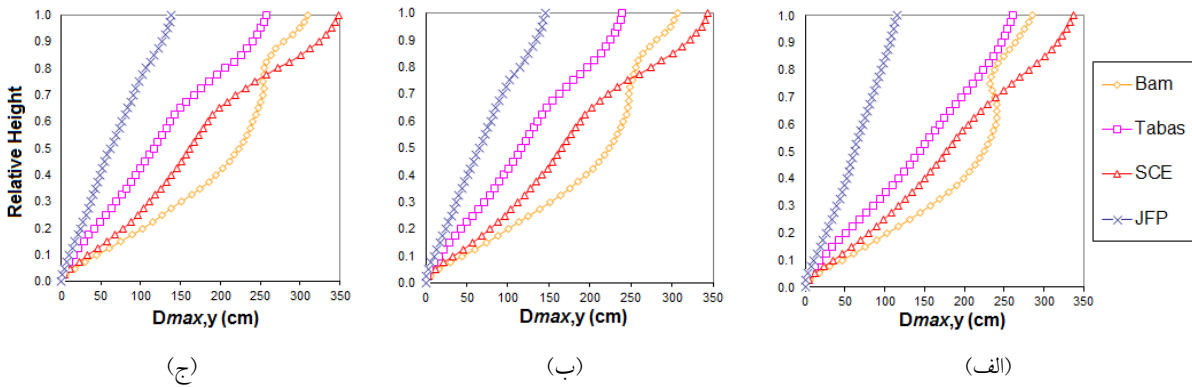
دو پارامتر حداکثر جابجایی و دررفت جانبی طبقات از عوامل مهم جهت ارزیابی لرزه‌ای سازه‌ها به شمار می‌روند. اندازه و چگونگی تغییرات این دو پارامتر پاسخ، تاثیر بسزایی بر طرح سازه به جهت انتخاب و رسیدن به آرایش بهینه اسکلت مقاوم ایفا می‌کند. نمودارهای مربوط به پوشش ماکزیمم دو پارامتر تغییرمکان و دررفت جانبی طبقات مدل‌های مطالعاتی با سه مدولاسیون ۴، ۵ طبقه‌ای و نیز یکنواخت، در شکل‌های (۱۱) تا (۱۶) ارائه شده‌اند. ارزیابی مقادیر تغییرمکان‌های حاصل شده تحت اثر رکوردهای نیرومند حوزه نزدیک، گویای آن است که با بلندتر شدن ارتفاع اسکلت مقاوم، آهنگ افزایش این پارامتر پاسخ نیز در تمامی سازه‌های مطالعاتی بیشتر خواهد شد. ماکزیمم تغییرمکان جانبی ایجاد شده در رفتار لرزه‌ای غیرخطی سازه‌های ۲۰ و ۳۰ طبقه تحت رکورد BAM به ترتیب ۲۳۰ و ۲۸۰ سانتیمتر می‌باشد. همچنین ماکزیمم تغییرمکان جانبی مربوط به سازه ۴۰ طبقه نیز تحت رکورد SCE در حدود ۳۵۰ سانتیمتر در تراز بام ($z=H$) است. همان‌طور که در شکل (۱۴)-



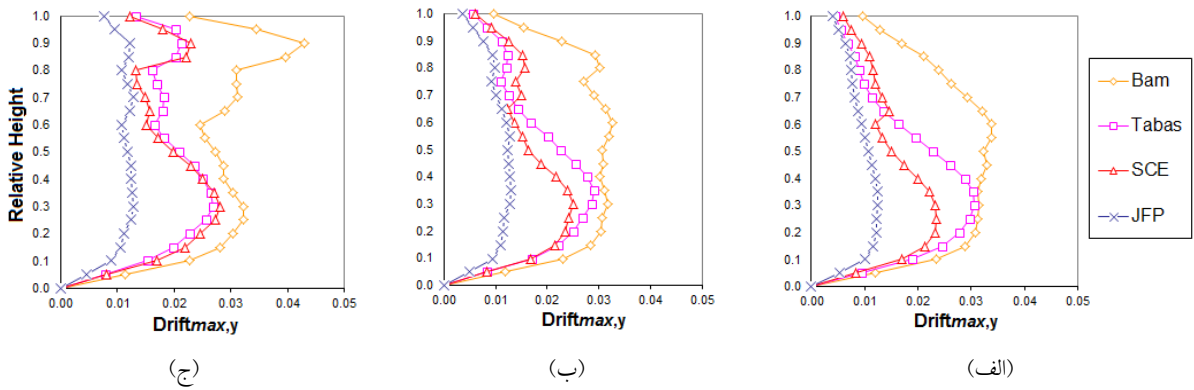
شکل ۱۱- پوشش ماکزیمم تغییرمکان طبقات در سازه‌های مطالعاتی ۲۰ طبقه: (الف) مدولاسیون یکنواخت، (ب) مدولاسیون ۵ طبقه‌ای و (ج) مدولاسیون ۴ طبقه‌ای



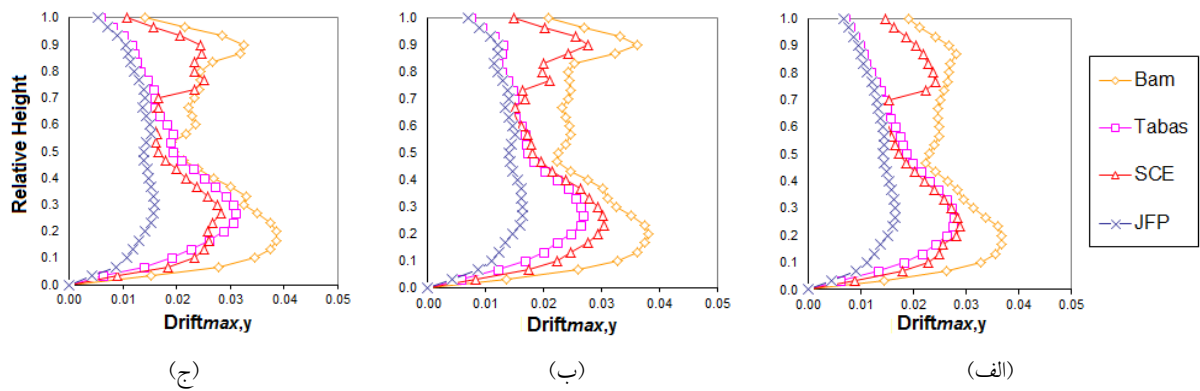
شکل ۱۲- پوش ماکزیمم تغییر مکان طبقات در سازه‌های مطالعاتی ۳۰ طبقه: (الف) مدولاسیون یکنواخت، (ب) مدولاسیون ۵ طبقه‌ای و (ج) مدولاسیون ۴ طبقه‌ای



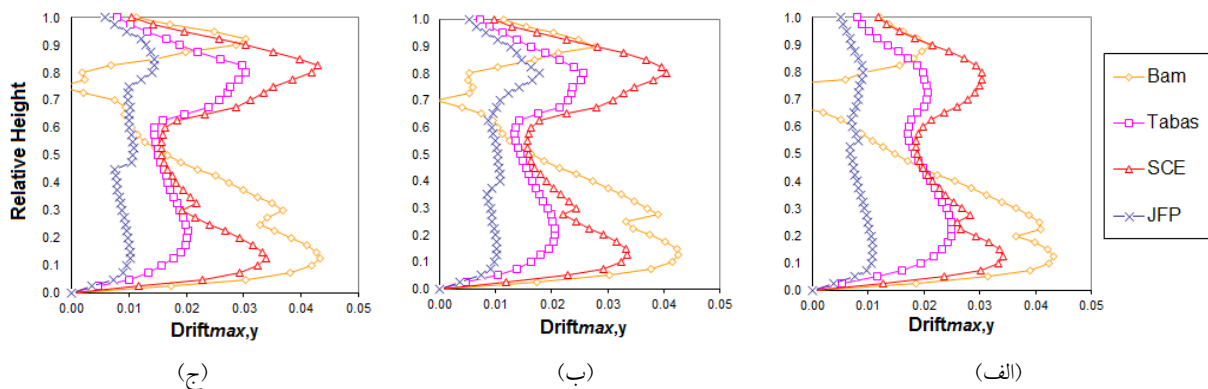
شکل ۱۳- پوش ماکزیمم تغییر مکان طبقات در سازه‌های مطالعاتی ۴۰ طبقه: (الف) مدولاسیون یکنواخت، (ب) مدولاسیون ۵ طبقه‌ای و (ج) مدولاسیون ۴ طبقه‌ای



شکل ۱۴- پوش ماکزیمم دریفت طبقات در سازه‌های مطالعاتی ۲۰ طبقه: (الف) مدولاسیون یکنواخت، (ب) مدولاسیون ۵ طبقه‌ای و (ج) مدولاسیون ۴ طبقه‌ای



شکل ۱۵- پوش ماکزیمم دررفت طبقات در سازه‌های مطالعاتی ۳۰ طبقه: (الف) مدولاسیون یکنواخت، (ب) مدولاسیون ۵ طبقه‌ای و (ج) مدولاسیون ۴ طبقه‌ای



شکل ۱۶- پوش ماکزیمم دررفت طبقات در سازه‌های مطالعاتی ۴۰ طبقه: (الف) مدولاسیون یکنواخت، (ب) مدولاسیون ۵ طبقه‌ای و (ج) مدولاسیون ۴ طبقه‌ای

بخش فوقانی سازه، بیشتر نمایان می‌گردد. همچنین در بررسی رفتار لرزه‌ای سازه ۳۰ طبقه نیز تغییرات یاد شده در حالت کاربرد مدولاسیون یکنواخت نسبت به ۵ طبقه‌ای، میزان ۶/۶۶ درصد افزایش را نشان می‌دهد (جدول ۱۰)). بر طبق جدول (۱۱) عدد متناظر حاصل از ارزیابی پاسخ لرزه‌ای سازه‌های ۴۰ طبقه نیز به حدود ۵۰ درصد می‌رسد. مجموعه نتایج فوق بیان‌گر آن است که تغییرات پارامتر دررفت تا حدود ارتفاع نسبی ۰/۳ افزایشی بوده و پس از آن دچار یک روند نزولی و صعودی می‌شود.

نمود متفاوت حاصل شده برای تغییرات بیشینه دررفت در اسکلت مقاوم سازه‌های مطالعاتی ۲۰، ۳۰ و ۴۰ طبقه، بیان‌کننده موقعیت‌های احتمالی تشکیل حوزه‌های غیرخطی است. همچنین، موقعیت‌های هندسی مربوط به دامنه بزرگ‌تر پارامتر دررفت نیز محل تشکیل و گسترش مفاصل پلاستیک را نشان

ارزیابی مقایسه‌ای برای تغییرات دررفت بر اساس کاربرد سه مدولاسیون مفروض برای سازه‌های ۲۰، ۳۰ و ۴۰ طبقه (شکل (۹)) تحت چهار رکورد نیرومند حوزه نزدیک، در جداول (۹) تا (۱۱) ارائه شده است. تمرکز محاسباتی بر تغییرات دررفت در دو نیمه تحتانی و فوقانی سازه‌های مطالعاتی ۲۰، ۳۰ و ۴۰ طبقه می‌باشد. با توجه به نتایج جدول‌های مذکور برای سازه‌های ۲۰ و ۴۰ طبقه تحت رکورد JFP در قسمت تحتانی اسکلت مقاوم، تغییرات چندانی در مقدار دررفت برای حالت مدولاسیون ۵ طبقه‌ای نسبت به دو مدولاسیون ۴ طبقه‌ای و یکنواخت دیده نمی‌شود. مشخصات رفتار لرزه‌ای سازه‌های ۲۰ طبقه نیز نشان دهنده تغییرات دررفت اسکلت مقاوم با مدولاسیون ۵ طبقه‌ای نسبت به ساختارهای ۴ طبقه‌ای و یکنواخت، به ترتیب در حدود ۲۵ و ۲۲/۲۲ درصد است (جدول ۹)). با افزایش ارتفاع مدل‌های مطالعاتی، روند تغییرات پارامتر دررفت به ویژه در

می‌دهد. با پیروی از این موضوع و همانطور که در شکل‌های (۱۷) و (۱۸) مشاهده می‌شود، مکانیزم مفاصل پلاستیک نیز برای سازه ۲۰ طبقه با مدولاسیون ۴ طبقه‌ای در ترازهای تحتانی اسکلت مقاوم، متمرکز است. همچنین ملاحظه می‌شود که برای کاربرد دو مدولاسیون دیگر در اسکلت مقاوم سازه ۲۰ طبقه، مکانیزم مفاصل پلاستیک در حدود ترازهای میانی و برخی ترازهای بالایی با دامنه غیرخطی بزرگ‌تر تشکیل شده است. سطوح عملکردی به ترتیب خدمت‌پذیری بدون وقفه^{۲۷}، ایمنی جانی^{۲۸} و آستانه فروریزش^{۲۹} نام دارند. تعریف دامنه‌های عددی مربوط به سطوح عملکردی فوق بر پایه گزارش‌های Fema صورت گرفته است.

نتایج تحلیلی نشان می‌دهد که تحت رکورد SCE (شکل (۵)) در هر دو بخش تحتانی و فوقانی اسکلت مقاوم ۳۰ طبقه، روند افزایش دررفت وجود دارد. شایان ذکر است که مکانیزم مفاصل غیرخطی در اسکلت مقاوم سازه ۳۰ طبقه تحت رکورد TAB (شکل (۴))، با نمود مشخصی در طبقات پایینی شکل گرفته و همچنین تحت رکورد SCE نیز در هر دو قسمت تحتانی و فوقانی سازه، آرایش مفاصل غیرخطی تشکیل شده است (شکل‌های (۱۹) و (۲۰)). مطابق شکل (۳) رکورد SCE دارای پالس بزرگ دامنه و کوتاه مدت با گام زمانی نزدیک به پرپود مود پایه سازه‌های مطالعاتی ۳۰ طبقه است.

جدول ۹- درصد تغییرات پارامتر دررفت در پاسخ لرزه‌ای سازه‌های مطالعاتی ۲۰ طبقه

رکورد	تغییرات نسبی میان مدولاسیون‌های ۵ و ۴ طبقه‌ای		تغییرات نسبی میان مدولاسیون‌های ۵ طبقه‌ای و یکنواخت	
	نیمه تحتانی اسکلت	نیمه فوقانی اسکلت	نیمه تحتانی اسکلت	نیمه فوقانی اسکلت
Bam	-۳/۱۲	-۲۸/۵۷	۰	۱۳/۳۳
Tabas	۱۱/۵۳	-۴۲/۸۵	۳/۴۴	-۱۶/۶۶
SCE	-۱۰/۷۰	-۳۱/۸۱	-۸	-۶/۶۶
JFP	۰	-۲۵/۰۰	۰	-۲۲/۲۲

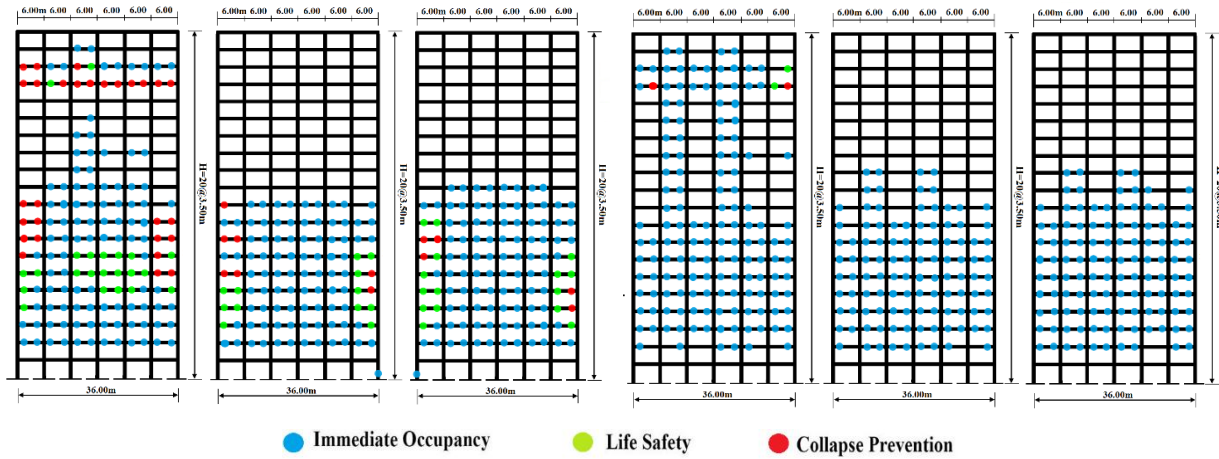
جدول ۱۰- درصد تغییرات پارامتر دررفت در پاسخ لرزه‌ای سازه‌های مطالعاتی ۳۰ طبقه

رکورد	تغییرات نسبی میان مدولاسیون‌های ۴ و ۵ طبقه‌ای		تغییرات نسبی میان مدولاسیون‌های ۵ طبقه‌ای و یکنواخت	
	نیمه تحتانی اسکلت	نیمه فوقانی اسکلت	نیمه تحتانی اسکلت	نیمه فوقانی اسکلت
Bam	۰	۱۲/۵۰	-۲/۶۳	-۲۲/۲۲
Tabas	-۱۳/۳۳	۸/۳۳	۳/۸۴	-۱۵/۳۸
SCE	۷/۱۴	-۶/۶۶	۸/۰۰	-۱۱/۱۱
JFP	۰	۲۰/۰۰	۶/۶۶	-۲۵/۰۰

جدول ۱۱- درصد تغییرات پارامتر دررفت در پاسخ لرزه‌ای سازه‌های مطالعاتی ۴۰ طبقه

رکورد	تغییرات نسبی میان مدولاسیون‌های ۴ و ۵ طبقه‌ای		تغییرات نسبی میان مدولاسیون‌های ۵ طبقه‌ای و یکنواخت	
	نیمه تحتانی اسکلت	نیمه فوقانی اسکلت	نیمه تحتانی اسکلت	نیمه فوقانی اسکلت
Bam	-۲/۳۲	-۱۰/۰۰	۲/۳۸	-۲۲/۲۲
Tabas	۰	-۱۶/۶۶	۲۰/۰۰	-۲۰/۰۰
SCE	۰	-۴/۷۶	۳/۰۳	-۲۵/۰۰
JFP	۰	۲۱/۴۲	۰	-۴۷/۰۵

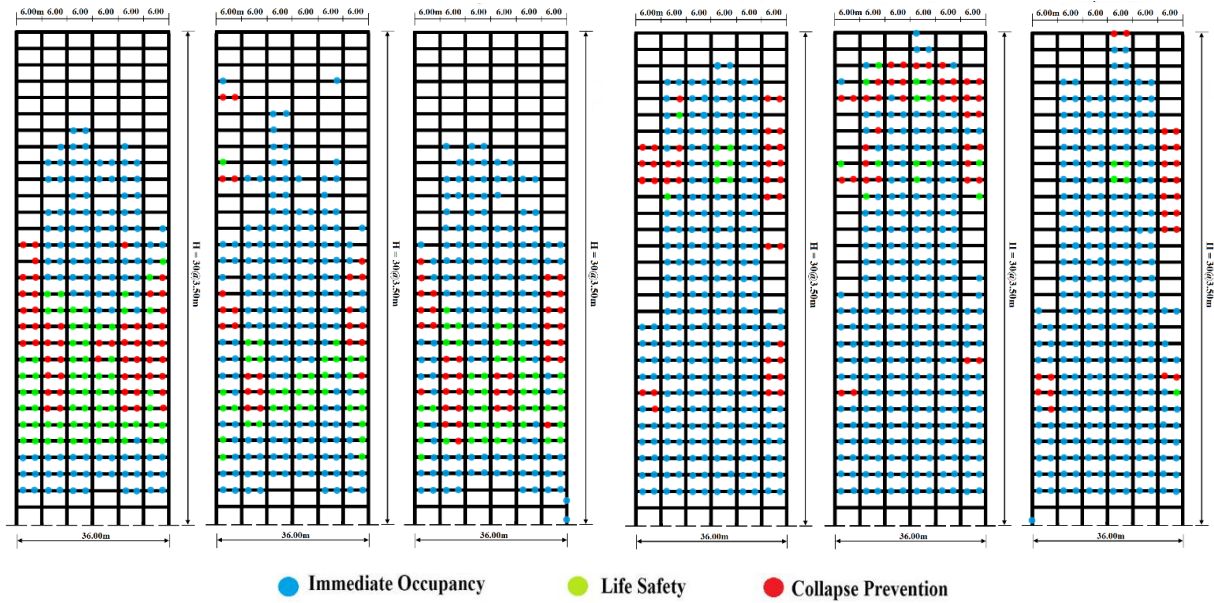




● Immediate Occupancy ● Life Safety ● Collapse Prevention

شکل ۱۷- ساختار مفصل پلاستیک در سازه‌های مطالعاتی ۲۰ طبقه در انتهای بازه زمانی رکورد TAB: (الف) مدولاسیون یکنواخت، (ب) مدولاسیون ۵ طبقه‌ای و (ج) مدولاسیون ۴ طبقه‌ای (تعریف سطوح عملکرد بر اساس Fema 356 می‌باشد).

شکل ۱۸- ساختار مفصل پلاستیک در سازه‌های مطالعاتی ۲۰ طبقه در انتهای بازه زمانی رکورد SCE: (الف) مدولاسیون یکنواخت، (ب) مدولاسیون ۵ طبقه‌ای و (ج) مدولاسیون ۴ طبقه‌ای (تعریف سطوح عملکرد بر اساس Fema 356 می‌باشد).



● Immediate Occupancy ● Life Safety ● Collapse Prevention

شکل ۱۹- ساختار مفصل پلاستیک در سازه‌های مطالعاتی ۳۰ طبقه در انتهای بازه زمانی رکورد TAB: (الف) مدولاسیون یکنواخت، (ب) مدولاسیون ۵ طبقه‌ای و (ج) مدولاسیون ۴ طبقه‌ای (تعریف سطوح عملکرد بر اساس Fema 356 می‌باشد).

شکل ۲۰- ساختار مفصل پلاستیک در سازه‌های مطالعاتی ۳۰ طبقه در انتهای بازه زمانی رکورد SCE: (الف) مدولاسیون یکنواخت، (ب) مدولاسیون ۵ طبقه‌ای و (ج) مدولاسیون ۴ طبقه‌ای (تعریف سطوح عملکرد بر اساس Fema 356 می‌باشد).

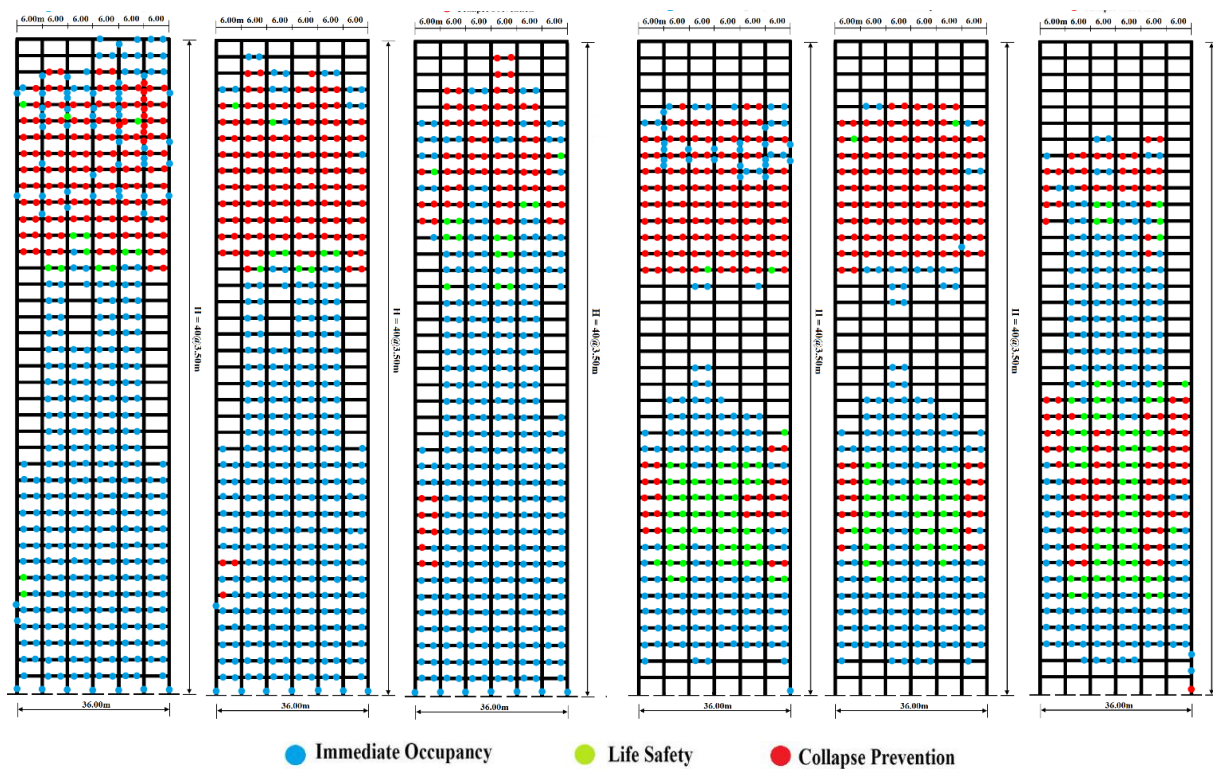
تحت اثر اعمال دو رکورد TAB و SCE بر سازه‌های ۴۰ طبقه بیان‌گر آن است که در بخش‌های تحتانی و فوقانی، مقدار ماکزیمم نسبی حاصل گردیده و در نتیجه مفاصل غیرخطی در طبقات تحتانی و فوقانی شکل گرفته اند. با توجه به شکل‌های

تاریخچه زمانی رکورد TAB دارای یک پالس ترکیبی بسیار بلند مدت سرعت می‌باشد. تفاوت آرایش و دامنه عملکردی مفاصل غیرخطی تشکیل شده در اسکلت مقاوم سازه نیز بر همین اساس توصیف می‌گردد. روند تغییرات پارامتر دررفت

(۲۱) و (۲۲) آرایش و چیدمان مفاصل غیرخطی در اسکلت سازه‌های مطالعاتی ۴۰ طبقه تحت رکورد TAB در دامنه عملکردی به مراتب بزرگ‌تر نسبت به رکورد SCE قرار می‌گیرد. روند تغییرات دررفت نیز بطور نزدیکی از مشخصات فوق پیروی می‌نماید. نکته مهم دیگر آن که تحت اثر رکوردهای نیرومند انتخابی (جدول (۷)) به صورت تدریجی و تا حدود نیمه اول پالس سرعت، ویژگی‌های رفتار لرزه‌ای سازه‌های مطالعاتی با نمود جامع‌تر حوزه تغییرشکل‌های بزرگ هندسی است. با گذر از اوج پالس سرعت هر دو مولفه LN و به ویژه TR، ماهیت رفتار لرزه‌ای با شاخص بزرگتر غیرخطی هندسی-مادی خواهد بود. بروز این رفتار لرزه‌ای نیز به صورت کاهش سختی^{۳۰} و زوال مقاومت^{۳۱} اسکلت سازه است. تشکیل و گسترش مفاصل غیرخطی در المان‌های اصلی سازه واقع خواهد شد. بدین ترتیب می‌توان تأثیرگذاری پالس‌های بزرگ و پر دامنه سرعت را در ایجاد تغییرات بزرگ سرعت نسبی طبقات سازه و

نیز پارامتر دررفت ملاحظه نمود.

شایان ذکر است که با ضریب‌دار شدن مولفه‌های سه گانه شتاب زمین در یک رکورد نیرومند حوزه نزدیک، ساختارهای چند موجی با دامنه کوتاه تا متوسط نیز به پالس‌های بزرگ و پیوسته تبدیل خواهند شد. این پالس‌های بزرگ با ساختار شبیه امواج ترکیبی سینوسی در تاریخچه زمانی سرعت و تغییر مکان زمین ظاهر می‌شوند. بدین ترتیب، رفتار دینامیکی زمین در حوزه نزدیک گسل به صورت یک جنبش ضربه‌ای چندگانه و بسیار پرانرژی خواهد بود. نتیجه فرایند فوق بصورت ضربات متوالی به اسکلت مقاوم ساختمان است که با پدیدار شدن مکانیزم‌های گسترده غیرخطی با دامنه بزرگ در اسکلت مقاوم همراه خواهد بود. گسترش تدریجی اثرات نرم‌شدگی ناشی از کاهش سختی و زوال مقاومت در رفتار المان‌های اصلی سازه، سبب گذر سریع از سطح عملکرد ایمنی جانی و حاکم شدن وضعیت آستانه فروریزش خواهد شد.



شکل ۲۱- ساختار مفاصل پلاستیک در سازه‌های مطالعاتی ۴۰ طبقه در انتهای بازه زمانی رکورد SCE: (الف) مدولاسیون یکنواخت، (ب) مدولاسیون ۵ طبقه‌ای و (ج) مدولاسیون ۴ طبقه‌ای (تعریف سطوح عملکرد بر اساس Fema 356 می‌باشد).

شکل ۲۲- ساختار مفاصل پلاستیک در سازه‌های مطالعاتی ۴۰ طبقه در انتهای بازه زمانی رکورد TAB: (الف) مدولاسیون یکنواخت، (ب) مدولاسیون ۵ طبقه‌ای و (ج) مدولاسیون ۴ طبقه‌ای (تعریف سطوح عملکرد بر اساس Fema 356 می‌باشد).

- [1] PEER Report 2017/06, 2017, Guidelines for performance based seismic design of tall buildings, Report as part of the Tall Buildings Initiative, University of California, Berkeley.
- [2] Naeim, F. (2001), "The seismic design handbook", 2th edition, Kluwer Academic Publisher.
- [3] Chen, W.F. (2003), "Earthquake engineering Handbook", CRC Press.
- [4] Zhai, C., Chang, Z., Li, S., Chen, Z.Q. and Xie, L. (2013), "Quantitative identification of near-fault pulse-like ground motions based on energy", Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 103, pp. 2591-2603.
- [5] Trifunac, M.D. and Todorovska, M. (2013), "A note on energy of strong ground motion during Northridge, California, earthquake of January 17, 1994", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 47, pp. 175-184.
- [6] Trifunac, M.D. and Todorovska, M. (2013), "A note on the power of strong ground motion during Northridge, California, earthquake of January 17, 1994", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 52, pp. 13-26.
- [7] Tian, Y.J., Yang, Q. and Lu, M.Q. (2007), "Simulation method of near-fault pulse type ground motion", ACTA Seismologica, Vol. 20, pp. 80-87.
- [8] Mukhopadhyay, S. and Gupta, V.K. (2013), "Directivity pulses in near-fault ground motions-I: Identification, extraction and modeling", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 50, pp. 1-15.
- [9] Mukhopadhyay, S. and Gupta, V.K. (2013), "Directivity pulses in near-fault ground motions-II: estimation, extraction and modeling", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 50, pp. 38-52.
- [10] Malhotra, P.K. (1999), "Response of buildings to near-field pulse-like ground motions", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 28, pp. 1309-1326.
- [11] Somerville, P.G. (2003), "Magnitude scaling of the near fault rupture directivity pulse", Physics of the Earth and Planetary Interiors, Vol. 137, 201-212.
- [12] Bray, J.D. and Rodriguez-Marek, A. (2004), "Characterization of forward-directivity ground motions in the near-fault region", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 24, pp. 815-828.
- [13] Kermani, E., Jafarian, Y. and Baziar, M. (2009), "New predictive models for the ratio of strong ground motions using genetic programming", International Journal of Civil Engineering, Vol. 7, pp. 236-247.
- [14] Yaghmaei-Sabegh, S. and Tsang, H.H. (2011), "An updated study on near-fault ground motions of the 1978 Tabas, Iran, earthquake ($M_w=7.4$)", Scientia Iranica. Transaction A, Civil Engineering, Vol. 18, pp. 895-905.
- [15] Burks, L.S. and Baker, J.W. (2016), "A predictive model for fling-step in near-fault ground motions based on recordings and simulations", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 80, pp. 119-126.
- [16] Hall, J.F. (1995), "Parameter study of the response of moment-resisting steel frame buildings to near-source ground motions", Report No. EERL, pp. 95-08.
- [17] Iervolino, I., Manfredi, G. and Cosenza, E. (2006), "Ground motion duration effects on nonlinear seismic response", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 35, pp. 21-38.

۵- نتیجه‌گیری

در این پژوهش، عملکرد لرزه‌ای سه سازه قاب محیطی دسته شده ۲۰، ۳۰ و ۴۰ طبقه، به ترتیب با ارتفاع کلی ۷۰، ۱۰۵ و ۱۴۰ متر همراه با کاربرد مدولاسیون‌های ۴، ۵ طبقه‌ای و یکنواخت در اسکلت مقاوم، مورد مطالعه قرار گرفت. بر اساس ارزیابی نتایج تحلیل‌های دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی تحت اثر رکوردهای مقیاس شده حوزه نزدیک، روند و چگونگی تغییرات پارامترهای پاسخ مدل‌های مطالعاتی بررسی گردید.

ملاحظه شد که با افزایش ارتفاع سازه و بالا رفتن دامنه زمانی پیروید موده‌های ارتعاشی، مقادیر پارامترهای پاسخ سازه‌ها دچار تغییرات با روند افزایشی نسبی می‌گردد. همچنین، وجود ساختارهای متفاوت پالس و اسپایک‌های شتاب، همزمان با پالس‌های پیوسته سرعت نیز سبب بروز تغییرات ناهمگن در پارامتر برش پایه می‌شود. نکته دیگر آن که روند مذکور تحت رکورد نیرومند BAM مشخص‌تر است. تاریخچه زمانی هر دو مولفه TR و LN مربوط به این رکورد نیز حاوی یک پالس بزرگ و مشخص سرعت می‌باشد.

تغییرات مدولاسیون اسکلت مقاوم، تاثیر چندانی بر روی کاهش پارامتر دریافت سازه‌های مطالعاتی ۲۰ طبقه ندارد. روند افزایشی تغییرات ناهمگون این پارامتر پاسخ در راستای ارتفاع سازه‌های مطالعاتی با بیشتر شدن پیروید مود ارتعاشی پایه، دچار فزونی گردیده و دامنه این تغییرات در طبقات فوقانی سازه‌های مطالعاتی ۳۰ و ۴۰ طبقه به حدود ۵۰ درصد نیز رسید. بروز روند فوق، با یک نمود غیریکنواخت برای کاربرد هر سه مدولاسیون اسکلت مقاوم ملاحظه می‌شود. همچنین، دامنه ماکزیمم دریافت تحت رکوردهای نیرومند حوزه نزدیک، به طور نسبی و در یک بازه تغییرات کوچک، بیشتر در طبقات نیمه پایینی اسکلت سازه‌های مطالعاتی دیده شد.

آرایش مفصل غیرخطی با دامنه و سطوح عملکردی بزرگ‌تر نیز در گستره‌ای از بخش‌های بالایی و تحتانی اسکلت مقاوم تشکیل گردید. ناهمگونی آرایش تشکیل مفصل غیرخطی در اسکلت مقاوم با تغییرات پارامتر دریافت در راستای ارتفاع سازه، ارتباط نزدیک دارد. همچنین با توجه به مجموعه عوامل مشروح فوق، کاربرد مدولاسیون‌های ۴ و ۵ طبقه‌ای در اسکلت مقاوم سازه‌های بلند مرتبه قاب محیطی دسته شده می‌تواند وضعیت تعدیل یافته‌ای برای رفتار لرزه‌ای در حوزه نزدیک گسل، در پی داشته باشد.



- [34] Yaghmaei-Sabegh, S. (2013), "Wavelet-based analysis for pulse period of earthquake ground motions", *International Journal of Engineering-Transactions A: Basics*, Vol. 26, pp. 1135-1144.
- [35] Tsang, H.H., Wilson, J.L., Lam, N.T. and Su, R.K. (2017), "A design spectrum model for flexible soil sites in regions of low-to-moderate seismicity", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 92, pp. 36-45.
- [36] Iranian Standard No. 2800, (2014), Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings, fourth edition, Tehran, Iran. (In Persian)
- [37] Iranian National Building Code, 2014, Steel Structures - Issue 10, Tehran, Iran. (In Persian)
- [38] Azhdarifar, M., Meshkat-Dini, A. and Sarvghad-Moghadam, A. (2015), "Study on the seismic response parameters of steel medium-height buildings with framed-tube skeleton under near-fault records", *Electronic Journal of Structural Engineering (EJSE)*, Vol. 15, pp. 70-87.
- [39] Iranian National Building Code, 2014, Design Loads for Buildings - Issue 6, Tehran, Iran. (In Persian)
- [40] Ahmadi, A. (2015), "Assessment of the seismic drift in tall buildings subjected to near-field earthquake records containing forward directivity effects", MSc. Thesis, Kharazmi University.
- [41] Whitney, R. (2019), "Quantifying near fault pulses using generalized Morse wavelets", *Journal of Seismology*, Vol. 23, pp.1115-1140.
- [42] Afshari, K., Stewart, J.P. and Steidl, J.H. (2019), "California ground motion vertical array database", *Earthquake Spectra*, Vol. 35, pp. 2003-2015.
- [43] Rupakhety, R.B. and Sigbjornsson, R. (2011), "Can simple pulses adequately represent near-fault ground motions?", *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 15, pp. 1260-1272.
- [44] Rodríguez, A.A. and Miranda, E. (2015), "Assessment of building behavior under near-fault pulse-like ground motions through simplified models", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 79, pp. 47-58.
- [45] Çelebi, M., Ulusoy, H.S. and Nakata, N. (2016), "Responses of a tall building in Los Angeles, California, as inferred from local and distant earthquakes", *Earthquake Spectra (EERI)*, Vol. 32, pp. 1821-1843.
- [46] Zhang, H., Lian, M. and Su, M. (2020), "Study on the seismic performance of high-strength steel framed-tube structures with replaceable shear links", *Constructional Steel Research*, Vol. 171, pp.106131.
- [47] PEER Ground Motion Database, <http://peer.berkeley.edu/>
- [48] FEMA 356, 2000, Pre-Standard and Commentary for the seismic Rehabilitation of Buildings, Washington D.C. Federal Emergency Management Agency.
- [49] FEMA 440, 2005, Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures (ATC-55 Project).
- [50] Azizi, Y. (2019), "Estimation of structural resilience based on fragility curves and uniformity of drift distribution in bundled tube structures under near-field earthquake", PhD Proposal Report, Kharazmi University.
- [51] PERFORM 3D, 2007, Nonlinear Analysis and Performance Assessment for 3D-Structures (CSI), Berkeley, California.
- [52] SAP2000, 2010, Integrated Software for Structural Analysis and Design (CSI), Berkeley, California.
- [18] Kalkan, E. and Kunnath, S. (2006), "Effects of fling step and forward directivity on seismic response of buildings", *Earthquake Spectra*, Vol. 22, pp. 367-390.
- [19] Mavroeidis, G.P. and Papageorgiou, A.S. (2010), "Effect of fault rupture characteristics on near-fault strong ground motions", *Bulletin of the Seismological Society of America (BSSA)*, Vol. 100, pp. 37-58.
- [20] Riahi, H.T., Amouzegar, H. and Fosoul, S.A.S. (2015), "Comparative study of seismic structural response to real and spectrum matched ground motions", *Scientia Iranica. Transaction A, Civil Engineering*, Vol. 22, pp. 92-106.
- [21] Bradley, B.A., Pettinga, D., Baker, J.W. and Fraser, J. (2017), "Guidance on the utilization of earthquake-induced ground motion simulations in engineering practice", *Earthquake Spectra*, Vol. 33, pp.809-835.
- [22] Puglia, R., Russo, E., Luzi, L., D'Amico, M., Felicetta, C., Pacor, F. and Lanzano, G. (2018), "Strong motion processing service: a tool to access and analyse earthquakes strong-motion waveforms", *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol. 16, pp. 2641-2651.
- [23] Taranath, B.S. (2005), "Wind and earthquake resistant buildings structural analysis and design", 1st edn, Department of Civil and Environmental Engineering, Georgia Institute of Technology, Atlanta.
- [24] Mollaioli, F., Bruno, S., Decanini, L.D. and Panza, G.F. (2006), "Characterization of dynamic response of structure to damaging pulse-type near-field ground motions", Vol. 41, pp. 23-46.
- [25] Narayan, S., Shrimali, M.K., Bharti, S.D. and Datta, T.K. (2018), "Collapse of damaged steel building frames because of earthquakes", *Journal of Performance of Constructed Facilities*, Vol. 32, pp.04017128.
- [26] Gunel, M.H. and Ilgin, E.H. (2007), "A proposal for the classification of structural system of tall buildings", *Building and Environment*, Vol. 42, pp. 2667-2675.
- [27] Ali, M.M. and Moon, K.S. (2007), "Structural developments in tall buildings: current trends and future prospects", *Architectural Science Review*, Vol. 50, pp.205-223.
- [28] Alhan, C. and Sürmeli, M. (2015), "Necessity and adequacy of near-source factors for not-so-tall fixed-base buildings", *Earthquake Engineering and Engineering Vibrations*, Vol. 14, pp. 13-26.
- [29] Krishnan, S. (2007), "Case studies of damage to 19-storey irregular steel moment-frame buildings under near-source ground motion", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 36, pp. 861-885.
- [30] Mazinani, I., Jumaat, M.Z., Ismail, Z. and Chao, O.Z. (2014), "Comparison of shear lag in structural steel building with framed tube and braced tube", *Structural Engineering and Mechanics*, Vol. 49, pp. 297-309.
- [31] Khaloo, A.R., Khosravi, H. and Hamidi Jamnani H. (2015), "Nonlinear interstory drift contours for idealized forward directivity pulses using modified fish-bone models", *Advances in Structural Engineering (SAGE Journals)*, Vol. 18, pp. 603-627.
- [32] Azhdarifar, M., Meshkat-Dini, A. and Sarvghd Moghadam, A.R. (2017), "Analytical Study of Interior Rigid Bents Arrangement on Seismic Response of Tall Buildings", *Journal of Seismology and Earthquake Engineering (JSEE)*, Vol. 19, pp. 247-260.
- [33] Kalkan, E. and Kunnath, S. (2008), "Relevance of absolute and relative energy content in seismic evaluation of structures", *Advances in Structural Engineering*, Vol. 11, pp. 1-18.



- ¹ Imperial Valley 1979
- ² Loma Prieta 1989
- ³ Landers 1992
- ⁴ Cape Mendocino 1992
- ⁵ Northridge 1994
- ⁶ Kobe 1995
- ⁷ Erzincan 1992
- ⁸ Kocaeli 1999
- ⁹ Tabas 1978
- ¹⁰ Bam 2003
- ¹¹ Strike slip fault
- ¹² Dip slip fault
- ¹³ Reverse oblique fault
- ¹⁴ Rupture propagation
- ¹⁵ Fault parallel component
- ¹⁶ Fault normal component
- ¹⁷ Narrow band
- ¹⁸ Framed tube
- ¹⁹ Web part
- ²⁰ Flange part
- ²¹ Shear lag
- ²² Vertical component
- ²³ Bundled tube
- ²⁴ Rupture directivity
- ²⁵ Forward directivity
- ²⁶ Pulse period
- ²⁷ Immediate occupancy
- ²⁸ Life safety
- ²⁹ Collapse prevention
- ³⁰ Stiffness deterioration
- ³¹ Strength degradation

بررسی عملکرد لرزه‌ای مهاربندهای واگرا با تیر پیوند قائم و مجهز به میل‌مهار ساخته شده از آلیاژ حافظه‌دار شکلی

مهدی قاسمیه^{۱*}، امیررضا قوامی^۲

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

۲- دانش آموخته ارشد زلزله، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تهران، تهران

*تهران، صندوق پستی ۴۵۶۳۱۲-۱۱۱۵۵، m.ghassemieh@ut.ac.ir

چکیده

جابجایی ماندگار بعد از زلزله عملکرد سازه را مختل می‌کند و باعث ایجاد تنش‌های موضعی در سازه می‌گردد. توسعه و کاربرد سیستم‌های مقاوم مرکزگرا که قابلیت کاهش جابجایی ماندگار بعد از زلزله‌های شدید را دارد، دارای اهمیت ویژه‌ای می‌باشد. سیستم‌های مقاوم مرکزگرا شامل یک بخش مرکزگرا و یک بخش مستهلک‌کننده انرژی می‌باشد. قاب مهاربند واگرا با تیر پیوند قائم (V-EBF) یکی از سیستم‌های لرزه‌ای براساس تسلیم تیر پیوند قائم می‌باشد. هدف از این تحقیق بررسی عملکرد آلیاژهای حافظه‌دار شکلی (SMA) همراه با تیر پیوند قائم می‌باشد. اگر تیر پیوند طول کوتاه داشته باشد و ملزومات لرزه‌ای در مورد آن رعایت شود، تیر پیوند قادر به تحمل دوران‌های قابل توجه و بدون افت مقاومت خواهد بود. تیر پیوند دارای منحنی هیستریزس چاق و قابلیت بالایی از استهلاک انرژی می‌باشد. در این تحقیق رفتار غیرخطی تیرهای پیوند در قاب مهاربند واگرا به کمک مدل‌های تجربی آماده شده به وسیله سایر محققین مدل و بررسی شد و با نتایج آزمایشگاهی مقایسه گردید. بعد از صحت‌سنجی، سازه‌های ۸ و ۱۲ طبقه با سیستم V-EBF و مجهز به مهارهای ساخته شده از SMA طراحی شد و عملکرد آن با و بدون استفاده از مهارهای SMA مورد بررسی قرار گرفت. به منظور بررسی عملکرد مهارهای ساخته شده از SMA تحلیل بارافزون، تاریخچه‌زمانی و تحلیل دینامیکی فزاینده (IDA) انجام گرفت. نتایج تحلیل‌های لرزه‌ای نشان داد که کاربرد مهارهای SMA عملکرد سازه را بهبود بخشیده و ظرفیت مرکزگرایی بالایی ایجاد می‌کند؛ به گونه‌ای که به شکل قابل توجهی جابجایی ماندگار سازه را کاهش می‌دهد.

واژگان کلیدی

قاب مهاربند واگرا، تیر پیوند، آلیاژ حافظه‌دار شکلی، جابجایی ماندگار

Seismic assessment of eccentrically braced frame with shape memory alloy rods

M. Ghassemieh, A. Ghavami

Abstract

Residual displacement after an earthquake disrupts the performance of the structure and leads to local stress. There has been special important in development and the using of self-centering lateral resisting systems that reduces residual drift after a large earthquake. Self-centering lateral resisting systems often include a restoring force component that dissipates seismic energy. Eccentrically braced frame with vertical link (V-EBF) is one of seismic system based on shear yielding of link beams. If link beam has short length and supplies seismic requirements, link will be able to tolerate significant rotation without strength degradation. Shear link beam has a fat hysteresis curve and height potential of energy dissipation; for this reason the use of short link beam in eccentrically braced frame was modeled by using experimental models which were provided by other researchers and compared with laboratory results. After validation, 8 and 12 story V-EBF and equipped with SMA rods were designed and their performance were compared with similar structures without SMA rods. In order to compare the structures, pushover, time history and Incremental Dynamic Analysis (IDA) were performed. The results of seismic analysis indicate that the using of SMA rods improves seismic performance and provides excellent reversibility capacity so reduces residual displacement of structure considerably.

Keywords

Eccentrically braced frame, Link beam, Shape memory alloy, Residual displacement

یکی از چالش‌های مهم در مورد ساختمان‌ها عملکرد آن‌ها در برابر زلزله می‌باشد. سازه‌ها باید به گونه‌ای طراحی شوند که رفتار غیرخطی سازه در طول زلزله در بخش‌های از پیش تعیین شده در سازه مشاهده شود و بعد از اتمام زلزله با تعویض این اعضا بتوان سازه را دوباره به وضعیت اولیه بازگرداند؛ بنابراین در طراحی لرزه‌ای تلاش‌های موجود در بخش‌های محدودی از سازه وارد محدوده غیرخطی می‌شود و بقیه تلاش‌ها برای تلاش‌های غیرخطی در محدوده الاستیک باقی می‌مانند. تلاش‌هایی از بخش‌های مشخصی از سازه که وارد محدوده غیرخطی می‌شوند باید دارای شکل‌پذیری قابل قبولی باشند.

در سیستم‌های مقاوم در برابر زلزله سختی و شکل‌پذیری جزو شاخص‌های مهم یک سازه می‌باشند؛ به همین دلیل از گذشته تا امروز داشتن سیستمی با سختی و شکل‌پذیری بالا مورد توجه بوده است. سیستم‌های قاب خمشی (MRF) یکی از سیستم‌های مرسوم می‌باشد که دارای شکل‌پذیری بالا و سختی کم می‌باشد. سیستم‌های قاب مهاربند همگرا (CBF) یکی دیگر از سیستم‌های سازه‌ای مرسوم است که دارای سختی زیادی می‌باشد؛ ولی از شکل‌پذیری بالایی برخوردار نیست. سیستم قاب مهاربند واگرا (EBF) با تیرهای پیوند کوتاه جزو با شکل‌پذیری بسیار بالا و سختی قابل توجه می‌باشند. رفتار غیرخطی در EBFها به برش و لنگر در تیر پیوند منحصر می‌شود و اگر تیرهای پیوند دارای طول کوتاه باشند، رفتار غیرخطی تیر پیوند صرفاً به برش منحصر می‌گردد. اگر تیر پیوند دارای طول کوتاه باشد و ضوابط لرزه‌ای در مورد آن به خوبی رعایت شود، تیر پیوند دارای منحنی هیستریزس چاق و پایدار می‌باشد و شکل‌پذیری بسیار زیادی از خود نشان می‌دهد.

در اوایل دهه ۱۹۷۰ میلادی برای اولین بار EBFها در ژاپن با هدف استفاده از هر دو ویژگی MRF (قابلیت شکل‌پذیری زیاد) و CBF (داشتن سختی زیاد) مورد استفاده قرار گرفت.

Hjelmstad و Popov [۱] عملکرد تیرهای پیوند با طول و ابعاد مختلف را تحت پروتکل بارگذاری مورد بررسی قرار دادند. در این تحقیق نشان داده شد که استفاده از سخت کننده قابلیت استهلاک انرژی را افزایش داده و مانع از کمانش جان تیر پیوند می‌شود.

Kasai و Popov [۲] عملکرد تیر پیوند بال پهن در شرایط وجود و عدم وجود نیروی محوری را مورد بررسی قرار دادند و در بررسی‌های خود اثر اندرکنش نیروی محوری با لنگر خمشی و برش و تاثیر آن در عملکرد تیر پیوند را در نظر گرفتند و

مشاهده کردند، افزایش نیروی محوری مقاومت خمشی و برشی تیر را کاهش می‌دهد؛ هم‌چنین مشاهده شد که نیروی محوری زیاد احتمال کمانش موضعی تیر پیوند را افزایش می‌دهد که با افزایش فشردگی مقطع می‌توان جلوی آن را گرفت.

Ricles و Popov [۳] مدلی برای مدل‌سازی تیر پیوند ارائه کردند. مدل ارائه شده توسط آن‌ها مدلی برمبنای مفصل پلاستیک متمرکز بود که رفتار غیرخطی تیر پیوند در برش و خمش به این مفاصل منحصر می‌شود؛ این مفاصل با استفاده از المانی الاستیک که طول و سطح مقطع آن برابر طول و سطح مقطع تیر پیوند می‌باشد، به هم متصل می‌شوند. در این مدل رفتار نیرو جابجایی مفاصل برشی و لنگر دوران مفاصل خمشی به صورت نمودار چهارخطی پیشنهاد شد.

Richards و Uang [۴] با ایجاد تغییراتی در مدل **Ricles و Popov [۳]** مدلی عددی خود را برای مدل‌سازی تیر پیوند کوتاه ارائه کردند؛ تفاوت اصلی این مدل با مدل **Ricles و Popov [۳]** در این است که به دلیل استفاده از این مدل در تیرهای پیوند کوتاه فقط از مفصل پلاستیک برشی در دو انتها استفاده شد؛ علاوه بر این تغییراتی نیز در مدل چهارخطی مفصل برشی نسبت به مدل **Ricles و Popov [۳]** ایجاد شد که دقت نتایج را بالاتر برد.

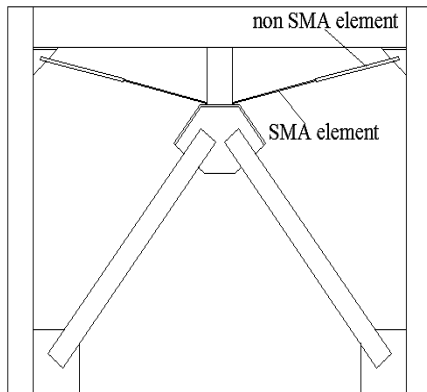
در میان EBFها، قاب‌های مهاربند واگرا با تیر پیوند قائم (V-EBF) این مزیت را دارند که تعویض تیر پیوند بعد از زلزله هزینه کم‌تری دارد و با تخریب بخش کوچکی از دیوار می‌توان سازه را به وضعیت اولیه بازگرداند.

D'Aniello و همکارانش [۵] و **Mazzolani** و همکارانش [۶] برای نخستین بار مهاربندهای واگرا با تیر پیوند قائم را مورد مطالعه عددی و آزمایشگاهی قرار دادند. در تحقیق انجام شده توسط آن‌ها تاثیر اتصال انتهای تیر پیوند قائم به تیر بتن‌آرمه مورد بررسی قرار گرفت. بررسی‌های انجام شده نشان داد که با افزایش صلبیت اتصال تیر پیوند قائم به تیر اصلی شکل‌پذیری افزایش می‌یابد و نوع گسیختگی از گسیختگی برشی در تیرها که از نوع ترد می‌باشد، به گسیختگی برشی در تیر پیوند که دارای رفتار شکل‌پذیر می‌باشد، تبدیل می‌شود.

Bouwkamp و همکارانش [۷] عملکرد V-EBF را مورد بررسی عددی و آزمایشگاهی قرار دادند و در مدل عددی از مدل ابداعی خود برای مدل‌سازی تیر پیوند استفاده کردند. مدل ابداعی آن‌ها مشابه مدل **Ricles و Popov [۳]** می‌باشد که در دو انتهای تیر پیوند مفاصل متمرکز قرار داده می‌شود که این مفاصل با استفاده از المان الاستیک به یک دیگر متصل می‌شوند. طول و



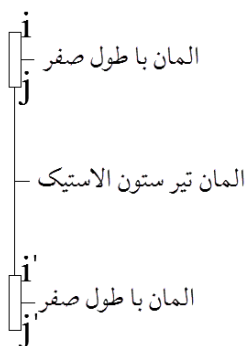
دلیل سازه‌هایی با سیستم V-EBF مجهز به میل‌مهارهای SMA (شکل ۲) طراحی شد و عملکرد آن‌ها با استفاده از نرم‌افزار OpenSees مورد ارزیابی لرزه‌ای قرار گرفت. با توجه به شکل (۲) بخشی از مهارهای مورد استفاده از SMA تشکیل شده است. این سازه باید به گونه‌ای طراحی گردد که رفتار غیرخطی سازه در تیر پیوند و میل‌مهار SMA ایجاد شود و SMA بتواند بعد از اتمام زلزله دوران ماندگار در تیر پیوند و کل سازه را کاهش دهد.



شکل ۲- سیستم V-EBF مجهز به میل‌مهار SMA

۲- مدل‌سازی تیر پیوند قائم

مدل مورد استفاده برای مدل‌سازی تیر پیوند قائم مشابه مدل Bouwkamp و همکارانش [۷] می‌باشد. مدل مورد استفاده که در نرم‌افزار OpenSees مورد استفاده قرار گرفت مشابه شکل (۳) می‌باشد. در این مدل تیر پیوند از دو المان با طول صفر^۹ تشکیل می‌شود که با استفاده از یک المان تیرستون الاستیک^{۱۰} به هم‌دیگر متصل می‌شوند. مشخصات المان الاستیک مشابه مشخصات الاستیک تیر پیوند می‌باشد.



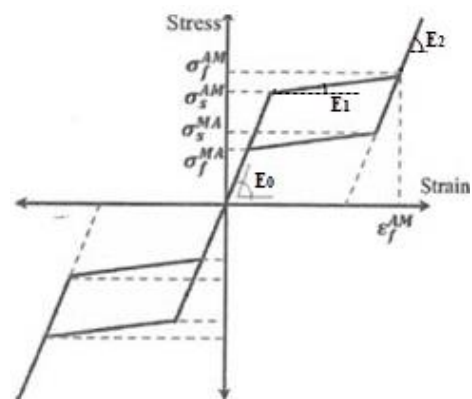
شکل ۳- نحوه مدل‌سازی عددی تیر پیوند قائم

به جهت مدل‌سازی دویبعدی المان‌های با طول صفر، این

سطح مقطع المان الاستیک معادل طول و سطح مقطع المان تیر پیوند می‌باشد و مدل رفتار برشی و خمشی مفاصل متمرکز مدلی چهارخطی می‌باشد. مدل‌های آزمایشگاهی مورد مطالعه توسط Bouwkamp و همکارانش [۷] تحت بارگذاری چرخه‌ای نشان داد که مدل عددی ارائه شده مطابقت خوبی با مدل‌های آزمایشگاهی دارد.

جابجایی ماندگار می‌تواند عملکرد سازه را مختل کند؛ در حالی که در سازه‌هایی با اهمیت زیاد حفظ قابلیت بهره برداری از سازه بلافاصله بعد از زلزله دوچندان است؛ به همین دلیل استفاده از سیستم‌های لرزه‌ای با قابلیت مرکزگرایی می‌تواند کمک زیادی به کاهش جابجایی ماندگار در سازه کند. یکی از مصالح رایج با خاصیت مرکزگرایی آلیاژ حافظه‌دار شکلی (SMA) می‌باشد. مجهز کردن اعضاء تغییرشکل کنترل به SMA می‌تواند جابجایی ماندگار سازه را تا حد زیادی کاهش دهد.

SMAهای ابرکشسان مصالحی با خاصیت مرکزگرایی می‌باشند که با وجود داشتن مقدار قابل توجهی رفتار غیرخطی می‌توانند دوباره به تغییرشکل اولیه بازگردند. به این خاصیت ابرکشسانی گفته می‌شود (شکل (۱))، که در آن σ_s^{AM} تنش است که در آن آستانیت^۷ موجود در SMA شروع به تبدیل شدن به مارتنسایت^۸ می‌کند؛ σ_f^{AM} تنش است که در آن مرحله تبدیل آستانیت به مارتنسایت به پایان رسیده است؛ σ_s^{MA} تنش است که مارتنسایت موجود در SMA شروع به تبدیل شدن به آستانیت می‌کند؛ σ_f^{MA} تنش است که در آن مرحله تبدیل مارتنسایت به آستانیت به پایان رسیده است؛ E_0 مدول الاستیسیته و ϵ_f^{AM} کرنش حد مرکزگرایی می‌باشد.



شکل ۱- نمودار تنش کرنش SMA با خاصیت ابرکشسان

هدف از این تحقیق بررسی عملکرد لرزه‌ای سازه‌هایی با سیستم V-EBF و مجهز به میل‌مهار SMA می‌باشد؛ به همین

$$K_{1M} = K_M \quad (5)$$

$$K_{2M} = 0.03K_M \quad (6)$$

$$K_{3M} = 0.015K_M \quad (7)$$

$$K_{4M} = 0.002K_M \quad (8)$$

که در روابط ذکر شده K_M و K_V از طریق روابط زیر تعیین می‌گردد.

$$K_V = \frac{GA_w}{e} \quad (9)$$

$$K_M = \frac{3EI}{e} \quad (10)$$

$$A_w = (d - 2t_f)t_w \quad (11)$$

که در آن G مدول الاستیسیته برشی؛ A_w مساحت جان تیر پیوند؛ e طول تیر پیوند؛ E مدول الاستیسیته؛ I ممان اینرسی مقطع تیر پیوند؛ d عمق مقطع تیر پیوند؛ t_f ضخامت بال تیر پیوند و t_w ضخامت جان تیر پیوند می‌باشد. مقادیر V_{y1} ؛ V_{y2} و V_{y3} و مقادیر M_{y1} ؛ M_{y2} و M_{y3} با استفاده از روابط زیر تعیین می‌شود.

$$V_{y1} = V_y \quad (12)$$

$$V_{y2} = 1.5V_y \quad (13)$$

$$V_{y3} = 2V_y \quad (14)$$

$$M_{y1} = M_y \quad (15)$$

$$M_{y2} = 1.03M_y \quad (16)$$

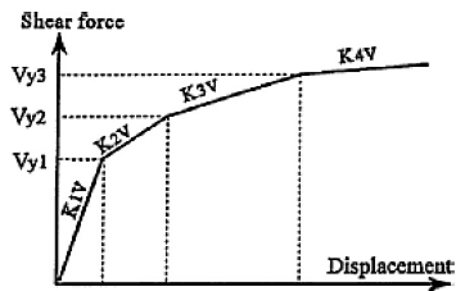
$$M_{y3} = 1.06M_y \quad (17)$$

که مقادیر V_y و M_y از طریق روابط زیر بدست می‌آید.

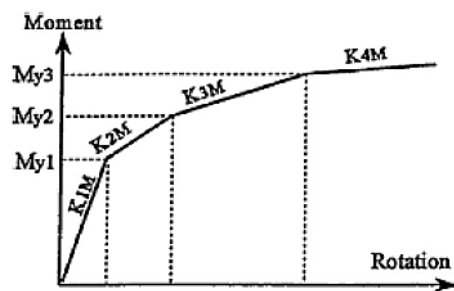
$$V_y = \frac{F_{yexp}}{\sqrt{3}}(d - 2t_f)t_w \quad (18)$$

$$M_y = ZF_{yexp} \quad (19)$$

المان‌ها در جهت افقی، قائم و دورانی رفتار می‌کنند. رفتار قائم المان‌های با طول صفر به صورت صلب می‌باشد و برای مدل-سازی آن از مصالح الاستیک^{۱۱} با سختی زیاد استفاده می‌شود. رفتار افقی المان با طول صفر (رفتار برشی) و همین‌طور رفتار دورانی المان با طول صفر با استفاده از مصالح چندخطی^{۱۲} مطابق شکل‌های (۴) و (۵) مدل می‌شوند. شکل (۴) رفتار برشی و شکل (۵) رفتار دورانی المان با طول صفر را نشان می‌دهد.



شکل ۴- نمودار برش بر حسب جابجایی المان با طول صفر (K_{1V} ، K_{2V} ، K_{3V} و K_{4V} مقادیر سختی برشی و V_{y1} ، V_{y2} و V_{y3} مقادیر نیروی برشی در بخش‌های مختلف نمودار می‌باشد).



شکل ۵- نمودار لنگر بر حسب دوران (K_{1M} ، K_{2M} ، K_{3M} و K_{4M} مقادیر سختی خمشی و M_{y1} ، M_{y2} و M_{y3} مقادیر لنگر خمشی در بخش‌های مختلف نمودار می‌باشد).

مقادیر سختی برشی و خمشی از طریق روابط زیر تعیین می‌شود.

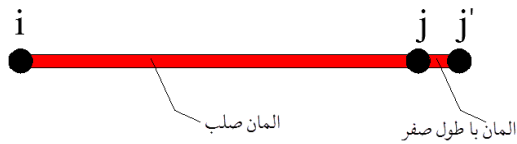
$$K_{1v} = K_v \quad (1)$$

$$K_{2v} = 0.1K_v \quad (2)$$

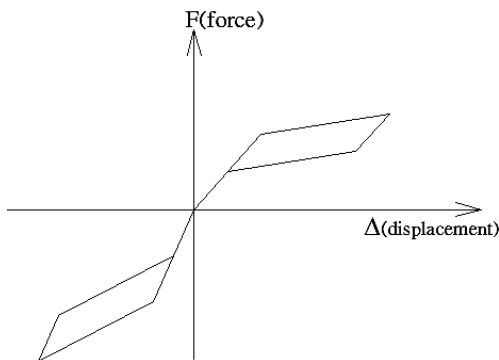
$$K_{3v} = 0.03K_v \quad (3)$$

$$K_{4v} = 0.007K_v \quad (4)$$

استفاده از مصالح الاستیک با سختی زیاد مدل می‌شود. رفتار محوری آن نیز مطابق شکل ۸ می‌باشد. در این مطالعه به منظور مدل‌سازی نمودار رفتاری شکل (۸) از مصالح مرکزگرا استفاده شد.



شکل ۷- مدل سازی مهاری SMA در OpenSees



شکل ۸- مصالح SMA کمانش تاب

۴- صحت‌سنجی

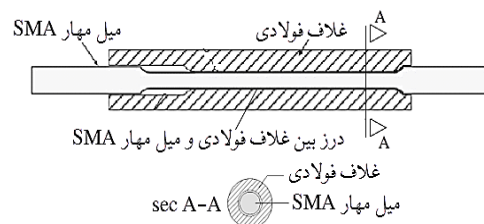
۴-۱- صحت‌سنجی V-EBF

به منظور صحت‌سنجی از مدل‌های آزمایشگاهی Zahraei و Mahroozadeh [۱۲] استفاده شد (شکل ۹) و (۱۰). مدل مورد استفاده توسط این محققین یک قاب یک دهانه و یک طبقه با سیستم V-EBF می‌باشد که با استفاده از پروتکل بارگذاری شکل (۱۱) مورد آزمایش قرار گرفت. چرخه‌های بارگذاری به ترتیب با ۰/۱۲۵، ۰/۲۵، ۰/۵، ۱، ۲، ۳، ۴ و ... برابر تغییر مکان تسلیم تا گسیختگی نمونه می‌باشد. تا قبل از چهار برابر جابجایی تسلیم سه چرخه و از لحظه چهار برابر جابجایی تسلیم و بعد از آن دو چرخه به نمونه اعمال می‌شود. تغییر مکان بالاترین نقطه سازه (Δ) در لحظه‌ی جاری شدن برای نمونه‌های ۱ و ۲ به ترتیب برابر ۰/۴۳ cm و ۰/۷۱۵ cm می‌باشد. در مدل‌های آزمایشگاهی مورد استفاده اتصال ستون به پی و اتصال تیر اصلی به ستون از نوع مفصلی و اتصال تیر پیوند به تیر اصلی و اتصال تیر پیوند به مهاربندها نیز از نوع خمشی در نظر گرفته شد. در این تحقیق دو مورد از مدل‌های آزمایشگاهی Zahraei و Mahroozadeh [۱۲]

که در آن Z اساس مقطع پلاستیک تیر پیوند و F_{yexp} تنش تسلیم مورد انتظار تیر پیوند می‌باشد که یا از طریق آزمایش تعیین می‌شود یا از ضرب تنش تسلیم اسمی مقطع در ضریبی که معمولاً این ضرب برابر ۱/۱ می‌باشد، تعیین می‌گردد [۱۰-۸].

۳- مدل‌سازی میل مهاری SMA

در این تحقیق به منظور ایجاد خاصیت مرکزگرایی در سازه مورد استفاده از مهارهای تشکیل شده از SMA (شکل ۶)) استفاده گردید. در سازه مورد استفاده به دلیل ماهیت رفت و برگشتی زلزله مهارهای مورد استفاده در طول زلزله دائماً تحت نیروهای فشاری و کششی قرار می‌گیرند. به منظور جلوگیری از کمانش بخش SMA مهار از روشی مشابه با مهاربندهای کمانش‌تاب^{۱۳} استفاده شد؛ در این روش از غلاف‌های فولادی برای جلوگیری از کمانش SMA استفاده می‌شود تا SMA در صورت قرار گرفتن در فشار دچار کمانش نشود و بتواند قابلیت مرکزگرایی خود را حفظ کند [۱۱].



شکل ۶- بخش SMA مهار [۱۱]

با توجه به شکل (۶) غلاف فولادی تحت نیروی محوری قرار نمی‌گیرد ولی جلوی کمانش SMA را می‌گیرد. در لحظه‌ای که SMA می‌خواهد کمانش کند، برخورد SMA به جداره غلاف و ایجاد اصطکاک بین جداره غلاف SMA مقاومت فشاری SMA را بالاتر برده و موجب می‌شود تا SMA مورد استفاده در هنگام قرار گرفتن در اثر نیروی فشاری مقاومت و سختی بالاتری نسبت به وضعیت کششی نشان دهد.

در این تحقیق برای مدل‌سازی SMA از مفصل پلاستیک متمرکز استفاده شد؛ به این ترتیب که بخش SMA مهار با توجه به شکل (۶) به صورت یک المان صلب مدل می‌گردد که رفتار نیرو تغییر مکان SMA به صورت یک المان با طول صفر مدل می‌شود (شکل ۷).

با توجه به شکل (۷)، المان صلب با استفاده از المان تیر ستون الاستیک با سختی زیاد مدل می‌شود. المان با طول صفر نیز به گونه‌ای مدل می‌گردد که رفتار برشی و دورانی آن با

مشخصات مصالح مورد استفاده در نمونه‌های ۱ و ۲ نیز مطابق جدول (۱) می‌باشد. نتایج مدل سازی عددی و آزمایشگاهی نمونه‌های ۱ و ۲ در شکل‌های (۱۲) و (۱۳) ارائه می‌شود.

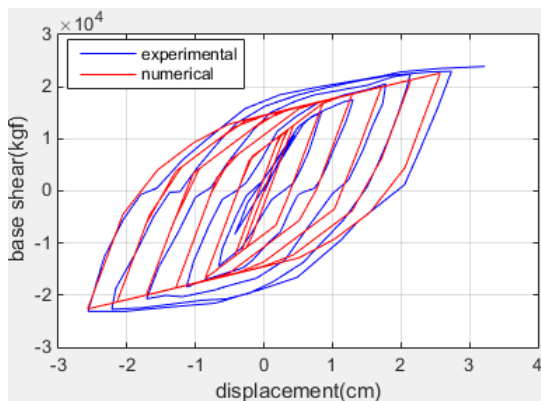
جدول ۱- مشخصات مصالح مورد استفاده در نمونه‌های آزمایشگاهی

Zahraei و Mahroozadeh [۱۲]

شماره نمونه	F_y (kgf/cm ²)	F_u (kgf/cm ²)
۱	۳۳۷۲	۴۸۲۲
۲	۳۶۴۱	۵۱۷۵

جدول ۲- SMA مورد استفاده در آزمایش Zhu و Wang [۱۱]

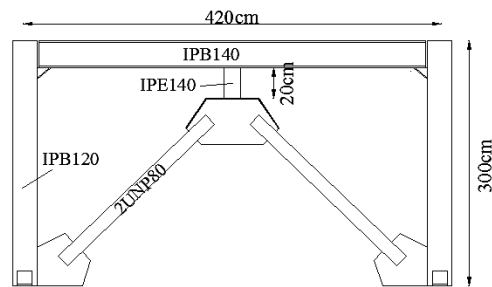
واحد	مشخصات رفتار کششی	مشخصات رفتار فشاری
kgf/cm ²	۴۶۹۶	۶۳۳۳
kgf/cm ²	۵۴۰۰	۹۷۵۰
kgf/cm ²	۲۹۲۰	۵۶۷۰
kgf/cm ²	۲۱۵۶	۲۴۰۵
kgf/cm ²	۳۱۳۰۶۷	۴۲۲۲۲۲
kgf/cm ²	۱۵۶۵۹	۷۵۹۴۶
kgf/cm ²	۱۵۶۵۳۳/۵	۲۷۰۲۲۲
-	۰/۰۰۱۶	۰/۰۰۱۶



شکل ۱۲- منحنی هیستریزس برش پایه-تغییر مکان (نمونه ۱)

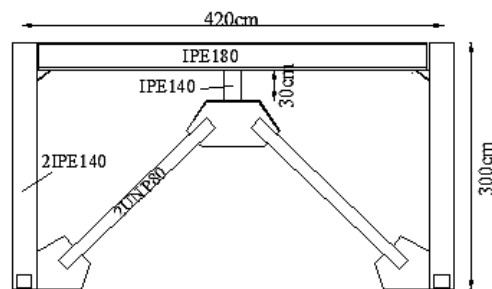
مشاهده می‌شود که نتایج عددی و آزمایشگاهی مطابقت خوبی با هم دیگر دارند. مدل عددی به خوبی توانسته است، مقاومت و سختی V-EBF را پیش‌بینی کند و میزان استهلاک انرژی (مساحت نمودار هیستریزس) نمونه عددی مطابقت خوبی با میزان استهلاک انرژی نمونه آزمایشگاهی دارد.

مورد بررسی قرار گرفت. همان‌طور که گفته شد این مدل‌ها، مدل‌هایی یک طبقه و یک دهانه بود که تحت بارگذاری جانبی قرار گرفت. مشخصات مدل‌های آزمایشگاهی Zahraei و Mahroozadeh [۱۲] مطابق جداول (۱) و (۲) می‌باشد. در مدل تهیه شده در نرم افزار OpenSees اتصال تیر اصلی به ستون و اتصال ستون به پی از نوع مفصلی فرض شد و سایر اتصالات نیز از نوع گیردار در نظر گرفته شد. تیر پیوند با استفاده از مدل Bouwkamp و همکارانش [۷] که در بخش ۲ توضیح داده شد، مدل گردید. اعضای خارج از تیر پیوند نیز با استفاده از المان غیرخطی تیر ستون^{۱۴} و مقاطع فایبر^{۱۵} مدل گردید.



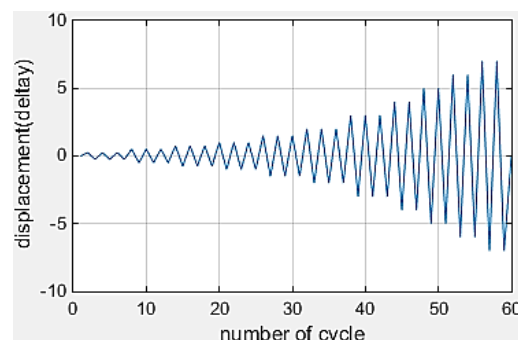
شکل ۹- نمونه اول V-EBF مورد آزمایش Zahraei و

Mahroozadeh [۱۲]



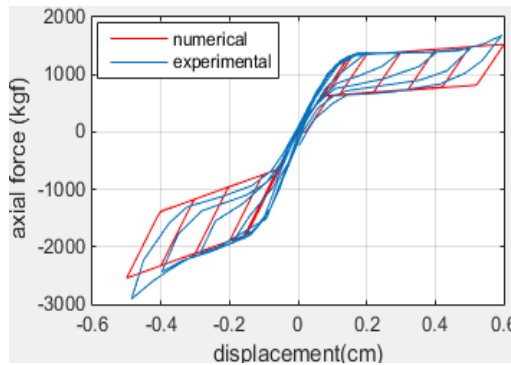
شکل ۱۰- نمونه دوم V-EBF مورد آزمایش Zahraei و

Mahroozadeh [۱۲]



شکل ۱۱- پروتکل بارگذاری ATC24 [۱۳]

قرار گرفت. نتایج مدل عددی و آزمایشگاهی مطابق شکل (۱۵) می باشد.

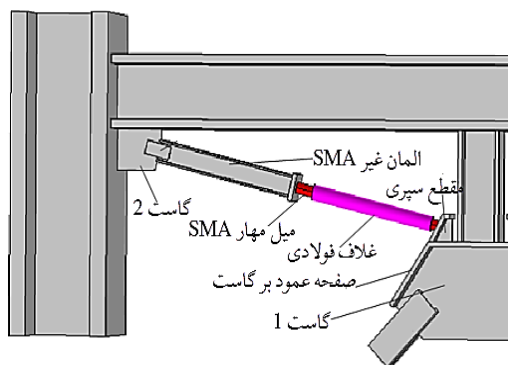


شکل ۱۵- نتایج مدل عددی و آزمایشگاهی میل مهار SMA

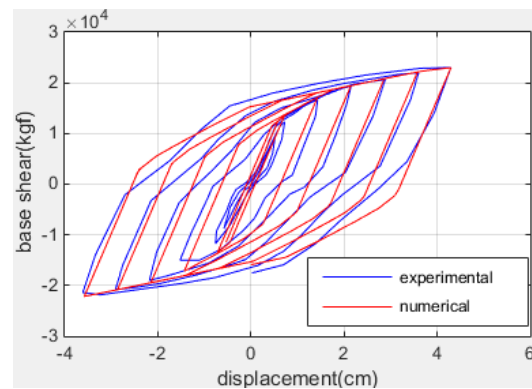
نتایج مدل سازی عددی و آزمایشگاهی نشان از مطابقت خوب میان این دو دارد و نتایج عددی مقدار نیروی محوری، شیب نمودار و مساحت زیر نمودار هیستریزس (میزان استهلاک انرژی) را به خوبی پیش بینی می کند.

۵- نحوه استفاده از SMA در سیستم V-EBF

در این تحقیق از میل مهارهای متشکل از SMA در سیستم V-EBF استفاده شد (شکل (۲)). نحوه طراحی سازه به گونه ای خواهد بود که به جز تیر پیوند، و میل مهار بقیه اجزای سازه الاستیک باقی خواهند ماند. هدف از استفاده از SMA در این تحقیق کاهش دوران ماندگار تیر پیوند و کاهش جابجایی ماندگار سازه می باشد؛ به همین دلیل تیر پیوند به میل مهار ساخته شده از SMA مجهز گردید. طرح پیشنهادی به منظور به کارگیری جزئیات استفاده از میل مهارهای تشکیل شده از SMA در شکل (۱۵) نشان داده شده است.



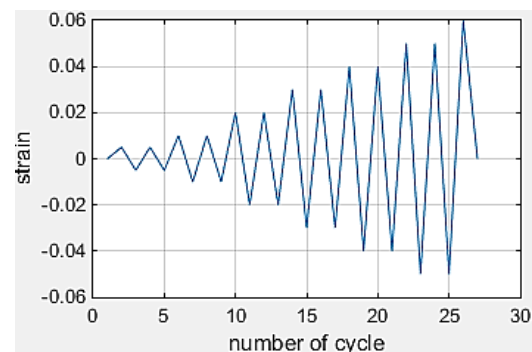
شکل ۱۵- نحوه به کارگیری مهار در سیستم V-EBF



شکل ۱۳- منحنی هیستریزس برش پایه-تغییر مکان (نمونه ۲)

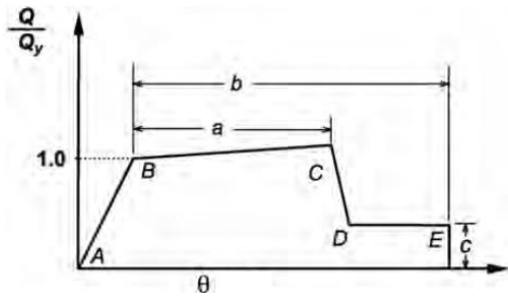
۴-۲- صحت سنجی میل مهار SMA

به منظور صحت سنجی مدل مورد استفاده برای SMA از مدل آزمایشگاهی Wang و Zhu [۱۱] استفاده شد. در این مدل آزمایشگاهی از روش اشاره در قسمت قبل برای جلوگیری از کمانش استفاده گردید. مدل مورد استفاده میله ای SMA با قطر ۰/۶ سانتی متر، طول ۱۰ سانتی متر و با مشخصات جدول (۲) می باشد که تحت پروتکل بارگذاری نمودار شکل (۱۴) قرار گرفت.



شکل ۱۴- پروتکل بارگذاری مورد آزمایش Wang و Zhu [۱۱]

پارامترهای σ_f^{MA} و σ_s^{MA} ، σ_f^{AM} ، σ_s^{AM} در قبل تعریف شدند. پارامترهای E_0 ، E_1 و E_2 به ترتیب مدول الاستیسیته SMA، شیب منحنی تنش کرنش SMA بعد از تنش σ_s^{AM} و شیب منحنی تنش کرنش SMA بعد از کرنش حد مرکزگرایی می باشد. δ_r نیز کرنش ماندگار SMA بعد از رسیدن به حد مرکزگرایی می باشد. پروتکل بارگذاری به صورت کرنش هایی با دامنه ۰/۵٪، ۰/۱٪، ۰/۲٪، ۰/۳٪، ۰/۴٪، ۰/۵٪ و ۰/۶٪ می باشد که هرچرخه دو بار تکرار می شود و در شکل (۱۴) نشان داده شده است. نمونه مورد نظر در نرم افزار OpenSees مدل شد و تحت پروتکل بارگذاری شکل (۱۴)

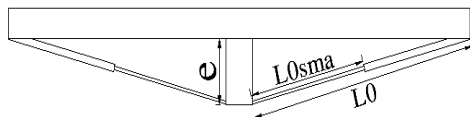


شکل ۱۶- منحنی ظرفیت [۸-۱۰]

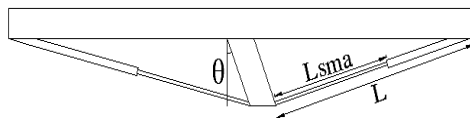
SMA باید به گونه‌ای انجام شود که در لحظه افت مقاومت برشی تیر پیوند (رسیدن به نقطه C در شکل (۱۶)) SMA قابلیت مرکزگرایی خود را حفظ کند. بخش غیر SMA مهار به گونه‌ای طراحی می‌گردد که برای نیروی حد مرکزگرایی SMA کماتش نکند؛ در این حالت این بخش همواره الاستیک باقی می‌ماند و تغییر طول بخش غیر SMA مهار ناچیز می‌باشد و می‌توان در جهت اطمینان کل تغییر شکل مهار را به بخش SMA آن منحصر کرد.

$$\Delta L_{SMA} \approx \Delta L = |L - L_0| \quad (20)$$

که در آن ΔL_{SMA} تغییر طول بخش SMA مهار؛ تغییر طول مهار که تقریباً برابر با ΔL که تقریباً برابر با ΔL_{SMA} می‌باشد؛ L_0 طول مهار قبل از شروع دوران تیر پیوند (شکل (۱۷)) و L طول تیر مهار بعد از دوران تیر پیوند (شکل (۱۸)) می‌باشد.



شکل ۱۷- تیر پیوند و مهار متصل شده به آن (قبل از تغییر شکل تیر پیوند)



شکل ۱۸- تیر پیوند و مهار متصل شده به آن (بعد از تغییر شکل تیر پیوند)

اگر L طول مهار در لحظه رسیدن تیر پیوند به نقطه C در شکل (۱۶) باشد، و با در نظر گرفتن این که حد کرنش مرکزگرایی SMA مورد استفاده ۰/۰۶ است، مقدار حداقل طول SMA از طریق رابطه زیر بدست می‌آید.

۶- طراحی سازه‌های مورد مطالعه

در این تحقیق سازه‌های ۸ طبقه و ۱۲ طبقه با سیستم V-EBF طراحی شد. فرض طراحی بر این اساس است که سازه‌های مورد نظر در شهر تهران و بر روی خاک نوع ۳ قرار گرفته‌اند. با توجه به توصیه آیین‌نامه‌های زلزله [۱۴ و ۱۵] برای سیستم‌های مهاربند واگرا عدد ضریب رفتار برای طراحی ۷ در نظر گرفته شد. طراحی سازه‌های مورد مطالعه با استفاده از ضوابط آیین‌نامه صورت گرفت [۱۴ و ۱۶]. طراحی سازه V-EBF مجهز به میل‌مهار تشکیل شده از SMA شامل سه مرحله می‌باشد که عبارتند از الف) طراحی برای زلزله طرح ب) طراحی میل‌مهار SMA با توجه مشخصات تیر پیوند ج) طراحی ظرفیتی سازه.

۱-۶- طراحی برای زلزله طرح

طراحی سازه باید به گونه‌ای باشد که سازه برای زلزله طرح الاستیک باقی بماند؛ اما به منظور داشتن عملکرد مناسب در برابر زلزله‌های شدید باید رفتار سازه به گونه‌ای باشد که تا لحظه خرابی سازه به غیر از تیر پیوند و میل‌مهار SMA بقیه اعضای سازه در محدوده الاستیک باقی بمانند. تیرهای پیوند برای زلزله طرح طراحی می‌گردند؛ هرچند که سایر اجزای سازه نیز باید برای زلزله طرح الاستیک باقی بمانند.

۲-۶- طراحی میل‌مهار SMA

طراحی میل‌مهار SMA شامل دو بخش می‌باشد؛ یکی طراحی طول بخش SMA مهار و دیگری طراحی سطح مقطع بخش SMA مهار.

۱-۲-۶- طراحی طول میل‌مهار SMA

طراحی میل‌مهار SMA باید به گونه‌ای باشد که وقتی تیر پیوند به حداکثر دوران خود می‌رسد و در آستانه افت مقاومت قرار می‌گیرد، SMA قابلیت مرکزگرایی خود را حفظ کند. اگر تیر پیوند رفتار برشی داشته باشد، میزان دوران پلاستیک تیر پیوند تا قبل از افت مقاومت ۰/۱۵ رادین می‌باشد؛ به عبارتی با توجه به نمودار شکل (۱۶) در صورتی که پارامتر Q برش تیر پیوند، Q_y برش تسلیم مورد انتظار تیر پیوند و θ دوران تیر پیوند باشد، مقدار a برای تیر پیوند کوتاه ۰/۱۵ خواهد بود [۸-۱۰].

البته ذکر این نکته ضروری است که در دستورالعمل‌های اشاره شده نمودارهای ظرفیت به صورت دو خطی می‌باشد؛ اما در این تحقیق از نمودار چهارخطی که در مدل‌سازی رفتار تیر پیوند استفاده شد. همان‌طور که اشاره شد طراحی طول میل‌مهار

۳-۶- طراحی ظرفیتی سازه

در صورتی که تیرهای پیوند از نوع کوتاه باشند و ضوابط لرزه‌ای در آن‌ها به خوبی رعایت شود، تیر پیوند قادر به دوران پلاستیک ۰/۱۵ خواهد بود [۸، ۹ و ۱۰]. با توجه به مدل ارائه شده توسط Bouwkamp و همکارانش [۷] که در شکل‌های (۴) و (۵) به آن اشاره شد، در صورتی که تیر پیوند قائم دوران پلاستیک ۰/۱۵ داشته باشد، میزان جابجایی پلاستیک نسبی دو انتهای تیر پیوند در آستانه افت مقاومت ۰/۱۵e خواهد بود که e طول تیر پیوند می‌باشد؛ در این صورت با توجه به شکل ۳ به هر مفصل برشی ۰/۰۷۵e جابجایی پلاستیک می‌رسد. در این شرایط مقدار نیروی برشی نهایی تیر پیوند برای لحظه نهایی گسیختگی با توجه به شکل (۴) مطابق رابطه زیر می‌باشد.

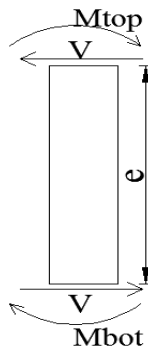
$$V_u = 1.848V_y + 5.25 * 10^{-4}k_v e \quad (25)$$

در شکل (۲۰) و با در نظر گرفتن این که مقدار M_{top} از مقدار M_{bot} بیش‌تر است، مقادیر M_{top} و M_{bot} به منظور طراحی ظرفیتی با استفاده از رابطه زیر بدست می‌آیند [۵].

$$M_{top} = R_y M_p \quad (26)$$

$$M_{bot} = (V_u e - M_{top}) \geq 0.75 M_{top} \quad (27)$$

که در روابط فوق R_y برای طراحی مقدار ۱/۲ منظور شد.



شکل ۲۰- نیروهای تیر پیوند قائم

در این شرایط با حذف تیر پیوند قائم و میل مهار SMA، مقادیر نیروهای شکل ۲۰ و نیروهای حد مرکزگرایی میل مهار SMA به سازه اعمال می‌شود و سایر اجزای سازه برای این نیروها باید طراحی شوند.

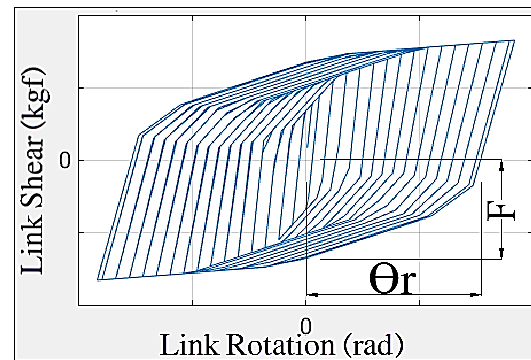
$$\frac{\Delta L_{SMA}}{L_{SMA}} \leq 0.06 \quad (21)$$

۶-۲-۶- طراحی سطح مقطع میل مهار SMA

مبنای محاسبه سطح مقطع بخش SMA مهار این است که SMA باید توانایی لازم برای بازگرداندن تیر پیوند به کرنش صفر را داشته باشد. بر این اساس با توجه به شکل (۱۹) اگر تیر پیوند بعد از رسیدن به آستانه افت مقاومت دوران ماندگار θ_r در آن ایجاد شود، در این صورت نیروی F ، نیروی لازم برای بازگرداندن تیر پیوند به کرنش صفر خواهد بود. در این شرایط (در صورت وجود دوران ماندگار θ_r در تیر پیوند) اگر جابجایی در میل‌مهاری SMA فشاری و کششی به ترتیب برابر Δ_c و Δ_t باشد، در این صورت مقادیر کرنش در بخش SMA مهار از طریق روابط زیر تعیین می‌شود.

$$\epsilon_c = \frac{\Delta_c}{L_{SMA}} \quad (22)$$

$$\epsilon_t = \frac{\Delta_t}{L_{SMA}} \quad (23)$$



شکل ۱۹- نیروی لازم برای بازگرداندن تیر پیوند به دوران صفر بعد از دوران θ_r

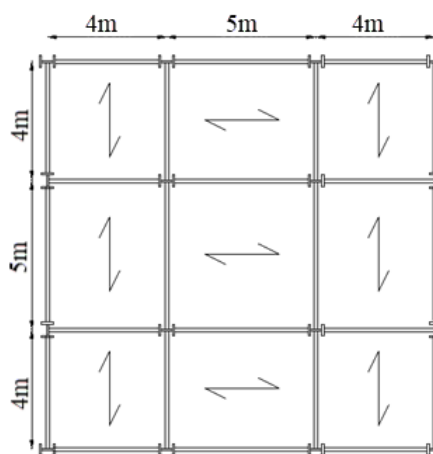
مقدار مساحت لازم برای بخش SMA مهار به منظور بازگرداندن تیر پیوند به دوران صفر از طریق رابطه‌ی زیر تعیین می‌شود.

$$F \leq (\sigma_t + \sigma_c) A_{sma} \sin(\alpha) \quad (24)$$

که در آن σ_t تنش متناظر با کرنش ϵ_t ؛ σ_c تنش متناظر با کرنش ϵ_c ؛ A_{sma} سطح مقطع بخش SMA مهار و α زاویه بین مهار و محور قائم می‌باشد.

۷- سازه‌های طراحی شده

سازه‌هایی با تعداد طبقات ۸ و ۱۲ و با استفاده از سیستم V-EBF و مجهز به میل‌مهارهای SMA طراحی شد و عملکرد آن مورد بررسی قرار گرفت. به منظور بررسی اثر SMA در کاهش جابجایی ماندگار در این تحقیق یک بار نیز سازه‌های طراحی شده بدون SMA مورد بررسی قرار گرفتند. پلان سازه‌های طراحی شده مطابق شکل (۲۱) می‌باشد.



شکل ۲۱- پلان سازه‌های طراحی شده

جداول (۳) و (۴) مشخصات سازه ۸ طبقه طراحی شده و جداول (۵) و (۶) نیز مشخصات سازه ۱۲ طبقه طراحی شده را نشان می‌دهد. شکل‌های (۲۲) و (۲۳) نیز به ترتیب سازه‌های ۸ و ۱۲ طبقه طراحی شده را نشان می‌دهد. در سازه‌های V-EBF

طراحی شده اتصال ستون به پی، اتصال مهاربند به تیر پیوند، اتصال مهاربند به محل اتصال تیر به ستون از نوع گیردار و اتصال تیر به ستون نیز از نوع مفصلی فرض شد؛ همچنین در سازه V-EBF مجهز به میل مهار SMA به تیر پیوند و همین‌طور اتصال مهار به محل اتصال تیر به ستون از نوع مفصلی می‌باشد.

۸- نحوه مدل‌سازی سازه‌های طراحی شده در OpenSees

به منظور افزایش سرعت مدل‌سازی سازه در OpenSees یکی از قاب‌های مقاوم جانبی از سازه سه‌بعدی جدا و به صورت دوبعدی مدل گردید. برای جداسازی قاب مورد نظر از سازه قاب موجود سطح بارگیر ۱ در شکل (۲۴) انتخاب شد. کلیه بارهای ثقلی موجود در سطح بارگیر ۱ در هر طبقه به تیرهای قاب مورد نظر اعمال گردید. در نرم‌افزار OpenSees به منظور مدل‌سازی اثر $P-\Delta$ از ستون‌هایی با نام ستون‌های $P-\Delta$ استفاده می‌شود.

مدل‌سازی ستون $P-\Delta$ به صورت المان تیرستون الاستیک دوسر مفصل می‌باشد که مساحت و ممان اینرسی این ستون‌ها برابر با مساحت و ممان اینرسی ستون‌های حذف شده در سطح بارگیر ۲ می‌باشد. این ستون‌ها با استفاده از المان‌های خریابی صلب به قاب اصلی وصل می‌شوند. در این تحقیق تیر پیوند با استفاده از مدل Bouwkamp و همکارانش [۷] مدل شد. میل‌مهار SMA نیز با استفاده از روش فوق در بخش ۳ مدل گردید و سایر اعضا نیز با استفاده از المان تیر ستون غیر خطی و مقطع فایبر مدل شد.

جدول ۳- مشخصات سازه ۸ طبقه طراحی شده

شماره طبقه	ستون‌های دهانه مهاربندی (ST52)	ستون‌های دهانه غیرمهاربندی (ST37)	تیرهای دهانه مهاربندی (ST52)	تیرهای دهانه غیرمهاربندی (ST37)	مهاربندها (ST52)	تیرهای پیوند (ST37)	طول تیر پیوند (cm)
۱	IPB800	IPB200	IPB360	IPE240	2UNP320	IPB360	۶۰
۲	IPB800	IPB200	IPB360	IPE240	2UNP320	IPB360	۶۰
۳	IPB600	IPB200	IPB340	IPE240	2UNP320	IPB340	۶۰
۴	IPB400	IPB200	IPB340	IPE240	2UNP320	IPB340	۶۰
۵	IPB320	IPB200	IPB320	IPE240	2UNP300	IPB320	۶۰
۶	IPB320	IPB200	IPB280	IPE240	2UNP260	IPB280	۶۰
۷	IPB320	IPB200	IPB220	IPE240	2UNP220	IPB220	۵۰
۸	IPB320	IPB200	IPB180	IPE240	2UNP160	IPB160	۳۰

جدول ۴- مشخصات به کار رفته در مهارهای سازه ۸ طبقه

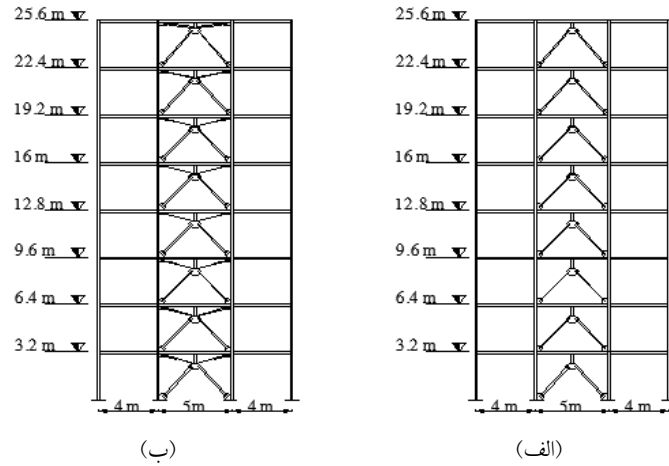
شماره طبقه	بخش غیر SMA مهار	قطر SMA (cm)	طول بخش SMA مهار (m)
۱	IPB120	۳/۲	۱/۵
۲	IPB120	۳/۲	۱/۵
۳	IPB100	۳	۱/۵
۴	IPB100	۳	۱/۵
۵	IPB100	۳	۱/۵
۶	IPB100	۲/۵	۱/۵
۷	IPB100	۲/۵	۱/۳
۸	IPB100	۱/۶	۰/۸

جدول ۵- مشخصات سازه ۱۲ طبقه طراحی شده

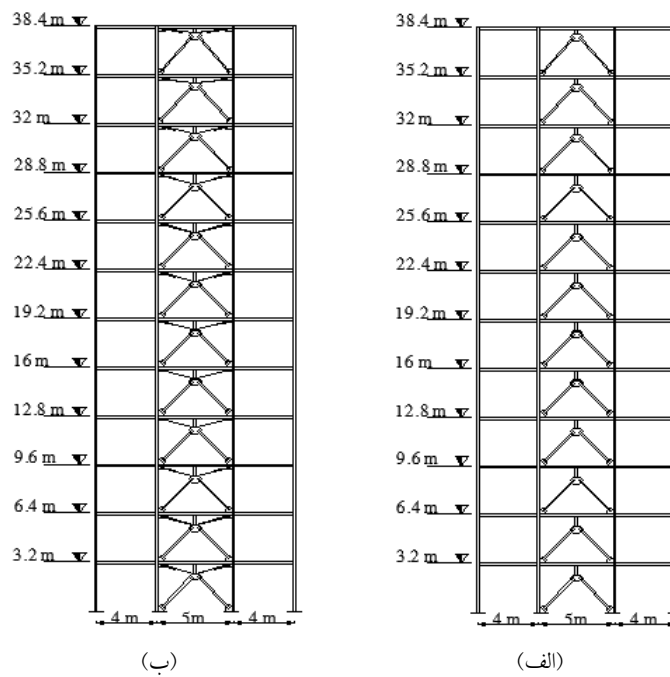
شماره طبقه	ستون‌های دهانه مهاربندی (ST52)	ستون‌های دهانه غیرمهاربندی (ST37)	تیرهای دهانه مهاربندی (ST52)	تیرهای باربر ثقلی (ST37)	مهاربندها (ST52)	مقطع تیر پیوند (ST37)	طول تیر پیوند (cm)
۱	IPB900	IPB220	IPB360	IPE240	2UNP320	IPB360	۶۰
۲	IPB800	IPB220	IPB360	IPE240	2UNP320	IPB360	۶۰
۳	IPB700	IPB220	IPB340	IPE240	2UNP320	IPB340	۶۰
۴	IPB700	IPB220	IPB340	IPE240	2UNP320	IPB340	۶۰
۵	IPB600	IPB220	IPB340	IPE240	2UNP320	IPB340	۶۰
۶	IPB600	IPB220	IPB320	IPE240	2UNP320	IPB320	۶۰
۷	IPB500	IPB200	IPB300	IPE240	2UNP320	IPB300	۶۰
۸	IPB500	IPB200	IPB280	IPE240	2UNP320	IPB280	۶۰
۹	IPB450	IPB200	IPB260	IPE240	2UNP300	IPB260	۶۰
۱۰	IPB450	IPB200	IPB240	IPE240	2UNP280	IPB220	۵۰
۱۱	IPB400	IPB200	IPB200	IPE240	2UNP200	IPB180	۴۰
۱۲	IPB400	IPB200	IPB160	IPE240	2UNP160	IPB140	۳۰

جدول ۶- مشخصات به کار رفته در مهارهای سازه ۱۲ طبقه

شماره طبقه	بخش غیر SMA مهار (ST52)	قطر بخش SMA مهار (cm)	طول بخش SMA مهار (m)
۱	IPB120	۳/۲	۱/۵
۲	IPB100	۳/۲	۱/۵
۳	IPB100	۳	۱/۵
۴	IPB100	۳	۱/۵
۵	IPB100	۳	۱/۵
۶	IPB100	۳	۱/۵
۷	IPB100	۳	۱/۵
۸	IPB100	۲/۵	۱/۵
۹	IPB100	۲/۵	۱/۵
۱۰	IPB100	۲/۵	۱/۳
۱۱	IPB100	۱/۹	۱/۱
۱۲	IPB100	۱/۶	۰/۸



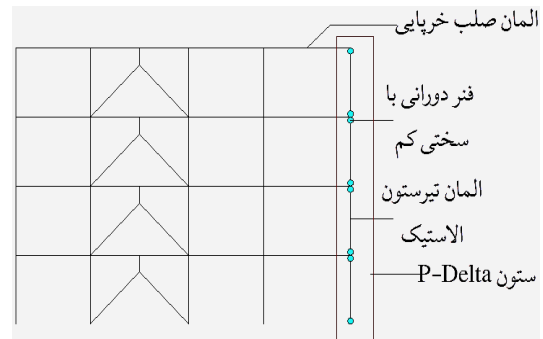
شکل ۲۲- سازه‌های طراحی شده ۸ طبقه الف) V-EBF، ب) V-EBF (SMA)



شکل ۲۳- سازه‌های طراحی شده ۱۲ طبقه الف) V-EBF، ب) V-EBF (SMA)

۹- تحلیل بارافزون

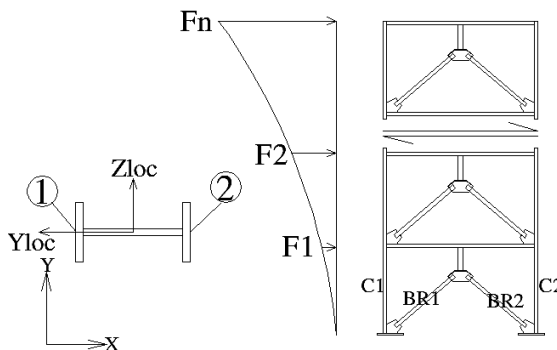
به منظور ارزیابی عملکرد لرزه‌ای تیر پیوند بر روی مدل‌های طراحی شده تحلیل بارافزون صورت گرفت. و بارگذاری جانبی مشابه مدل اول سازه اعمال گردید [۸]. روند تحلیل به این شکل می‌باشد که بعد از مدل‌سازی سازه بار ثقلی به شکل بارافزون به سازه اعمال می‌گردد و سپس از لحظه نهایی اتمام بار ثقلی، بار جانبی به سازه اعمال می‌شود. شکل (۲۵) نمودار تحلیل بارافزون برای سازه ۸ طبقه و شکل (۲۶) تحلیل بارافزون سازه ۱۲ طبقه را نشان می‌دهد.



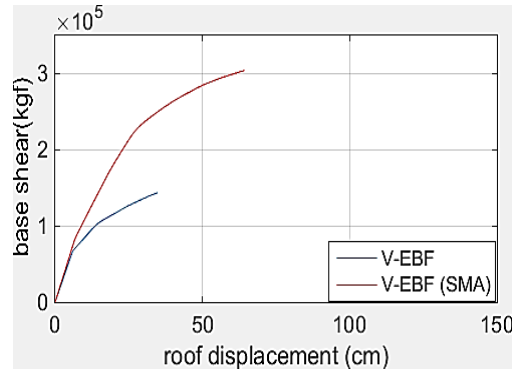
شکل ۲۴- مدل اصلی و اضافه شدن ستون‌های $P - \Delta$

سازه‌های مشابه و بدون میل‌مه‌ار SMA افزایش می‌یابد و دلیل این موضوع تاثیر مه‌ارها می‌باشد که سختی جانبی را افزایش داده و باعث تسلیم تیرهای پیوند در برش پایه بالاتر می‌گردد. مقدار مقاومت نهایی سازه نیز به همین دلیل در سازه‌هایی که در آن‌ها از مه‌ار استفاده شده است، از سازه‌های بدون مه‌ار بیش‌تر می‌باشد و در سازه ۸ و ۱۲ طبقه با مه‌ار این مقدار به ترتیب ۲/۱۲ و ۱/۸ برابر سازه بدون مه‌ار می‌باشد. نکته بسیار مهم در مورد نمودارهای ۲۵ و ۲۶ تفاوت نسبت بین برش پایه نهایی و برش پایه اولین تسلیم در سازه‌ها V-EBF تشکیل شده از مه‌ار و سازه‌های V-EBF بدون مه‌ار می‌باشد. نسبت بین برش پایه نهایی و برش پایه اولین تسلیم که در استاندارد ۲۸۰۰ با نام ضریب اضافه مقاومت (Ω) شناخته می‌شود، در سازه‌های V-EBF ۸ و ۱۲ طبقه بدون مه‌ار به ترتیب برابر ۲/۱۵ و ۲/۳۹ و برای سازه‌های V-EBF ۸ و ۱۲ طبقه تشکیل شده از مه‌ار به ترتیب برابر ۳/۶۶ و ۳/۵۵ می‌باشد. با توجه به قرار دادن مه‌ارها سختی جانبی سازه V-EBF مجهز به مه‌ار افزایش می‌یابد و مشاهده می‌شود که با قرار دادن مه‌ارها مقدار سختی جانبی در سازه ۸ و ۱۲ طبقه به ترتیب ۱۱٪ و ۷/۵٪ افزایش می‌یابد.

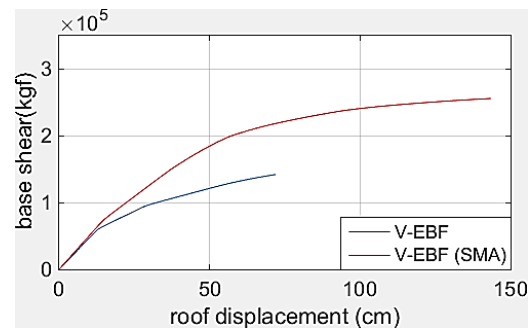
به دلیل شرایط بحرانی اجزای طبقه اول نیروهای داخلی این اجزا مورد ارزیابی قرار گرفت (شکل ۲۷)). مسیر انتقال نیروی جانبی در سیستم‌های مه‌اربندی به گونه‌ای می‌باشد که نیروی زلزله از مه‌اربندها به ستون‌ها منتقل می‌شود. در ستون‌های طبقه اول دهانه‌های مه‌اربندی به دلیل گیردار در نظر گرفتن اتصال ستون به پی، لنگر خمشی در پای ستون مقدار قابل توجهی می‌باشد؛ به همین دلیل تنش‌های موضعی در بال‌های ستون مورد بررسی قرار گرفت. هم‌چنین بیش‌ترین مقدار برش طبقه در طول تحلیل در طبقه اول ایجاد می‌شود؛ به همین دلیل بررسی ستون‌ها و مه‌اربندهای طبقه اول دارای اهمیت زیادی می‌باشد.



شکل ۲۷- سیستم مقام جانبی V-EBF



شکل ۲۵- نتایج تحلیل بارافزون سازه ۸ طبقه



شکل ۲۶- نتایج تحلیل بارافزون سازه ۱۲ طبقه

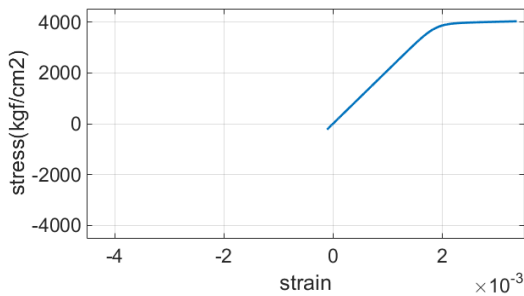
در این نمودارها محور افقی جابجایی بالاترین نقطه سازه و محور قائم برش پایه را نشان می‌دهد. مشاهده می‌شود که در سازه‌های مجهز به مه‌ار، فاصله بین اولین تسلیم و لحظه افت مقاومت بیش از سازه‌های بدون مه‌ار می‌باشد. به گونه‌ای که در سازه ۸ و ۱۲ طبقه بدون میل مه‌ار SMA نسبت جابجایی نهایی بام به جابجایی اولین تسلیم به ترتیب برابر با ۵/۵۸ و ۵/۹۳ و در سازه‌های ۸ و ۱۲ طبقه همراه میل مه‌ارهای SMA این مقادیر به ترتیب برابر با ۹/۳۲ و ۹/۹۳ می‌باشد. دلیل این موضوع این است که در سازه V-EBF بدون مه‌ار تا رسیدن به جابجایی نهایی عمده تغییر شکل پلاستیک سازه منحصر به تیرهای پیوند طبقه فوقانی می‌باشد. در حالی که قرار دادن مه‌ارها منجر به یک‌نواخت‌تر شدن دوران پلاستیک تیر پیوند در ارتفاع تا رسیدن به جابجایی نهایی سازه می‌شود و بیش‌تر بودن تغییر شکل پلاستیک تیرهای پیوند در اکثر طبقات در شرایط مجهز شدن تیرهای پیوند به مه‌ار منجر به افزایش فاصله اولین تسلیم در سازه تا لحظه فروریزش نهایی می‌شود.

هم‌چنین مشاهده می‌گردد که در در سازه‌های ۸ طبقه و ۱۲ طبقه مجهز به میل مه‌ار SMA مقدار برش متناظر با تشکیل اولین مفصل پلاستیک در سازه به ترتیب ۲۵/۳٪ و ۲۳/۱٪ نسبت به

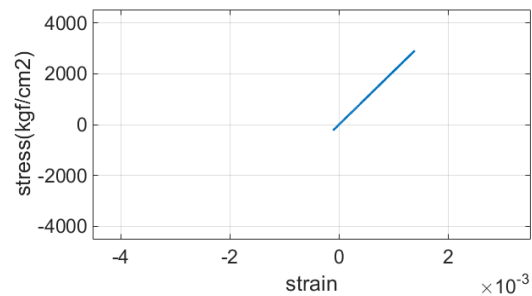
علامت مثبت و تنش فشاری با علامت منفی نشان داده شده است.

نتایج شکل‌های (۲۸) تا (۳۱) نشان می‌دهد که در سازه ۱۲ طبقه V-EBF با و بدون میل‌مهار SMA و در سازه ۸ طبقه مجهز به میل‌مهار SMA بال ستون در نقطه ۱ در پای ستون C_1 و همین‌طور در بال ستون در نقطه ۲ در پای ستون C_2 تسلیم اتفاق افتاده است؛ به طور کلی محل اتصال ستون به پی به دلیل وجود لنگر

به دلیل لنگر زیاد در پای ستون منحنی تنش کرنش نقاط ۱ و ۲ در پای ستون‌های طبقه اول در شکل‌های (۲۸) تا (۳۱) نشان داده شده است. با توجه به جهت نیروی جانبی و هم راستایی نیروی کششی ستون با تنش ناشی از خمش در نقطه ۱ در پای ستون C_1 و هم راستایی نیروی فشاری و تنش ناشی از خمش در نقطه ۲ در پای ستون C_2 نمودار تنش کرنش در این نقاط در طول تحلیل بارافزون بررسی شد. تنش کششی با

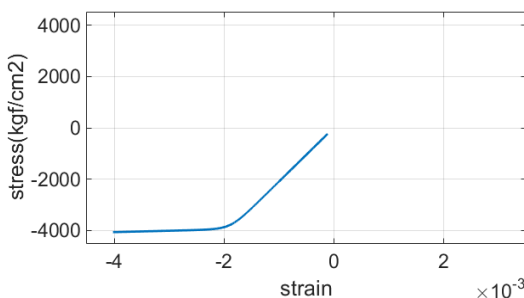


(ب)

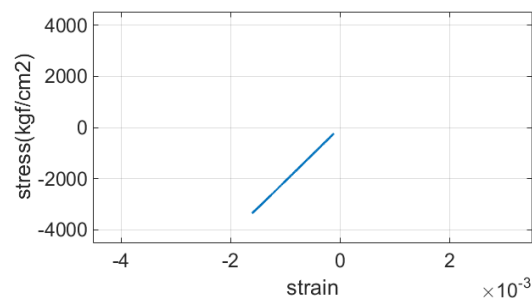


(الف)

شکل ۲۸- نتایج نمودار تنش کرنش پای ستون C_1 در نقطه ۱ (الف) سازه ۸ V-EBF طبقه، (ب) سازه ۸ V-EBF (SMA) طبقه

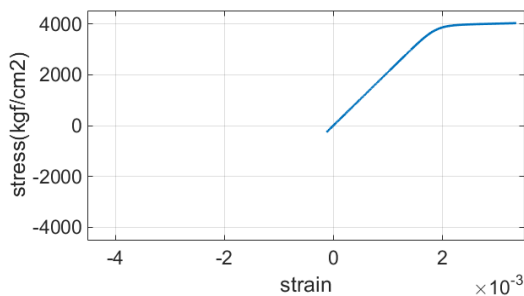


(ب)

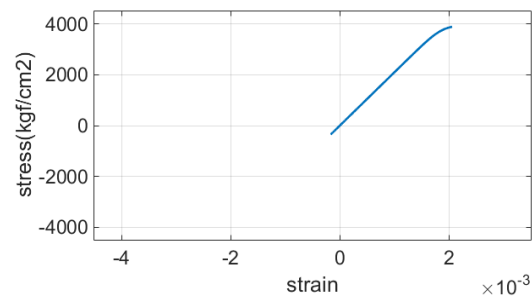


(الف)

شکل ۲۹- نتایج نمودار تنش کرنش پای ستون C_2 در نقطه ۲ (الف) سازه ۸ V-EBF طبقه، (ب) سازه ۸ V-EBF (SMA) طبقه

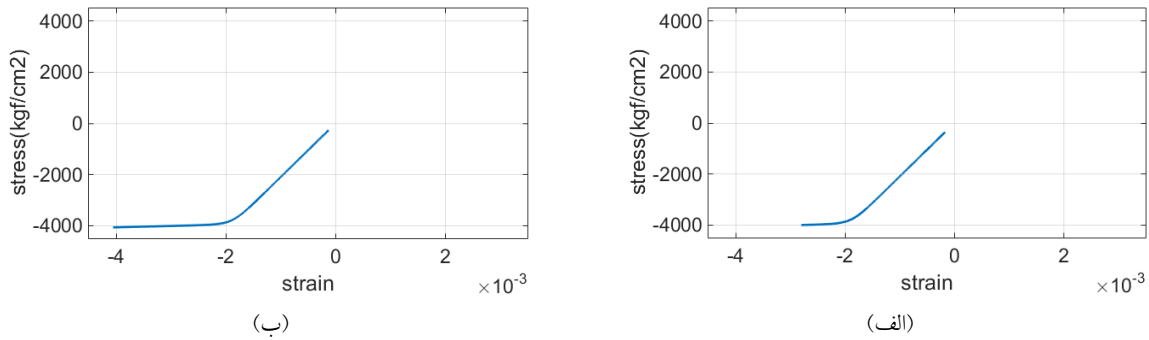


(ب)



(الف)

شکل ۳۰- نتایج نمودار تنش کرنش پای ستون C_1 در نقطه ۱ (الف) سازه ۱۲ V-EBF طبقه، (ب) سازه ۱۲ V-EBF (SMA) طبقه



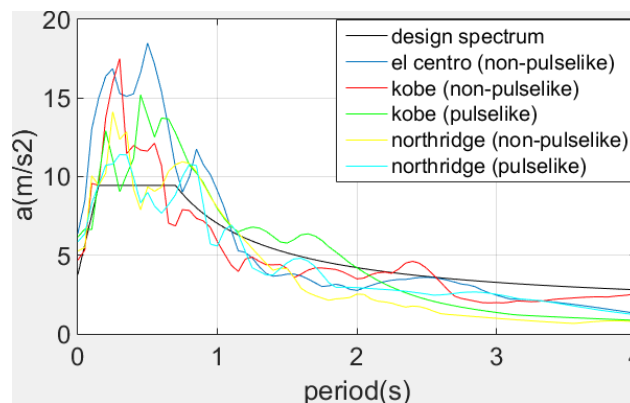
شکل ۳۱- نتایج نمودار تنش کرنش پای ستون C_2 در نقطه ۲ الف) سازه V-EBF ۱۲ طبقه، ب) سازه V-EBF ۱۲ طبقه

شتاب‌نگاشت‌های مورد نظر در فاصله $0.1/2T$ تا $1/5T$ (T دوره تناوب اصلی سازه) مطابقت با طیف طراحی داشته باشد [۱۷]. با توجه به معیارهای اشاره شده طیف شتاب‌نگاشت‌های مقیاس شده و طیف طراحی در شکل (۳۲) نشان داده شده است. تحلیل تاریخیچه‌زمانی بر روی سازه‌های V-EBF با و بدون میل‌مه‌ار SMA انجام گرفت. شکل (۳۳) تغییر مکان ماندگار طبقات سازه ۸ طبقه با و بدون میل‌مه‌ار SMA را نشان می‌دهد. شکل (۳۴) نیز تغییر مکان ماندگار طبقات سازه ۱۲ طبقه با و بدون میل‌مه‌ار SMA را نشان می‌دهد. نتایج شکل‌های (۳۳) و (۳۴) نشان می‌دهد که استفاده از میل‌مه‌ار SMA منجر به کاهش قابل توجه جابجایی ماندگار می‌گردد؛ به گونه‌ای که در سازه‌های V-EBF مجهز به میل‌مه‌ار SMA تغییر شکل یک‌نواخت‌تری بعد از اتمام زلزله مشاهده می‌گردد؛ بر این اساس جدول (۷) نشان می‌دهد که حداکثر جابجایی نسبی ماندگار با اضافه شدن میل‌مه‌ار SMA تا حد زیادی کاهش می‌یابد. مشاهده می‌گردد با اضافه شدن میل‌مه‌ار SMA علاوه بر جابجایی ماندگار طبقات، حداکثر جابجایی نسبی ماندگار در طبقات نیز تا حد زیادی کاهش پیدا می‌کند.

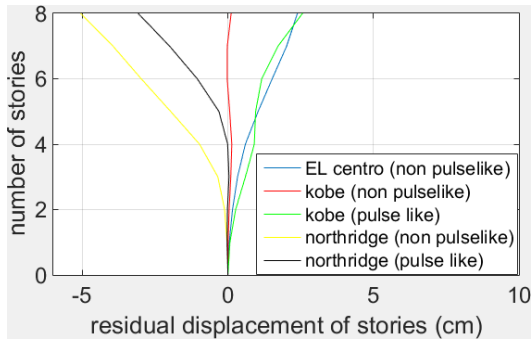
لنگرها منجر به ایجاد تنش‌های زیادی در بال ستون شده و می‌تواند منجر به تسلیم بال گردد. با توجه به الگوی بار جانبی در شکل (۲۷) در اثر بار جانبی در ستون C_1 نیروی کششی و در ستون C_2 نیروی فشاری ایجاد می‌گردد. لنگر پای ستون در نقطه ۱ تنش کششی و در نقطه ۲ تنش فشاری ایجاد می‌کند؛ به همین دلیل هم‌راستایی تنش کششی ستون و تنش کششی ناشی از خمش پای ستون در نقطه ۱ ستون C_1 و هم‌راستایی تنش فشاری ستون و تنش فشاری ناشی از خمش پای ستون در نقطه ۲ ستون C_2 منجر به ایجاد تنش‌های بالا در این نقاط می‌گردد که می‌تواند منجر به تسلیم بال ستون شود.

۱۰- تحلیل تاریخیچه‌زمانی

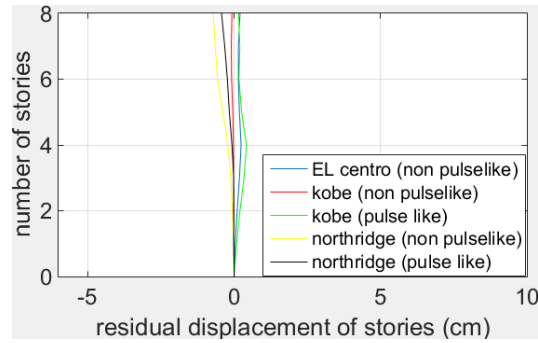
به منظور مقایسه رفتار سازه‌های V-EBF با و بدون میل‌مه‌ار SMA تحلیل تاریخیچه‌زمانی با استفاده از شتاب‌نگاشت‌های Kobe، El-Centro، Northridge انجام شد. پس از انتخاب شتاب‌نگاشت‌ها آن‌ها بر روی طیف طراحی مقیاس شدند. روش مقیاس شتاب‌نگاشت‌ها به این شکل می‌باشد که میانگین طیف



شکل ۳۲- طیف شتاب‌نگاشت‌های مقیاس شده و طیف طراحی استاندارد ۲۸۰۰ [۱۵]

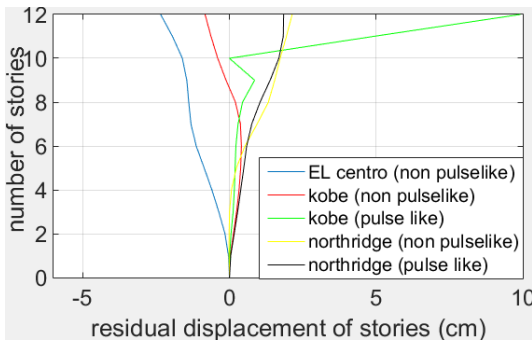


(ب)

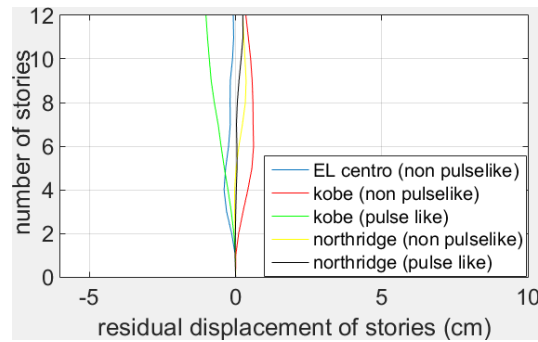


(الف)

شکل ۳۳- جایجایی ماندگار طبقات سازه ۸ طبقه الف) V-EBF، ب) V-EBF (SMA)



(ب)



(الف)

شکل ۳۴- جایجایی ماندگار طبقات سازه ۱۲ طبقه الف) V-EBF، ب) V-EBF (SMA)

جدول ۷- حداکثر جایجایی نسبی ماندگار در تحلیل تاریخچه زمانی

V-EBF SMA (12st)	V-EBF (12st)	V-EBF SMA(8st)	V-EBF (8st)	نام زلزله
۰/۰۰۰۵۴	۰/۰۰۱۲۶	۰/۰۰۰۲۴	۰/۰۰۱۵۵	El Centro (non pulse like)
۰/۰۰۰۵۱	۰/۰۰۱۰۰	۰/۰۰۰۱۳	۰/۰۰۰۴۲	Kobe (non pulse like)
۰/۰۰۰۴۱	۰/۰۱۵۶۲	۰/۰۰۰۵۱	۰/۰۰۲۶۳	Kobe (pulse like)
۰/۰۰۰۳۸	۰/۰۰۱۲۹	۰/۰۰۰۵۵	۰/۰۰۳۴۷	Northridge (non pulse like)
۰/۰۰۰۲۳	۰/۰۰۱۰۸	۰/۰۰۰۳۴	۰/۰۰۳۳۷	Northridge (pulse like)

می‌شوند که سرعت موج برشی در آنها در محدوده ۱۷۵ m/s تا ۳۷۵ m/s باشد [۱۴]. زمان جنبش نیرومند زمین باید حداقل $\max(10s, 3T_0)$ باشد [۱۴]؛ هم‌چنین به دلیل اهمیت بررسی جایجایی ماندگار در سازه و تاثیر در SMA در کاهش آن از شتاب‌نگاشت‌های ضربه‌ای استفاده شد که در مدت زمانی کوتاهی قادر است، انرژی زیادی وارد سازه کند.

به منظور مقیاس کردن رکوردها از الگوریتم پیشنهاد شده در جدول (۸) استفاده شد [۱۸]. طبق این الگوریتم شتاب طیفی پیرومد اول سازه معیار مقیاس رکوردها می‌باشد و سازه ابتدا برای یک مقدار کوچک $Sa(T_1)$ که در آن الاستیک باقی می‌ماند،

۱۱- تحلیل دینامیکی نموی

به منظور تحلیل دینامیکی نموی ۱۰ شتاب‌نگاشت از سایت PEER^{۱۶} انتخاب شد که طیف شتاب آنها مطابق شکل (۳۵) می‌باشد. به منظور انتخاب شتاب‌نگاشت‌ها معیارهایی در نظر گرفته شد که عبارتند از مشابهت خاک محل شتاب‌نگاشت با خاک محل ساختگاه، زمان جنبش نیرومند زمین، مکانیزم گسل‌های موجود در ساختگاه، ضربه‌ای^{۱۷} بودن شتاب‌نگاشت و مشابهت میانگین طیف شتاب‌نگاشت‌ها با طیف طراحی. در این تحقیق فرض شد که خاک مورد نظر نوع ۳ می‌باشد؛ به همین دلیل در انتخاب شتاب‌نگاشت، شتاب‌نگاشت‌هایی در نظر گرفته



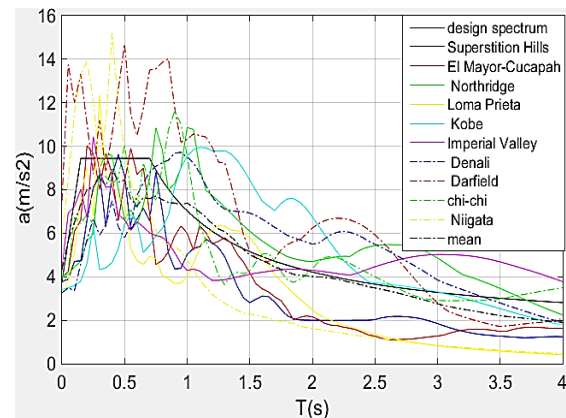
فاصله بین سایر تحلیل‌ها نیز با میانگین حد بالا و پایین آن‌ها پر می‌گردد، تا شکل دقیق‌تری از نمودار IDA بدست بیاید.

جدول ۸- الگوریتم مورد استفاده در تحلیل IDA

$Sa(T_1)$	$Sa(T_1)$	وضعیت ناپایداری سازه
$0/005g$		
$0/105g$	$0/005g + 0/1g$	
$0/255g$	$0/105g + 0/1g + 0/05g$	
$0/455g$	$0/255g + 0/1g + 2(0/05g)$	
$0/705g$	$0/455g + 0/1g + 3(0/05g)$	
$1/005g$	$0/705g + 0/1g + 4(0/05g)$	∞
$0/78g$	$0/705g + 0/25(1/005g - 0/705g)$	
$0/855g$	$0/705g + 0/5(1/005g - 0/705g)$	∞
$0/18g$	$0/5(0/105g + 0/255g)$	
$0/355g$	$0/5(0/255g + 0/455g)$	

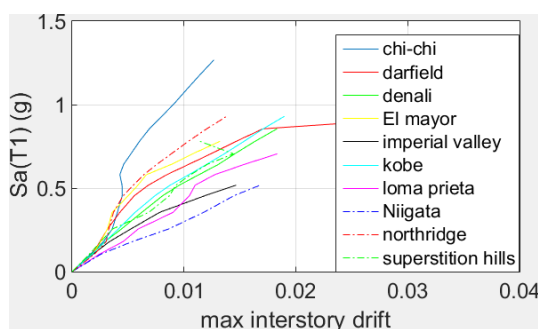
شکل‌های (۳۶) و (۳۷) نمودار تحلیل IDA شتاب طیفی مد اول برحسب حداکثر جابجایی نسبی طبقات را به ترتیب برای سازه ۸ طبقه و ۱۲ طبقه نشان می‌دهد.

با توجه به شکل‌های (۳۶) و (۳۷) در بیش‌تر موارد استفاده از میل‌مهارهای SMA باعث می‌شود که سازه در $Sa(T_1)$ بالاتری دچار ناپایداری شود؛ به طوری که در سازه ۸ طبقه به جز در مورد زلزله‌های *superstition hills* و *dadfield*، *chi-chi* و در سازه ۱۲ طبقه به جز زلزله *niigata* در سایر موارد استفاده از میل‌مهار SMA منجر به افزایش $Sa(T_1)$ در لحظه فروریزش سازه می‌گردد. علاوه بر این مشاهده می‌گردد که اضافه کردن میل‌مهار SMA باعث می‌شود، سازه قابلیت تحمل جابجایی نسبی بالاتری

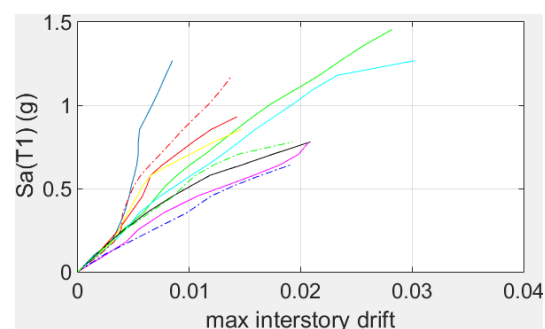


شکل ۳۵- نتایج تحلیل بارافزون سازه ۱۲ طبقه

تحلیل می‌شود؛ با $Sa(T_1)$ گام‌های افزایشی، افزایش پیدا کرده و تحلیل‌ها تا جایی ادامه می‌یابد که سازه ناپایدار شود. سپس فاصله بین $Sa(T_1)$ منجر به ناپایداری سازه و $Sa(T_1)$ ماقبل آن با گام‌های کوچک‌تر پر می‌شود تا محل دقیق ناپایداری مشخص شود. این کار باید تا زمانی ادامه می‌یابد که فاصله $Sa(T_1)$ منجر به ناپایداری و $Sa(T_1)$ ماقبل آن از ۱۰٪ مقدار $Sa(T_1)$ ماقبل ناپایداری کمتر باشد. فاصله سایر $Sa(T_1)$ ها را نیز می‌توان با گام‌های مناسب پر کرد تا تقریب دقیق‌تری از منحنی IDA بدست بیاید. همان‌طور که در جدول (۸) مشاهده می‌شود، تحلیل با $Sa(T_1)$ برابر با $0/005g$ انجام گردید، تا سازه در وضعیت الاستیک باقی بماند. سپس مقدار $Sa(T_1)$ در تحلیل بعدی با گام $0/1g$ افزایش می‌یابد و در تحلیل‌های بعدی با گام‌های افزایشی که این گام‌ها با ضرایبی $0/05g$ افزایش می‌یابند، تحلیل صورت می‌گیرد، تا سازه ناپایدار شود. در مرحله بعد فاصله بین تحلیل منجر به ناپایداری و تحلیل منجر به پایداری به منظور تخمین دقیق‌تر محل ناپایداری پر می‌شود.

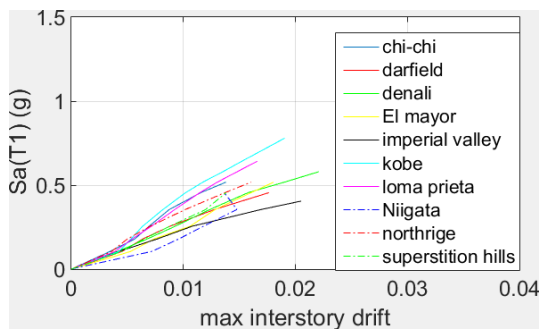


(ب)

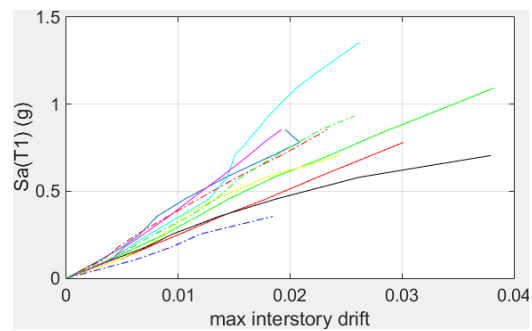


(الف)

شکل ۳۶- نتایج تحلیل IDA سازه ۸ طبقه برحسب حداکثر جابجایی نسبی طبقات (الف) V-EBF، (ب) V-EBF (SMA)



(ب)



(ف)

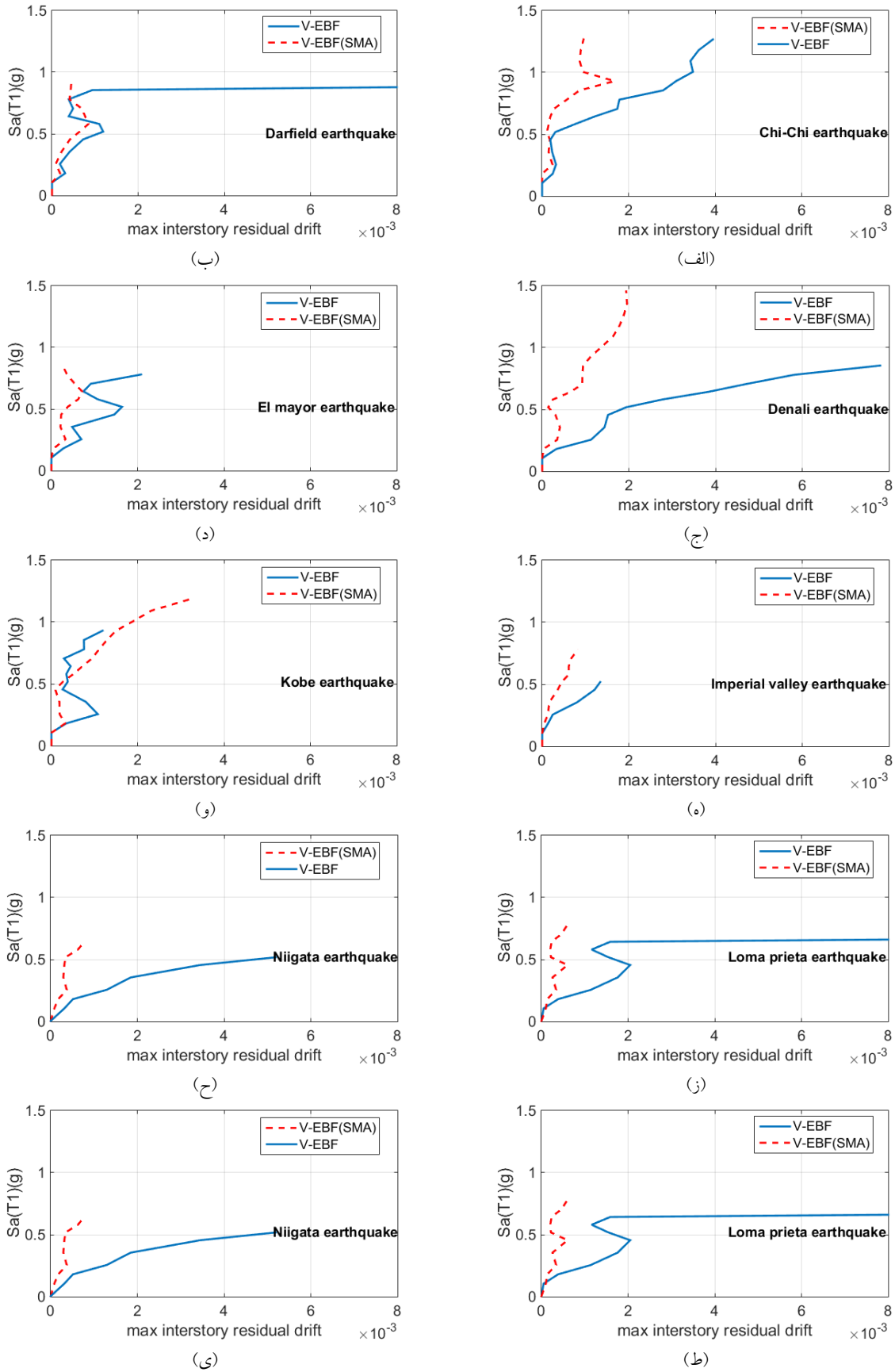
شکل ۳۷- نتایج تحلیل IDA سازه ۱۲ طبقه $Sa(T_1)$ برحسب حداکثر جابجایی نسبی طبقات (الف) V-EBF (ب) SMA (V-EBF)

V-EBF بدون میل مهار می‌باشد. همان‌طور که در شکل (۳۸) مشاهده می‌شود، زلزله darfield در فاصله $Sa(T_1)$ های $0.5/8g$ تا $0.7/8g$ و زلزله kobe در $Sa(T_1)$ های بالاتر از $0.5/8g$ سازه V-EBF بدون میل مهار SMA حداکثر جابجایی نسبی ماندگار کم‌تری در مقایسه با سازه V-EBF مجهز به میل مهار SMA دارد. نمودارهای شکل (۳۹) مقدار $Sa(T_1)$ برحسب حداکثر جابجایی نسبی ماندگار طبقات را برای سازه ۱۲ طبقه نشان می‌دهد. با توجه به شکل (۳۹) مشاهده می‌گردد که برای Sa-های مختلف، مهاربند واگرای مجهز به مهارهای تشکیل شده از SMA در تمامی موارد جابجایی ماندگار کم‌تری نسبت به مهاربند واگرای معمولی به خود اختصاص می‌دهند و در بسیاری از موارد این تفاوت قابل توجه می‌باشد. با توجه به شکل‌های (۳۸) و (۳۹) مشاهده می‌گردد که سازه‌های V-EBF مجهز به مهارهای SMA نیز جابجایی ماندگار دیده می‌شود که دلیل آن تشکیل پلاستیسیتته در بال ستون در نزدیک اتصال ستون به پی می‌باشد. باید توجه داشت که عملکرد خوب SMA در چنین سیستم‌هایی وابسته به این است که طراحی ظرفیتی در سازه به خوبی انجام شده باشد و سایر اعضا برای نیروهای حداکثر تیر پیوند و نیروی معادل حد مرکزگرایی تیر پیوند طراحی شود؛ در غیر این صورت اگر طراحی لرزه‌ای در سازه به خوبی انجام نگیرد و مفصل پلاستیک در محل دیگری مانند ستون‌ها یا مهاربندها اتفاق بیافتد، مهارهای SMA مورد استفاده قادر به کاهش این جابجایی ماندگار نخواهد بود؛ زیرا SMA به منظور کاهش دوران ماندگار تیر پیوند در نظر گرفته شده است، نه کاهش جابجایی ماندگار ناشی از طبقه نرم یا مفصل پلاستیک مهاربندها. به منظور بررسی احتمال خرابی سازه اقدام به ترسیم منحنی شکنندگی شد. منحنی شکنندگی یک تابع تجمعی لوگ نرمال است که احتمال خرابی یک سازه با توجه به پارامتر خرابی مورد نظر را نشان می‌دهد. در این تحقیق جابجایی نسبی ماندگار 0.5% در طبقه

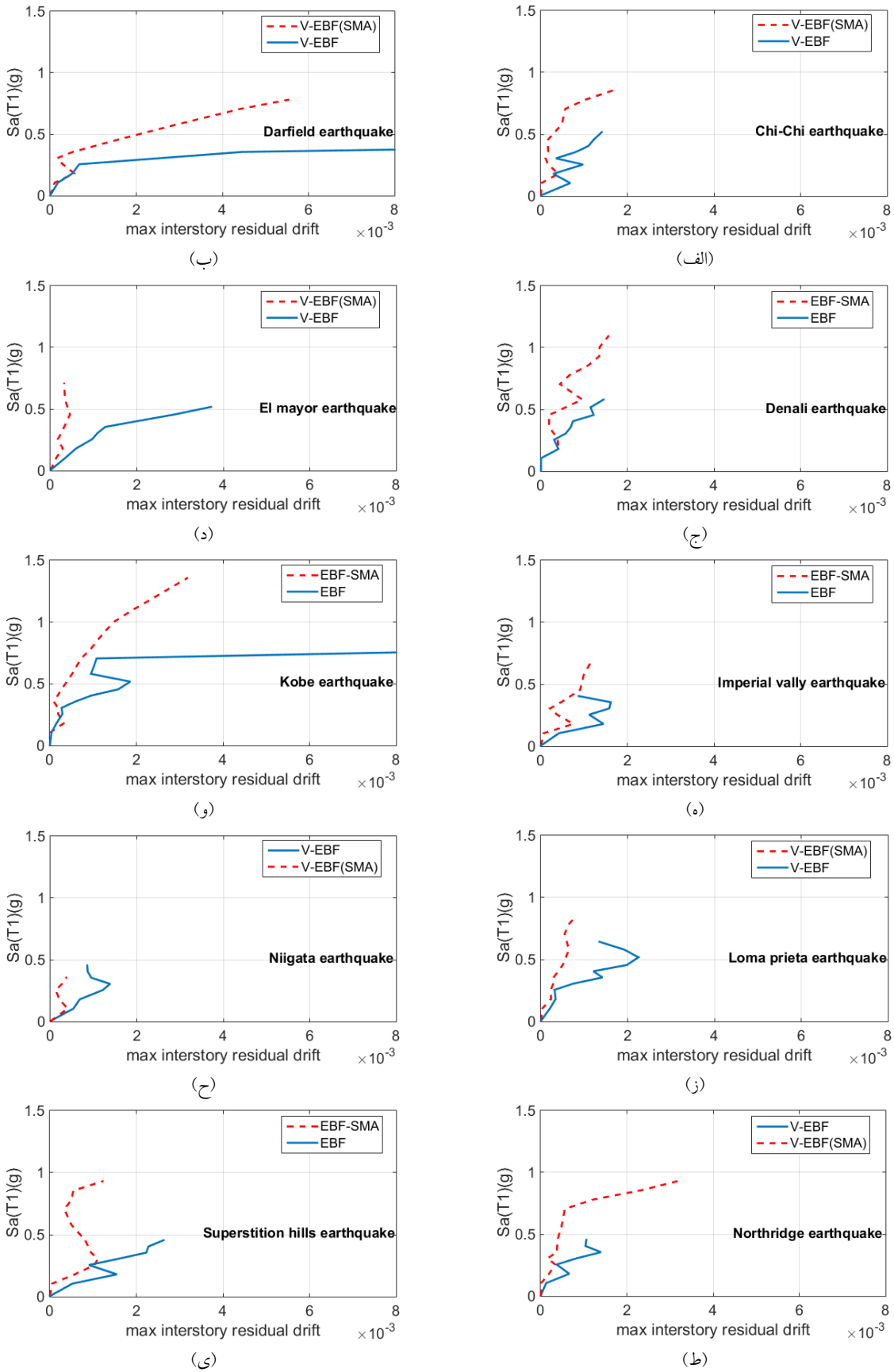
تا لحظه خرابی داشته باشد. به گونه‌ای که در سازه ۸ طبقه به جز زلزله chi-chi و darfield در بقیه موارد اضافه کردن میل مهار SMA باعث می‌گردد، سازه در حداکثر جابجایی نسبی بالاتری دچار ناپایداری شود و در سازه ۱۲ طبقه نیز در تمامی موارد حداکثر جابجایی نسبی طبقات در لحظه ناپایداری سازه با افزودن میل مهار SMA افزایش می‌یابد؛ زیرا در سازه V-EBF بدون میل مهار SMA عمده تغییر شکل غیرخطی در لحظه فروریزش سازه به تیرهای پیوند طبقات فوقانی محدود می‌گردد؛ در حالی که با افزودن میل مهار SMA تیرهای پیوند طبقات پایین نیز دوران‌های غیرخطی قابل توجهی در لحظه خرابی سازه داشته و بیش‌تر بودن طول تیر پیوند در طبقات پایین باعث می‌شود، این دوران‌ها جابجایی‌های نسبی زیادی در طبقه مربوط به خود ایجاد کند.

هدف از به کارگیری SMA کاهش جابجایی ماندگار در سازه‌ها می‌باشد؛ در این تحقیق نیز به منظور کاهش جابجایی ماندگار در سازه V-EBF از مهارهای تشکیل شده از SMA استفاده گردید. به همین دلیل نمودار تحلیل IDA برحسب حداکثر جابجایی نسبی ماندگار طبقات در سازه V-EBF مورد بررسی قرار گرفت. نمودارهای شکل (۳۸) مقدار $Sa(T_1)$ برحسب حداکثر جابجایی نسبی ماندگار طبقات را برای سازه ۸ طبقه نشان می‌دهد.

نتایج نمودارهای شکل (۳۸) نشان می‌دهد که استفاده از میل‌مهارهای SMA در بیش‌تر رکوردهای مورد استفاده باعث کاهش قابل توجه حداکثر جابجایی نسبی ماندگار می‌گردد؛ به گونه‌ای که به جز زلزله‌های darfield و kobe که در تعدادی از $Sa(T_1)$ ها مقادیر حداکثر جابجایی نسبی ماندگار در سازه V-EBF بدون میل مهار کم‌تر از سازه V-EBF مجهز به میل مهار SMA می‌باشد، در سایر رکوردها مقادیر حداکثر جابجایی نسبی ماندگار در سازه V-EBF مجهز به میل مهار SMA کم‌تر از سازه



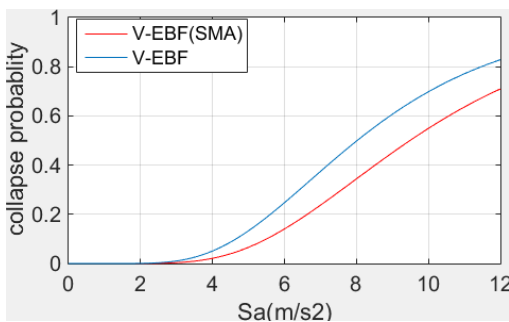
شکل ۳۸- نمودار تحلیل IDA برای سیستم V-EBF ۸ طبقه



شکل ۳۹- نمودار تحلیل IDA برای سیستم V-EBF ۱۲ طبقه



سازه تلقی شد. برای هر رکورد مقدار S_a که یکی از دو مورد گفته شده را برآورده کند، مقدار S_a مربوط به آن به عنوان S_a فروریزش آن رکورد تلقی می‌شود؛ سپس میانه S_a فروریزش تمام رکوردها حساب شده و مقدار آن برابر با \hat{S}_a خواهد بود. مقدار β_{tot} نیز با فرض این که کیفیت آزمایشات انجام شده در سطح عالی بوده و با توجه به این که طراحی سازه نیز در سطح عالی انجام شده است، برابر $0/425$ می‌باشد [۲۱]. منحنی‌های شکنندگی ترسیم شده برای سازه‌های ۸ و ۱۲ طبقه طراحی شده در شکل (۴۰) نشان داده شده است.



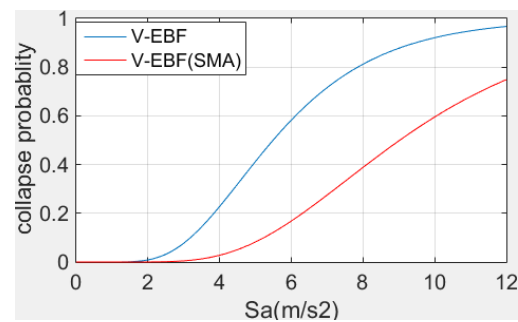
(ب)

به عنوان معیار خرابی سازه در نظر گرفته شد [۱۹ و ۲۰]. تابع توزیع تجمعی لوگ نرمال برای فروریزش به شرح زیر می‌باشد.

$$P_{collapse} = \Phi\left(\frac{\ln(S_T) - \ln(\hat{S}_a)}{\beta_{tot}}\right) \quad (28)$$

که در آن S_T شتاب طیفی؛ \hat{S}_a شتاب فروریزش میانه؛ β_{tot} عدم قطعیت یا انحراف معیار و Φ تابع توزیع تجمعی لوگ نرمال می‌باشد.

در این تحقیق دو عامل ناپایداری سازه و فراتر رفتن جابجایی نسبی ماندگار از مقدار $0/5$ درصد به عنوان خرابی



(الف)

شکل ۴۰- منحنی شکنندگی سازه (الف) ۸ طبقه، (ب) ۱۲ طبقه

مهارهایی که بخشی از آن از SMA تشکیل شده است، می‌تواند ایده‌ای برای کاهش جابجایی ماندگار سازه باشد. به طور خلاصه با بررسی نتایج این تحقیق یافته‌های زیر حاصل گردید.

۱- نتایج تحلیل تاریخچه‌زمانی با استفاده از شتاب‌نگاشت‌های مقیاس شده نشان داد که استفاده از میل‌مهار SMA جابجایی ماندگار سازه را تا حد زیادی کاهش می‌دهد و علاوه بر این شکل جابجایی ماندگار سازه نسبت به زمانی که از میل‌مهار SMA استفاده نشده است، یک‌نواخت‌تر است.

۲- تحلیل IDA هم بر مبنای حداکثر جابجایی نسبی طبقات سازه انجام گرفت و نتایج نشان داد که استفاده از مهارها در اکثر موارد باعث افزایش جابجایی و شتاب طیفی مود اول آستانه فروریزش می‌گردد.

۳- تحلیل IDA بر مبنای حداکثر جابجایی نسبی ماندگار انجام گرفت و نتایج نشان داد که استفاده از مهارهای ساخته شده از SMA جابجایی نسبی ماندگار در سازه را تا حد زیادی کاهش می‌دهد. با وجود استفاده از SMA در بعضی از موارد جابجایی ماندگار در سازه مشاهده می‌شود که یکی از دلایل آن تشکیل

با توجه به نتایج بدست آمده مشاهده می‌گردد که با توجه به معیارهای در نظر گرفته شده برای خرابی سازه استفاده از مهارهای تشکیل شده از SMA احتمال خرابی سازه در اثر زلزله را کاهش می‌دهد؛ هر چند که اختلاف بین احتمال خرابی سازه V-EBF و سازه V-EBF مجهز به مهارهای SMA در ساختمان ۱۲ طبقه بیش از ساختمان ۸ طبقه می‌باشد.

۱۲- نتیجه‌گیری

در این تحقیق به بررسی یکی از چالش‌های مهندسی سازه یعنی جابجایی ماندگار ساختمان‌ها پرداخته شد؛ به همین دلیل جابجایی ماندگار در سیستم‌های V-EBF بررسی گردید. یکی از سیستم‌های لرزه‌ای کارآمد است که در آن از تیرهای پیوند قائم برای استهلاک نیروی زلزله استفاده می‌شود. قابلیت ویژه تیرهای پیوند، داشتن شکل‌پذیری و استهلاک انرژی بالا می‌باشد؛ به همین جهت استفاده از چنین سیستم‌هایی در برابر زلزله مقبولیت بالایی دارد؛ در این سیستم‌ها نیز همانند هر سیستم سازه‌ای دیگر جابجایی ماندگار یکی از مشکلات مهم می‌باشد؛ به همین دلیل بررسی سیستم‌های V-EBF که در آن از

- [6] Mazzolani, F.M., Corte, G.D. and D'Aniello, M. (2009), "Experimental analysis of steel dissipative bracing systems for seismic upgrading", *Journal of Civil Engineering and Management*, Vol. 15, pp. 7-19.
- [7] Bouwkamp, J., Vetr, M.G. and Ghamari, A. (2016), "An analytical model for inelastic cyclic response of eccentrically braced frame with vertical shear link (V-EBF)", *Case Studies in Structural Engineering*, Vol. 6, pp. 31-44.
- [8] ASCE/SEI-41, (2017), *Seismic evaluation and retrofit of existing buildings*, American Society of Civil Engineers.
- [9] FEMA356, (2000), *Pre-standard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*, Federal Emergency Management Agency.
- [۱۰] [۱۰] نشریه ۳۶۰، (۱۳۹۲). دستورالعمل بهسازی ساختمان‌های موجود، معاونت نظارت راهبردی امور نظام فنی.
- [11] Wang, B., and Zhu, S. (2018), "Cyclic tension-compression behavior of super elastic shape memory alloy bars with buckling-restrained devices", *Construction and Building Materials*, Vol. 186, pp. 103-113.
- [۱۲] زهرایی، س.م. و ماهروزاده، ی. (۱۳۸۹)، "بررسی آزمایشگاهی کاربرد تیر پیوند قائم در بهبود عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های فولادی"، نشریه مهندسی عمران و نقشه برداری دانشکده فنی، دوره ۴، شماره ۳، ص. ۳۷۹-۳۹۳.
- [13] ATC24, (1992), *Guideline for seismic testing of components of steel structures*, Applied Technology Council.
- [۱۴] [۱۴] استاندارد ۲۸۰۰، (۱۳۹۸). آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، کمیته دائمی بازنگری آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله.
- [15] ASCE/SEI-7, (2016), *Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures*, American Society of Civil Engineers.
- [16] AISC 341-16, 2016, *Seismic provisions for structural steel buildings*, American Institute of Steel Construction.
- [17] ASCE7-10, 2010, *Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures*, American Society of Civil Engineers.
- [18] Vamvatsikos, D. and Cornell, C.A. (2004), "Applied incremental dynamic analysis", *Earthquake Spectra*, Vol. 20, pp. 523-553.
- [19] Iwata, Y., Sugimoto, H. and Kuwamura, H. (2005), "Reparability limit of steel structural buildings: study on performance-based design of steel structural buildings Part 2", *Journal of Structural Construction Engineering*, Vol.70, pp. 165-172. (In Japanese)
- [20] McCormick, J., Aburano, H., Ikenaga, M. and Nakashima, M. (2008), "Permissible residual deformation levels for building structures considering both safety and human elements", In *Proceedings of the 14th world conference on earthquake engineering*, Seismological Press Beijing, China, pp. 12-17.
- [21] FEMA695, (2009), *Quantification of building seismic performances factors*, Federal Emergency Management Agency.

پلاستیسیته در بال ستون‌های طبقه اول در محل اتصال به پی می‌باشد؛ زیرا وجود لنگر زیاد در پای ستون منجر به تسلیم بال ستون در زلزله‌های شدید می‌شود.

۴- برای استفاده مناسب از SMA در مهارها، طول و سطح مقطع SMA مورد استفاده باید به گونه‌ای باشد که SMAهای مورد استفاده هم قابلیت مرکزگرایی خود تا لحظه افت مقاومت در تیر پیوند را حفظ کنند و هم سطح مقطع آن‌ها به اندازه‌ای باشد که بتوانند تیر پیوند را به شکل اولیه خود بازگردانند.

۵- استفاده از SMA در مهارهای مورد استفاده در صورتی می‌تواند نتیجه بخش باشد که طراحی ظرفیتی سایر اجزای سازه برای حداکثر نیروهای ایجاد شده در تیر پیوند و نیروی حد مرکزگرایی در SMA انجام شود؛ در غیر این صورت استفاده از SMA تاثیر زیادی بر روی سازه نگذاشته و اگر طراحی سلسله مراتبی در سازه رعایت نشده و مفصل پلاستیک در مهاربندها یا ستون‌های میانی تشکیل شود، جابجایی ماندگاری در سازه شکل می‌گیرد که SMA نمی‌تواند آن را برطرف کند؛ زیرا SMA مورد استفاده در مهار مسئول کاهش جابجایی ماندگار تیر پیوند می‌باشد نه ستون یا مهاربند.

۶- برای سازه‌های طراحی شده منحنی شکنندگی بر مبنای جابجایی ماندگار و ناپایداری سازه به عنوان معیار فروریزش ترسیم شد و نتایج نشان داد که در صورت رعایت ضوابط لرزه‌ای استفاده از مهارهای ساخته شده از SMA منجر به کاهش احتمال خرابی سازه می‌گردد.

۱۳- مراجع

- [1] Hjelmstad, K.D. and Popov, E.P. (1983), "Seismic behavior of active beam links in eccentrically braced frames", Report UCB/EERC-83/15, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley.
- [2] Kasai, K. and Popov, E.P. (1986), "A study of seismically resistant eccentrically braced frame systems", Report UCB/EERC-86/01, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley.
- [3] Ricles, J.M. and Popov, E.P. (1987), "Dynamic analysis of seismically resistant eccentrically braced frames", Report UCB/EERC-87/07, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley.
- [4] Richards, P.W. and Uang, C.M. (2006), "Testing protocol for short links in eccentrically braced frames", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 132, pp. 1183-1191.
- [5] D'Aniello, M., Della Corte, G. and Mazzolani, F.M. (2006), "Seismic upgrading of RC buildings by buckling restrained braces: experimental results vs. numerical Modeling", In *Proceedings of Fifth International Conference on Behavior of Steel Structures in Seismic Areas*, Yokomaha.



- ¹ Vertical eccentrically braced frame
- ² Shape memory alloy
- ³ Incremental dynamic analysis
- ⁴ Moment resisting frame
- ⁵ Concentrically braced frame
- ⁶ Eccentrically braced frame
- ⁷ Austenite
- ⁸ Martensite
- ⁹ Zero length element
- ¹⁰ Elastic beam column element
- ¹¹ Elastic material
- ¹² Multilinear material
- ¹³ Buckling restrained braced
- ¹⁴ Non-linear beam column element
- ¹⁵ Fiber
- ¹⁶ Pacific earthquake engineering research center
- ¹⁷ Pulse like

بررسی اثر نیروی محوری ستون بر رفتار خمشی اتصال پیش‌ساخته‌ی فولادی دارای ورق‌های میان‌گذر در چشمه‌ی اتصال تحت بارگذاری یکنوا

هادی عسکریان^۱، محمدرضا سهرابی^{۲*}، سید مرتضی کاظمی^۳

۱- دانشجوی دکتری سازه، گروه مهندسی عمران، دانشکده مهندسی شهید نیکبخت، دانشگاه سیستان و بلوچستان، زاهدان

۲- دانشیار گروه مهندسی عمران، دانشکده مهندسی شهید نیکبخت، دانشگاه سیستان و بلوچستان، زاهدان

۳- استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد کاشمر، دانشگاه آزاد اسلامی، کاشمر

* زاهدان، صندوق پستی ۹۸۱۶۷-۵۸۴۵، Sohrabi@hamoon.usb.ac.ir

چکیده

در قاب‌های خمشی فولادی، اتصال تیر به ستون تحت هر زاویه و به هر تعداد همچنان با دشواری‌های زیادی روبه‌رو است. در این پژوهش، به عنوان یک نوآوری، یک اتصال خمشی فولادی پیش‌ساخته با ورق‌های میان‌گذر در چشمه‌ی اتصال که توانایی اتصال تیر به ستون به صورت خمشی تحت هر زاویه‌ی و تعداد دلخواه را دارا است پیشنهاد شده است. سپس، اثر نیروی محوری وارد بر ستون بر روی رفتار این اتصال تحت بارگذاری یکنوا در دو حالت چشمه‌ی اتصال با چهار و شش ورق میان‌گذر، به عنوان هدف این پژوهش، مورد بررسی قرار گرفت. برای این کار، نخست به منظور راستی‌آزمایی روند مدل‌سازی در نرم‌افزار ABAQUS، یک اتصال پیش‌ساخته‌ی فولادی که مشابهت خوبی با اتصال پیشنهادی دارد و نتایج آزمایشگاهی آن نیز موجود است، در نرم‌افزار ABAQUS مدل شده و نتایج آزمایشگاهی و عددی با یکدیگر مقایسه شدند. پس از راستی‌آزمایی، رفتار اتصال در حالت‌هایی که نیروی محوری وارد بر ستون اصلی (ستون متصل به ستون کوتاه) برابر با ۱۰ تا ۶۰ درصد ظرفیت آن باشد با گام‌های ۱۰ درصدی مورد ارزیابی قرار گرفت. نتایج نشان می‌دهد که در تمامی نمونه‌ها، مفصل پلاستیک در خارج از اتصال و پس از ورق‌های بالاسری و زیرسری اتصال روی می‌دهد. همچنین، ستون کوتاه که به عنوان چشمه اتصال عمل می‌نماید در هیچ نمونه‌ای تسلیم نشده و دارای عملکرد مناسبی است. افزون بر این، با افزایش نیروی محوری تا حدود ۲۰ درصد ظرفیت ستون، در تمامی نمونه‌ها تغییری در سختی اولیه‌ی اتصال ایجاد نمی‌شود.

واژگان کلیدی

اتصال پیش‌ساخته‌ی فولادی، چشمه‌ی اتصال با ورق‌های میان‌گذر، بارگذاری یکنوا، ABAQUS

Investigating the effect of column axial force on the flexural behavior of prefabricated steel moment connection with through-plate panel zone system under monotonic loading

H. Askarian, M.R. Sohrabi, S.M. Kazemi

Abstract

In steel moment frames, there are still many challenges in connecting a beam to a column at any angle and in any number. In this study, as the innovation of the research, a prefabricated steel moment connection with through-plate panel zone system was proposed, which can connect a beam to a column as a moment connection at any desired angle with any number of beams. Then, the effect of column axial force on the behavior of this connection was investigated as the main objective of the study, under monotonic loading in two cases of connection zone with four and six through plates. To verify the modeling procedure in ABAQUS, a prefabricated steel connection with available experimental results with good similarity to the proposed connection was modeled using ABAQUS and the experimental and numerical results were then compared. Afterward, the connection behavior in cases where the axial force on the column is equal to 10 to 60 percent of its axial capacity was evaluated with 10 percent iterations. The results indicated that in all models, the plastic hinge formed outside the connection area and beyond the top and bottom plates. Furthermore, the short column that acts as a connection zone did not yield in any models and had acceptable performance. It was also observed that by increasing the axial force up to 20 percent of the column axial capacity, the initial connection stiffness doesn't change.

Keywords

Prefabricated steel connection, Through-plate panel zone system, Monotonic loading, ABAQUS

سرم‌بندی اتصال و ماژول‌بندی قاب فولادی از نظر اجرایی ساده‌تر صورت گرفته و از جوش کارگاهی تا حد امکان پرهیز گردد. با همهی این تلاش‌ها، از آنجایی که به دلایل اقتصادی و اجرایی، در ساختار عمده‌ی سازه‌ها همواره چهار تیر به یک ستون وصل می‌شود، هیچ‌گونه اتصال مدولار پیش‌ساخته‌ی خمشی فولادی که توانایی نصب بیش از چهار تیر را در چشمه‌ی اتصال خود داشته باشد تاکنون پیشنهاد نشده است. کاربرد این اتصال زمانی پررنگ می‌شود که در سازه به دلایل مختلفی همچون محدودیت‌های معماری، نیاز باشد تا بیش از ۴ تیر به یک ستون متصل گردد. اتصال پیشنهادی این پژوهش این امکان را فراهم کرده است. در ادامه، شماری چند از پژوهش‌های نزدیک به پژوهش کنونی آورده شده است.

Yang و همکارانش رفتار لرزهای اتصال ConXL را تحت خمش دوماحوره مورد مطالعه قرار داده و از نرم‌افزار اجزای محدود ABAQUS جهت مدل‌سازی استفاده کردند [۴]. نتایج آن‌ها نشان داد که رفتار لرزهای این اتصال بر اساس آیین‌نامه‌ی AISC341 قابل‌قبول بوده و چشمه‌ی اتصال تسلیم نمی‌شود. همچنین، Rezaeian و همکارانش رفتار لرزهای اتصال ConXL را در حالتی که ستون فولادی از بتن پر نشده مورد مطالعه قرار دادند [۵]. در این پژوهش، مدل‌سازی با استفاده از نرم‌افزار ABAQUS انجام شد. نتایج نشان داد که اتصال با تیر معمولی قادر به تحمل ۰/۰۴ رادیان دوران است و ستون دچار کماتش موضعی نمی‌گردد. شکل (۱) نمایی از اتصال ConXL را نشان می‌دهد.



شکل ۱- نمایی از اتصال ConXL

نوع جدیدی از اتصالات فولادی با الهام از ایده‌ی اتصالات بتنی پیش‌ساخته‌ی پس‌کشیده، توسط Ricles و همکارانش در سال ۲۰۰۱ معرفی شد. در اتصال پیشنهادی آن‌ها، از کابل برای ایجاد مقاومت خمشی، برشی و نیروی بازگرداننده و از نبشی

عوامل مختلفی بر تعیین پیکره‌بندی و طرح کالبد یک سازه اثر می‌گذارند که به مواردی پلان داخلی، روش اجرا، نوع مواد، معماری و شکل خارجی ساختمان، نوع و مقدار بارهای خارجی و ارتفاع ساختمان اشاره نمود [۱]. یکی از ساختارهایی که پیکره‌ی یک سازه را شکل می‌دهد، بارهای ثقلی و جانبی را تحمل می‌کند و امروزه بسیار مورد توجه طراحان قرار گرفته، قاب‌های خمشی فولادی است. در این فرم سازه‌ای، لنگر خمشی انتهای تیر به‌صورت کامل به ستون منتقل شده و زاویه چرخش بین تیر و ستون در محل اتصال، ثابت باقی می‌ماند. در این قاب‌ها، ستون‌ها به‌صورت تیر-ستون عمل می‌نمایند.

تیر-ستون‌ها اعضایی هستند که همزمان تحت نیروی محوری فشاری و لنگر خمشی قرار دارند. با توجه به اینکه معمولاً تحلیل بر اساس شکل اولیه‌ی سازه صورت می‌پذیرد، جهت طراحی این اعضا باید نتایج حاصل از تحلیل به دلیل نیروهای فشاری اصلاح گردد. بنابراین، طراحی این اعضا به دو صورت تحلیل مرتبه‌ی اول و دوم انجام می‌شود. در تحلیل مرتبه‌ی اول، محاسبه‌ی تلاش‌ها در کلیه‌ی نقاط بر اساس وضعیت اولیه و تغییرشکل نیافته‌ی سازه صورت می‌گیرد. در این روش، آثار مرتبه‌ی دوم تحلیل مانند لنگرهای خمشی در اثر اعمال نیروهای محوری فشاری و خروج از مرکزیت بارهای محوری اثری بر روند تحلیل ندارند. با این همه، در تحلیل مرتبه‌ی دوم، تلاش‌های داخلی اعضا بر اساس وضعیت تغییرشکل‌یافته‌ی آن‌ها تعیین می‌گردد. پژوهشگران برای سال‌ها است می‌کوشند روش‌های طراحی و تحلیل الاستیک کنونی را به‌منظور مدل‌سازی پدیده‌هایی که بر پایداری عضو و سیستم به طور مستقیم در چارچوب تحلیل مرتبه دوم الاستیک اثر می‌گذارند، بهبود دهند. برای همین، روش‌هایی پیشنهاد شده است که با در نظر گرفتن عواملی مانند نواقص هندسی اولیه و لنگرهای خمشی در اثر اعمال نیروهای محوری در یک تحلیل مرتبه‌ی دوم، بدون نیاز به ضرایب طول موثر، پاسخ‌های دقیق‌تری فراهم شود [۲ و ۳].

پس از زمین‌لرزه‌ی نورث‌ریچ، اتصالات خمشی فولادی مختلفی توسط نهادها، مراکز پژوهشی و پژوهشگران مختلف پیشنهاد شد که معروف‌ترین این اتصالات را می‌توان اتصالات از پیش‌تأیید شده نامید که جای خود را در آیین‌نامه‌های مختلف باز کردند. در کنار این موضوع، برای دهه‌ها است که اتصالات نوآورانه و نوپدید توسط پژوهشگران مختلف ارائه شده است. در دسته‌ای از این اتصالات تلاش شده است تا نحوه‌ی

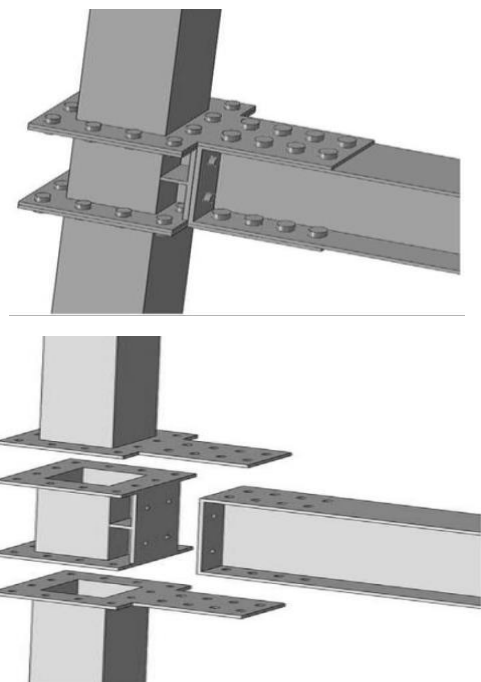
برای افزایش ظرفیت اتلاف انرژی و کنترل تغییرشکل پلاستیک در اعضای اصلی استفاده شد [۶]. پس از آن، پژوهشگرانی همچون Christopoulos و همکارانش [۷] Rojas و همکارانش [۸] و Kim و Christopoulos [۹] مطالعاتی را بر روی این اتصال انجام داده‌اند.

یکی دیگر از اتصالات جدیدی که پس از زلزله‌ی نورث‌ریچ جهت برطرف کردن مشکلات اتصالات خمشی رایج آن زمان مطرح شد، اتصال گیردار با صفحات کناری است. این اتصال در ابتدا توسط سابل و انگلهارت به صورت چهار ورق کناری مجزا در تراز بال بالایی و پایینی تیر ارائه شد [۱۰]. همچنین، پس از این زلزله، پژوهش‌های وسیعی جهت دور کردن مقطع بحرانی از سطح مشترک تیر و ستون انجام شد [۱۱]. در این راستا، اقداماتی همچون استفاده از سیستم‌های جداگر پایه یا وسایل الحاقی میراگر و تغییر در پیکربندی اتصال پیشنهاد شد. مورد دوم به دو صورت تقویت کردن اتصال یا ضعیف کردن تیر انجام می‌پذیرد. بر این اساس، روش‌های تقویت‌سازی اتصال همچون استفاده از ورق روسری^۱ [۱۰]، ورق لچکی^۲ [۱۲] یا صاف، پشت‌بند قائم^۳ [۱۳]، پشت‌بند طولی^۴ [۱۴] و ورق‌های کناری ارائه گردید.

در این میان، یکی از مهم‌ترین پارامترهایی که در زمینه‌ی افزایش بهره‌وری در صنعت ساختمان اثرگذار است، امکان استفاده از روش‌های نوین ساخت‌وساز است. اتصال پیش‌ساخته‌ی مدولار فولادی که توسط Liu و همکارانش پیشنهاد و مورد بررسی قرار گرفت یکی از تحولات صورت گرفته در زمینه‌ی صنعتی‌سازی سازه‌ها و اتصالات جدید خمشی فولادی است. در این اتصال، از یک ستون کوتاه در محل اتصال ستون‌های طبقات استفاده شده است. جهت اتصال ستون کوتاه به ستون‌های طبقات از ورق‌هایی در آغاز و انتهای ستون‌های همکارانش در پژوهش نخست خود به بررسی مدل جوشی و در پژوهش دوم به بررسی مدل پیچی این اتصال با تمرکز بر پارامترهایی از جمله اندازه‌ی مقطع نبشی‌های استفاده شده در تیرها، نحوه‌ی اتصال تیر به ستون کوتاه و مشخصات ورق‌ها و پیچ‌های اتصال تحت بارگذاری یکنوا پرداختند [۱۵ و ۱۶]. در مطالعه‌ی سال ۲۰۱۷ این پژوهشگران بر روی این اتصال نیز رفتار لرزه‌ای این اتصال به صورت آزمایشگاهی و عددی تحت بارگذاری چرخه‌ای مورد ارزیابی قرار گرفت [۱۷].

همچنین، Kazemi و همکارانش در چهار پژوهش متمایز به بررسی همه‌جانبه‌ی اتصال پیش‌ساخته‌ی مدولار فولادی

پیشنهادی خود پرداختند. در پژوهش نخست، رفتار لرزه‌ای این اتصال ارزیابی گردید [۱۸]. در پژوهش دوم اثر استفاده از یک قطعه به شکل هرم بر روی ورق انتهایی ستون اتصال جهت سهولت نصب بررسی شد [۱۹]. در سال ۲۰۱۹، این پژوهشگران بر مطالعه‌ی اثر پارامترهایی مختلف بر روی رفتار اتصال با مقاطع مختلف برای تیرها تمرکز کردند [۲۰] و در پژوهش چهارم به ارائه‌ی روابط ریاضی جهت طراحی اجزا اتصال پرداختند [۲۱]. در نوآوری دیگر، رفتار یک اتصال فولادی با ورق‌های میان‌گذر و ستون‌های قوطی شکل توسط Torabian و همکارانش بررسی شد. در این اتصال، جهت اجرای ورق‌های میان‌گذر بایستی نخست دو ضلع از ستون‌های قوطی شکل به صورت L شکل به یکدیگر جوش داده شوند. سپس، ورق‌های میان‌گذر در محل خود قرار داده شده و سایر اضلاع مربوط به ستون جوشکاری و نصب گردد که اجرای اتصال را تا حدودی با دشواری‌هایی روبه‌رو می‌کند [۲۲].



شکل ۲- نمایی از اتصال پیش‌ساخته‌ی مدولار Liu و همکارانش [۱۷]

در این پژوهش، اتصال مورد بررسی ترکیبی از اتصال ارائه شده توسط Liu و همکاران و ترابیان و همکاران است. در این اتصال، دو کاستی موجود در قاب‌های خمشی فولادی که نبود امکان اتصال تیر به ستون با هر زاویه‌ی دلخواه همچنین اتصال هر تعداد تیر به صورت صلب به ستون قوطی شکل است برطرف شده، که این را می‌توان از نوآوری‌های اتصال پیشنهادی دانست.

همکارانش در نرم‌افزار ABAQUS مدل‌سازی شده و پس از مقایسه‌ی نتایج نمونه‌ی عددی و آزمایشگاهی به‌منظور راستی-آزمایی، اثر بار محوری بر رفتار اتصال در دو حالت بر روی نمونه‌ی اتصال چهار تیر و نمونه اتصال شش تیر به ستون قوطی‌شکل تحت بارگذاری یکنوا بررسی می‌شود [۱۷]. بدین منظور، نمونه‌هایی با ۰/۱، ۰/۲، ۰/۳، ۰/۴، ۰/۵ و ۰/۶ ظرفیت ستون تحت بار محوری مورد مطالعه قرار می‌گیرند.

۲- راستی‌آزمایی

به‌منظور بررسی درستی روند مدل‌سازی صورت گرفته، نمونه‌ی آزمایشگاهی SJ-1 اتصال لئو و همکاران با شرایط مرزی، خواص مصالح و نحوه‌ی بارگذاری کاملاً یکسان در نرم‌افزار ABAQUS مدل‌سازی گردید [۱۷]. به دلیل تشابه زیاد مدل پژوهش Liu و همکارانش و مدل توسعه‌ی یافته‌ی پژوهش کنونی، جزئیات بیشتری از مدل‌سازی در بخش ۳ آورده شد و برای توضیحات بیشتر می‌توان به پژوهش Liu و همکارانش رجوع کرد. با این همه، به‌طور کلی، ستون اتصال از مقطع قوطی مربعی ۲۰۰×۱۲ به طول ۳۱۵۰ میلی‌متر از فولاد Q345B و تیر از مقطع بال‌پهن ۳۰۰×۲۰۰×۸×۱۲ از فولاد Q235B ساخته شده است. مصالح بقیه‌ی بخش‌های اتصال نیز از رده‌ی فولاد Q235B بود و قاعده‌ی ستون قوی - تیر ضعیف کنترل شد. پیچ‌های استفاده شده در صفحه‌ی انتهایی و بال ستون کوتاه از نوع M14 با نیروی پیش‌تندگی ۷۶ کیلونیوتن و پیچ‌های استفاده شده در بخش توسعه یافته‌ی ورق روسری و زیرسری از نوع M20 با نیروی پیش‌تندگی ۱۵۵ کیلونیوتن بود. بار محوری به میزان ۰/۱۹ نسبت فشاری محوری ستون به آن برای شبیه‌سازی بارهای طبقات بالایی اعمال گردید [۱۷]. شکل (۴) نمایی از جزئیات هندسی اتصال پژوهش لیو و همکاران را نشان می‌دهد. شکل (۵) منحنی بار- تغییر مکان این اتصال را در دو حالت آزمایشگاهی و عددی نشان می‌دهد. همان‌گونه که مشاهده می‌شود، تطابق بسیار خوبی بین نتایج مدل آزمایشگاهی و عددی وجود دارد به‌طوری‌که اختلاف تغییر مکان در انتهای بارگذاری در دو حالت کمتر از ۲ درصد است. با توجه به راستی‌آزمایی صورت گرفته، در ادامه، اتصال پیشنهادی در نرم‌افزار ABAQUS مدل‌سازی و مورد بررسی قرار گرفته است.

۳- ساخت مدل توسعه یافته

مشخصات نمونه‌های مدل‌سازی شده در نرم‌افزار ABAQUS شامل نوع مصالح، نوع بارگذاری، مدل‌سازی در نرم‌افزار ABAQUS و ابعاد و اجزا اتصال در ادامه آورده شده است.

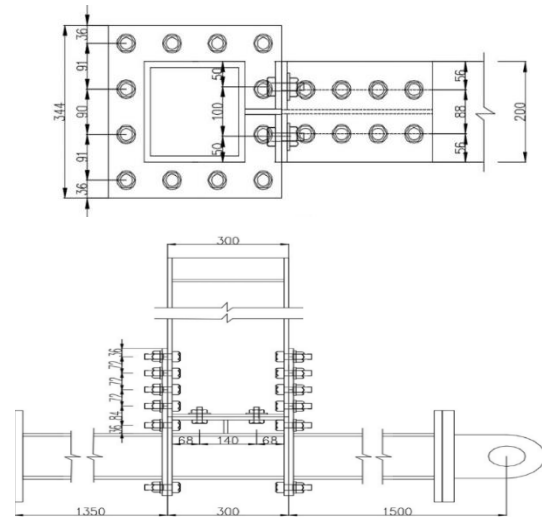
این اتصال شامل یک ستون کوتاه میان ستون‌های طبقات است که با توجه به تعداد تیرهای متصل به ستون به شکل چهار، پنج یا شش ضلعی است. همچنین، با توجه به تعداد تیرهای متصل به ستون، ورق‌های میان‌گذر در داخل ستون کوتاه قرار گرفته است که اتصال جان تیر به ستون کوتاه توسط این ورق‌ها صورت می‌گیرد. اتصال تیر به ستون با استفاده از ورق‌های بالا و پایین و جهت انتقال نیروی برشی به ستون، از ورق برشی جان استفاده شده است. شکل (۳) اجزای این اتصال را برای حالت اتصال شش تیر به ستون قوطی به‌عنوان نمونه نشان می‌دهد. شایان ذکر است که نمونه‌ی آزمایشگاهی مدل اتصال پژوهش کنونی ساخته شده است که در شکل (۳) دیده می‌شود. تجربه‌ی ساخت آن نشان داد که اجرای چنین اتصالی چندان دشوار نیست. Askarian و همکارانش در پژوهشی به بررسی رفتار این اتصال تحت بارگذاری تناوبی و یکنوا پرداختند و نتایج حاصل بیانگر عملکرد مناسب این اتصال است [۲۳]. تفاوت اصلی میان پژوهش گذشته‌ی عسکریان و همکاران و پژوهش کنونی بر روی این اتصال در اعمال بار محوری به ستون است. بر این اساس، بحث ناکاملی اولیه در مدل‌سازی درگیر شده و اثر آن بر رفتار خمشی اتصال به دست آمده است.



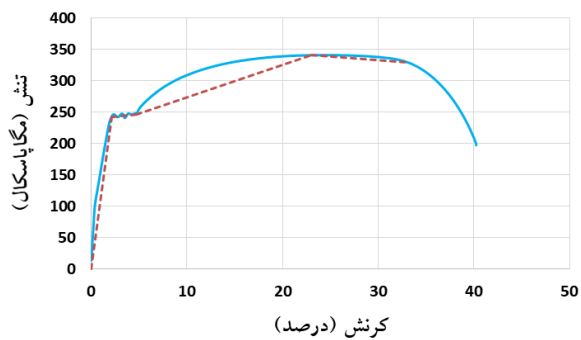
شکل ۳- ماکت اجزا اتصال برای حالت اتصال شش تیر به ستون قوطی در این پژوهش، نخست، نمونه‌ی آزمایشگاهی اتصال Liu و

جدول ۱- مشخصات مربوط به مصالح مصرفی در اتصال

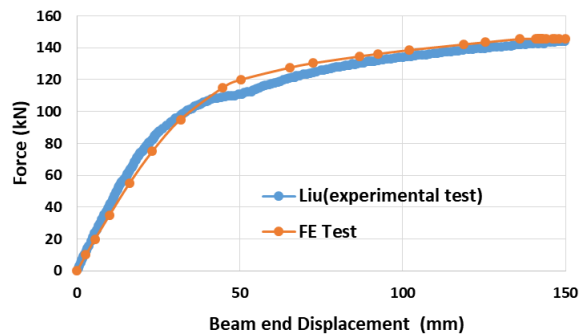
مصالح	مقطع	تنش تسلیم (MPa)	کرنش
St37	تیر، ستون و ورق‌های اتصال	۲۴۲	۰/۰۲
		۲۴۶	۰/۰۴۷
		۳۴۱	۰/۲۳
A490	پیچ‌ها	۷۹۴	۰/۰۰۳۸۶
		۱۰۳۵	۰/۰۱۳۵
		۱۰۳۵	۰/۰۳۰۹
		۱۰۴۸	۰/۲



شکل ۴- نمایی از جزئیات هندسی اتصال پژوهش Liu و همکارانش [۱۷]

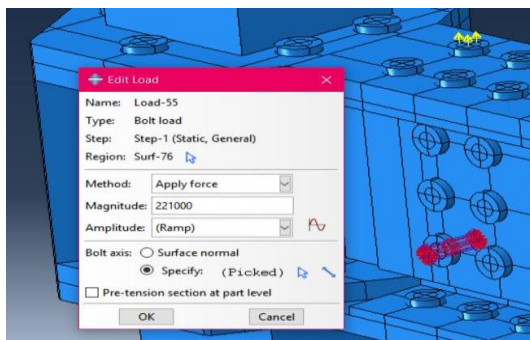


شکل ۶- نمودار تنش - کرنش فولاد رده‌ی St37



شکل ۵- مقایسه‌ی منحنی بار- تغییر مکان اتصال لئو و همکاران با مدل اجزای محدود پژوهش کنونی برای راستی‌آزمایی مدل‌سازی

جان پیچ‌ها اعمال گردید. مدل‌سازی و تحلیل اتصال درست همانند آن چه که در واقعیت صورت می‌گیرد برای تمام مدل‌ها به صورت پیش‌تینده بررسی شد. شکل (۷) نحوه‌ی اعمال پیش-تیندگی پیچ‌ها در نرم‌افزار ABAQUS را نشان می‌دهد. در این مدل‌سازی، از سه نوع پیچ M14، M16، و M20 به ترتیب در جان تیر، بال ستون کوتاه و بخش توسعه یافته‌ی ورق روسری و زیرسری استفاده شد. نیروی پیش‌تیندگی پیچ‌های M14، M16 و M20 به ترتیب ۲۲۱، ۲۵۷ و ۳۳۴ کیلونیوتن بود.



شکل ۷- نحوه‌ی اعمال پیش‌تیندگی پیچ‌ها در نرم‌افزار ABAQUS

۱-۳- نوع مصالح

در این اتصال، از دو نوع مصالح استفاده شده است که کلیه‌ی مقاطع شامل تیر، ستون‌ها، ورق‌های اتصال و ستون کوتاه از نوع فولاد St37 و تمامی پیچ‌ها از نوع پرمقاومت A490 است که مشخصات مربوط به آن‌ها در جدول (۱) قابل مشاهده است [۲۵]. شکل (۶) نیز نمودار تنش - کرنش فولاد رده‌ی St37 به دست آمده از نتایج آزمایشگاهی را نشان می‌دهد.

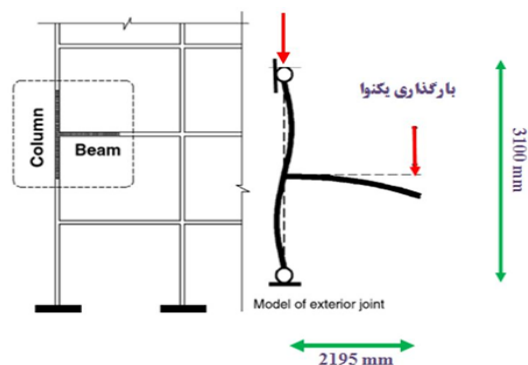
۲-۳- بارگذاری

بارگذاری انجام شده در نمونه‌ها شامل دو مرحله است. در مرحله‌ی نخست، با توجه به نوع و اندازه‌ی پیچ‌ها، نیروی پیش‌تیندگی به پیچ‌ها اعمال شد [۲۶]. مقدار این نیرو از رابطه‌ی $0.55f_u A_{bolt}$ ذکر شده در مبحث دهم محاسبه شد. در این جا، f_u مقاومت نهایی پیچ و A_{bolt} مساحت جان پیچ است. نیروی پیش‌تیندگی در نرم‌افزار ABAQUS به صورت بار پیچ^۰ به میانه‌ی

انتگرال‌گیری عددی، اثر مستقیمی بر دقت جواب‌های ایجاد شده در یک تحلیل دارد. عبارت انتگرال‌گیری کامل به تعداد نقاط گاوس مورد نیاز برای انتگرال‌گیری چندجمله‌ای‌های موجود در ماتریس سختی یک المان با گوشه‌های راست بازمی‌گردد. المان‌های خطی انتگرال‌گیری کامل از دو نقطه‌ی انتگرال‌گیری در هر جهت و المان‌های مرتبه‌ی دو از سه نقطه‌ی انتگرال‌گیری در هر جهت بهره می‌برند. این المان‌ها در کاربردهای خمشی و تحلیل مودال، سختی بیشتری از خود نشان می‌دهند که منجر به مشکلاتی در حل عددی می‌شود. این مشکل با نام قفل‌شدگی برشی شناخته شده و برای رفع این مشکل باید از المان با نقاط انتگرال‌گیری کاهش‌یافته استفاده نمود. المان‌های کاهش یافته به شکل گسترده‌ای در نرم‌افزارهای اجزای محدود به کار گرفته شده‌اند. المان‌های مرتبه‌ی اول مکعبی از یک نقطه‌ی انتگرال‌گیری و المان‌های مرتبه‌ی دوم مکعبی تنها از ۸ نقطه‌ی انتگرال‌گیری بهره می‌برند در حالی که در حالت انتگرال‌گیری کامل این اعداد به ترتیب ۸ و ۲۷ خواهد بود [۲۷ و ۲۸].

در این پژوهش، برای مدل‌سازی قطعات و پیچ‌ها از المان هشت‌گره‌ای مکعبی سه‌بعدی دارای رابطه‌بندی کاهش‌یافته^۶ استفاده شده است که پدیده‌ی ساعت‌شنی را کنترل می‌کند. همچنین، قطعات به صورت جداگانه ترسیم و سپس در موارد مورد نیاز با استفاده از تماس نوع Tie به یکدیگر متصل شده‌اند. تماس بین پیچ‌ها و جداری صفحات به صورت General contact و از نوع Penalty با ضریب اصطکاک ۰/۳۵ در نظر گرفته شده است. به دلیل سنگینی مدل و پیچیدگی مش‌بندی در نقاطی که احتمال بیشترین ایجاد تنش و بهم‌ریختگی مش‌ها^۷ پیش‌بینی می‌شد، به‌ویژه در نواحی حفره‌ها و پیچ‌ها، مقدار مش به کمک روش‌های موجود در نرم‌افزار ABAQUS ریزتر انتخاب شد و در نواحی دیگر اندازه‌ی مش‌بندی بزرگتر اختصاص یافت تا حجم محاسبات و زمان حل کاهش یافته و سرعت همگرایی پاسخ‌ها افزایش یابد. با توجه به هندسه‌ی پیچیده‌ی مدل، روشن است که آزادی عمل چندانی در انتخاب اندازه‌ی مش وجود ندارد و از این روی تحلیل حساسیتی بر روی مش نمی‌تواند انجام گیرد. بر این اساس، اندازه‌ی مش‌ها به گونه‌ای انتخاب شد که از بهم‌ریختگی المان‌ها جلوگیری شود. همچنین، اندازه‌ی مش‌ها به میزانی زیاد نشود که سبب کاهش سرعت همگرایی و افزایش زمان حل گردد. شایان ذکر است که مدل‌ها توسط رایانه با مشخصات Intel (R)Core (TM)i7-7700K CPU@4.20GHz ۶۴ بیتی با رم ۱۶ گیگ مورد پردازش قرار گرفت. اندازه‌ی مش‌ها پس از بررسی چندین نمونه به صورتی انتخاب شد که

هم‌زمان با پیش‌تنیده کردن پیچ‌ها، نیروی محوری به ستون نیز وارد می‌گردد. نیروی وارد شده به ستون بر اساس درصدی از ظرفیت ستون ($Ag \times F_y$) است. در مرحله‌ی دوم، پس از اتمام پیش‌تنیده نمودن پیچ‌ها و اعمال بار محوری بر ستون، به انتهای تیر یک نیروی متمرکز وارد می‌شود. مقدار بار وارده به انتهای تیر به گونه‌ای در نظر گرفته شده که لنگر وارده بر اتصال حدوداً ۲۰ درصد بیشتر از لنگر طراحی ($1.1R_y M_p$) مربوط به حالت شکل‌پذیری معمولی قاب باشد. (در این رابطه، M_p لنگر پلاستیک تیر و R_y نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم مصالح تیر و برابر با ۱/۲ است). ضریب R_y در محاسبات برابر با ۱/۲ انتخاب شد زیرا مقاطع از ورق ساخته شده بودند. در مورد ضریب C_{pr} نیز علت انتخاب ۱/۱ به جای ۱/۲ این بود که مقدار بار وارده در مدل‌سازی به گونه‌ای تعیین شد که لنگر اتصال حدوداً ۲۰ درصد بیشتر از لنگر طراحی $1.1R_y M_p$ مربوط به حالت شکل‌پذیری قاب باشد. چنانچه قبل از رسیدن بار به این مقدار بخشی از اتصال دچار گسیختگی شود، بارگذاری متوقف می‌گردد [۲۱]. از آنجایی که حجم خروجی‌های پژوهش بسیار گسترده بود و تحلیل مدل‌ها به دلیل سنگینی حجم محاسبات آن‌ها زمان زیادی برده است، ارزیابی رفتار اتصال پژوهش کنونی تنها برای بارگذاری یکنوا انجام گرفت و انجام بارگذاری چرخه‌ای به همراه بار محوری به‌عنوان ایده‌ای به‌منظور بررسی رفتار خمشی این اتصال در پژوهش‌های آینده دنبال خواهد شد. شکل (۸) نحوه‌ی اعمال بار، طول تیر و ستون مورد بررسی را نشان می‌دهد.



شکل ۸- نحوه‌ی اعمال بار و طول تیر و ستون

۳-۳- انتخاب مش و مدل‌سازی

هر گروه از المان‌های موجود در ABAQUS از یک رابطه‌بندی ویژه‌ای برخوردار اند و حل اجزای محدود را بر اساس آن انجام می‌دهند. مرتبه‌ی المان (خطی یا مرتبه‌ی دو) و نحوه‌ی

بر روی نتایج به دست آمده اثرگذار نباشد و سرعت اجرای مدل نیز بهینه کند. اندازه‌ی مش‌ها در نقاطی مانند ناحیه‌ی حفاظت شده اتصال، چشمه‌ی اتصال و ورق‌های اتصال که دارای تمرکز تنش بیشتری بوده نصف ضخامت قطعه انتخاب گردید. در سایر نقاط مانند نواحی نزدیک به نقطه‌ی اعمال بار به تیر، که تمرکز تنش کمتری دارند، مش‌ها درشت‌تر شده‌اند. لازم به ذکر است برای هرچه منظم‌تر شدن مش‌ها از تکنیک پارتیشن‌بندی استفاده شده است. شرایط تکیه‌گاهی مدل به این صورت است که اتصال ستون پایین به صورت مفصلی و اتصال ستون بالا به صورت غلتکی است. معیار توقف حل در نرم‌افزار ABAQUS برای این پژوهش بر اساس بارگذاری تا رسیدن به ۳۰ درصد بیشتر از لنگر پلاستیک انتخاب شد. دلیل انتخاب این معیار به نحوه‌ی محاسبه‌ی لنگر طراحی برمی‌گردد. افزون بر این، از آنجایی که مدل‌سازی به روش اجزای محدود و در نرم‌افزار ABAQUS صورت گرفت و به این دلیل که این نرم‌افزار تحلیل‌ها را به صورت گام به گام و نموی انجام می‌دهد، تحلیل مرتبه‌ی اول در هنگام شبیه‌سازی رعایت شده است.

۳-۴- ابعاد اجزا اتصال

در ادامه، ابعاد و اندازه‌ی اجزای اتصال مورد بررسی قرار می‌گیرد. لازم به ذکر است که تمامی ابعاد مقاطع و پیچ‌ها نخست بر اساس روابط موجود طراحی و سپس مدل‌سازی انجام شده است [۲۶]. مقطع ستون به شکل قوطی با ابعاد 200×200 و ضخامت ۱۲ میلی‌متر، مقطع تیر به صورت تیرورق با ابعاد 12×200 و ابعاد جان 276×8 میلی‌متر و ابعاد سایر مقاطع در جدول (۲) ارائه شده است. نحوه‌ی چیدمان پیچ‌ها همچنین تعداد و قطر پیچ‌ها بر اساس روابط مبحث دهم محاسبه و طراحی گردید.

در ادامه، نام‌گذاری و مشخصات نمونه‌های مدل‌سازی بیان می‌شود و سپس نتایج مربوط به هر نمونه مورد بررسی قرار می‌گیرد. جدول (۳) نام‌گذاری و مشخصات نمونه‌های مدل‌سازی شده را نشان می‌دهد. نام‌گذاری بدین صورت انجام شده که حرف S در آغاز کلمه به معنی نمونه و عدد پس از آن شماره‌ی نمونه مدل‌سازی است. حرف C ابتدای کلمه بیانگر اتصال و عدد بعد از آن مشخص می‌کند که نوع اتصال برای حالت ۴ تیر یا ۶ تیر است. حرف P و عدد بعد از آن درصد بار محوری وارد به ستون را نشان می‌دهد. این اتصال می‌تواند با ۵ ورق میان‌گذر برای اتصال ۵ تیر به یک ستون نیز اجرا شود. با این همه، به دلیل حجم بالای یافته‌ها، بررسی نوع ۵ تیر آن به

پژوهش‌های آینده واگذاشته شد.

۴- بررسی نتایج

۴-۱- بررسی نتایج اتصال با چهار ورق میان‌گذر

مشخصات مربوط به منحنی‌ها و کانتورهای تنش‌های فون میسز برای اتصال با چهار ورق میان‌گذر ارائه شده است. شایان ذکر است از آنجایی که نرم‌افزار ABAQUS یکا ندارد، خروجی نرم‌افزار بر اساس یکایی است که در آغاز برای مدل‌سازی انتخاب می‌شود. این یکا برای ابعاد هندسی مدل بر حسب میلی‌متر و برای نیروها بر حسب نیوتن انتخاب شد که بر این اساس، کانتورهای تنش بر حسب مگاپاسکال هستند. شکل (۹) تا شکل (۲۰) منحنی بار - تغییر مکان، لنگر - دوران و کانتورهای تنش نمونه‌های اتصال با چهار ورق میان‌گذر را نشان می‌دهد.

منحنی‌های بار - تغییر مکان و جدول (۴) نشان می‌دهند که، با افزایش مقدار نیروی وارده بر ستون تا حدود ۴۰ درصد، تغییر چشمگیری در سختی اولیه و تغییر مکان لحظه‌ی جاری شدن و مقاومت اتصال مشاهده نمی‌شود در صورتی که پس از آن، به دلیل افزایش نیروی وارده و افزایش تنش‌ها در ستون، سختی اتصال کاهش پیدا می‌نماید به طوری که در نمونه‌های S6C4P50 و S7C4P60، اتصال قادر به تحمل نیروی ۱۵۰ کیلونیوتن نیست. همچنین، با افزایش نیروی محوری وارد بر ستون حتی به میزان ۲۰ درصد ظرفیت آن، تغییر مکان انتهای تیر در پایان بارگذاری افزایش می‌یابد. همان‌طور که در منحنی‌های لنگر - دوران مشاهده می‌شود، تمامی نمونه‌ها قادر به تحمل لنگر پلاستیک تیر بوده بدون آنکه گسیختگی در عضو ایجاد شود یا منحنی لنگر - دوران دچار افت گردد. در نمونه‌هایی که نیروی محوری وارد بر ستون بیشتر از ۵۰ درصد ظرفیت آن است به دلیل جاری شدن ستون، حداکثر لنگر قابل تحمل اتصال کاهش می‌یابد. با توجه به کانتورهای تنش فون میسز مشاهده می‌شود که در تمامی نمونه‌ها، مفصل پلاستیک در تیر، به دور از چشمه‌ی اتصال و پس از ورق‌های بالاسری و پایین‌سری تشکیل می‌شود و نحوه‌ی ایجاد آن به این گونه است که مفصل پلاستیک از بال بالا و پایین تیر تشکیل شده و به سوی جان تیر به گونه‌ای که به هم برسند کشیده می‌شود. افزون بر این، ورود به فاز پلاستیک در تیرها از بال‌های بالایی و پایینی آغاز شده و سپس با جاری شدن تارهای میانی جان تیر، مفصل پلاستیک بعد از ورق‌های بالایی و پایینی تشکیل می‌گردد. در تمامی نمونه‌ها، مفصل پلاستیک در خارج از ستون اتفاق می‌افتد. همچنین، با افزایش

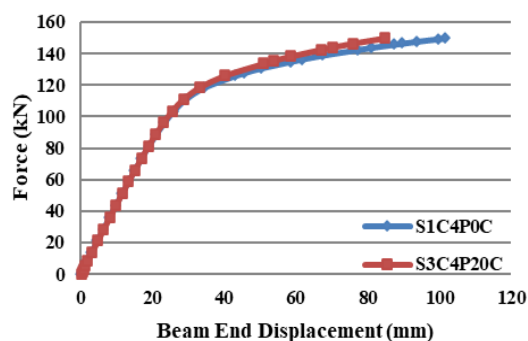


جدول ۲- ابعاد مقاطع اتصال

ستون کوتاه	مؤلفه‌های ستون کوتاه مربعی با ورق‌های میان‌گذر	ورق اتصال افقی ستون کوتاه
	ورق اتصال جان	
	مؤلفه‌های ستون کوتاه شش‌جبهی با ورق‌های میان‌گذر	ورق اتصال افقی ستون کوتاه
ستون کوتاه	ورق اتصال افقی ستون کوتاه	ورق اتصال افقی ستون کوتاه

جدول ۳- ابعاد مقاطع اتصال

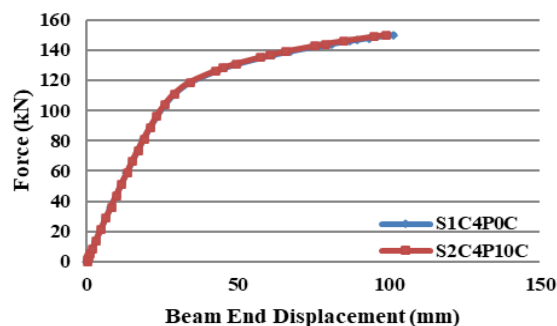
مقدار بار محوری ستون (kN)	درصد بار محوری ستون	نوع اتصال	نمونه‌ها
۰	بدون بار	۴ ورق میان‌گذر	S1C4P0
۲۱۶/۵	۱۰ درصد ظرفیت ستون	۴ ورق میان‌گذر	S2C4P10
۴۳۳/۱	۲۰ درصد ظرفیت ستون	۴ ورق میان‌گذر	S3C4P20
۶۴۹/۵	۳۰ درصد ظرفیت ستون	۴ ورق میان‌گذر	S4C4P30
۸۶۶	۴۰ درصد ظرفیت ستون	۴ ورق میان‌گذر	S5C4P40
۱۰۸۲/۵	۵۰ درصد ظرفیت ستون	۴ ورق میان‌گذر	S6C4P50
۱۲۹۹	۶۰ درصد ظرفیت ستون	۴ ورق میان‌گذر	S7C4P60
۰	بدون بار	۶ ورق میان‌گذر	S8C6P0
۲۱۶/۵	۱۰ درصد ظرفیت ستون	۶ ورق میان‌گذر	S9C6P10
۴۳۳/۱	۲۰ درصد ظرفیت ستون	۶ ورق میان‌گذر	S10C6P20
۶۴۹/۵	۳۰ درصد ظرفیت ستون	۶ ورق میان‌گذر	S11C6P30
۸۶۶	۴۰ درصد ظرفیت ستون	۶ ورق میان‌گذر	S12C6P40
۱۰۸۲/۵	۵۰ درصد ظرفیت ستون	۶ ورق میان‌گذر	S13C6P50
۱۲۹۹	۶۰ درصد ظرفیت ستون	۶ ورق میان‌گذر	S14C6P60



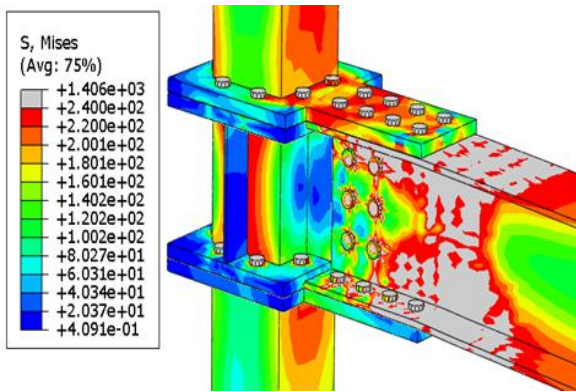
شکل ۱۰- منحنی بار - تغییر مکان نمونه‌های S1C4P0 و S3C4P20

شکل (۱۷) نشان می‌دهد که چنانچه نیروی محوری وارد بر ستون افزایش چشمگیری داشته باشد، مفصل پلاستیک از تیر به سمت ستون حرکت می‌نماید که مطلوب نبوده و جهت برطرف نمودن این مشکل بایستی مقطع ستون افزایش یابد. توزیع تنش در ستون ابتدا از محل اتصال ستون به ورق‌های اتصال شروع شده و با افزایش بارگذاری در طول ستون گسترش می‌یابد. در تمامی نمونه‌ها، تنش فون میسر در ستون کوتاه با ورق‌های میان‌گذر که به‌عنوان چشمه‌ی اتصال عمل می‌نمایند، کمتر از تنش تسلیم بوده و هیچ قسمتی از آن جاری نشده و عملکرد مطلوبی را نشان می‌دهند. همچنین، ستون کوتاه در انتقال نیروی محوری از ستون بالا به ستون پایین رفتار مناسبی از خود نشان

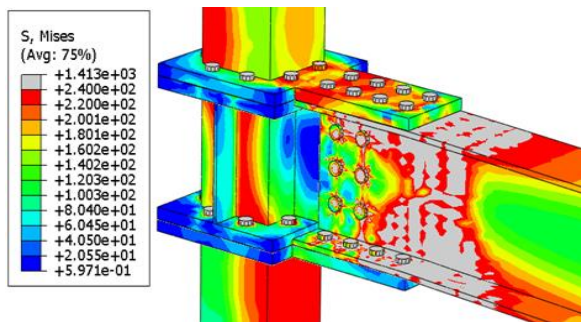
نیروی محوری و مقدار لنگر وارده بر ستون ناشی از بار انتهای تیر، مقدار تنش فون میسر در ستون افزایش می‌یابد. با توجه به منحنی‌های بار- تغییر مکان و کانتورهای تنش مشاهده می‌شود که با افزایش نیروی محوری و رسیدن آن به ۵۰ درصد حداکثر ظرفیت ستون ($0.5f_y A_g$)، در آغاز ستون تسلیم شده و سپس بخش‌هایی از تیر دچار تسلیم می‌شود. در نتیجه، در انتهای بارگذاری، مفصل پلاستیک در تیر به‌صورت کامل تشکیل نشده و بخش‌های زیادی از ستون در محل اتصال به ورق‌های اتصال دچار تسلیم می‌شود. با توجه به این که ستون زودتر دچار تسلیم می‌شود، مقادیر تغییر مکان تسلیم، نیروی شروع تسلیم و لنگر نهایی کاهش می‌یابند.



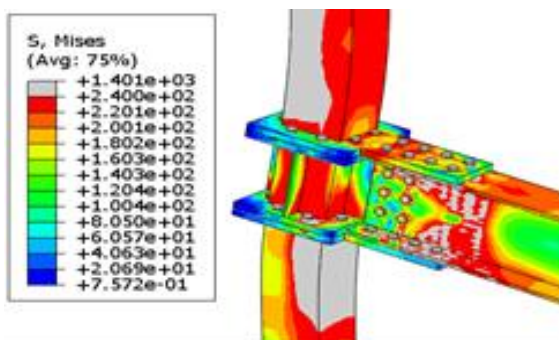
شکل ۹- منحنی بار - تغییر مکان نمونه‌های S1C4P0 و S2C4P10



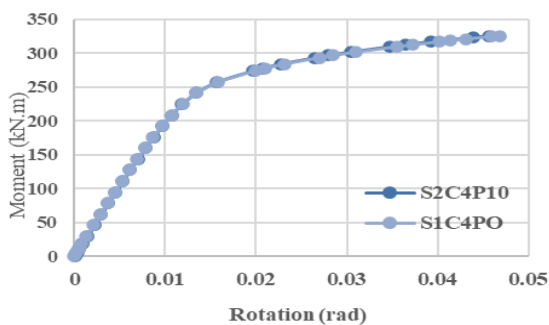
شکل ۱۵- کانتور تنش فون‌میسز نمونه‌ی S1C4P0



شکل ۱۶- کانتور تنش فون‌میسز نمونه‌ی S4C4P30

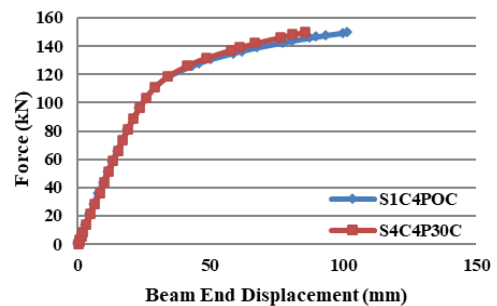


شکل ۱۷- کانتور تنش فون‌میسز نمونه‌ی S7C4P60

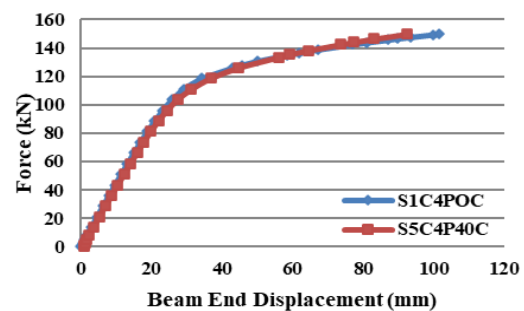


شکل ۱۸- منحنی لنگر - دوران نمونه‌های S2C4P10 و S1C4P0

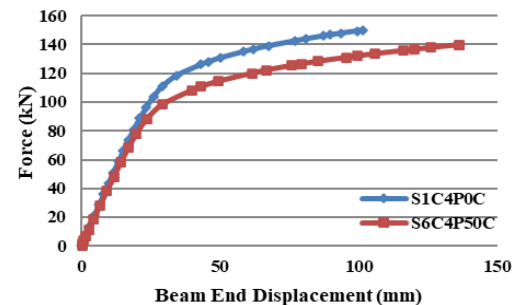
داده است. توزیع تنش نیز در ورق‌های بالا و پایین اتصال از محل سوراخ‌های منتهی به ستون شروع شده و به سمت ابتدای ورق‌های اتصال حرکت می‌نماید.



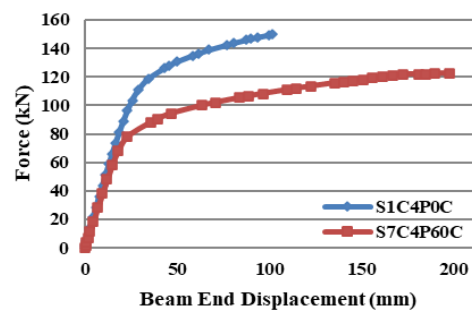
شکل ۱۹- منحنی بار - تغییر مکان نمونه‌های S1C4P0 و S4C4P30



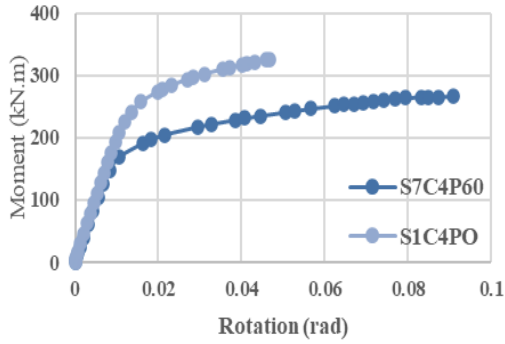
شکل ۲۰- منحنی بار - تغییر مکان نمونه‌های S1C4P0 و S5C4P40



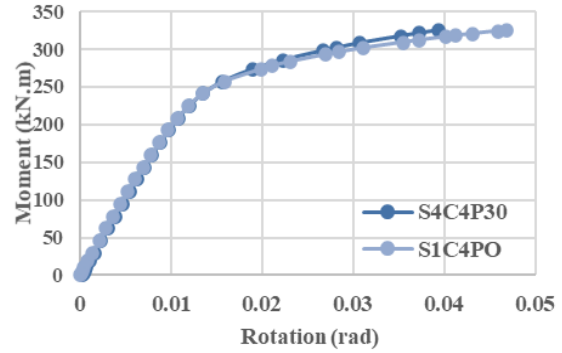
شکل ۲۱- منحنی بار - تغییر مکان نمونه‌های S1C4P0 و S6C4P50



شکل ۲۲- منحنی بار - تغییر مکان نمونه‌های S1C4P0 و S7C4P60



شکل ۲۰- منحنی لنگر - دوران نمونه‌های S7C4P60 و S1C4P0

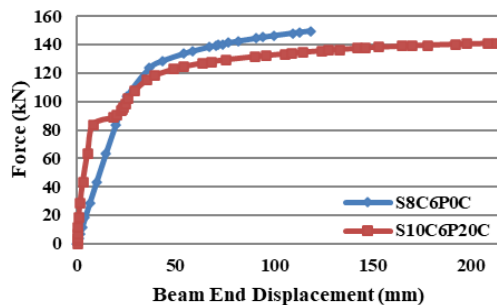


شکل ۱۹- منحنی لنگر - دوران نمونه‌های S4C4P30 و S1C4P0

جدول ۴- مقادیر نیرو و تغییر مکان نمونه‌های مختلف در لحظه شروع جاری شدن بخشی از اتصال و انتهای بارگذاری

نمونه	جابه‌جایی انتهایی تیر در نقطه‌ی تسلیم (mm)	نیروی اعمالی به انتهای تیر در نقطه‌ی تسلیم (kN)	جابه‌جایی انتهایی تیر در انتهای بارگذاری (mm)	نیروی اعمالی به انتهای تیر در انتهای بارگذاری (kN)
S1C 4P0	۲۸/۰۷	۱۰۸/۲۵	۱۰۱/۵۷	۱۵۰
S2C 4P10	۲۷/۷۷	۱۰۸/۲۳	۹۹/۰۸	۱۵۰
S3C 4P20	۲۷/۶۰	۱۰۸/۲	۸۴/۷۳	۱۵۰
S4C 4P30	۲۷/۱۴	۱۰۸/۱۶	۸۵/۵۰	۱۵۰
S5C 4P40	۲۷/۱	۱۰۸/۱	۹۲/۶۴	۱۵۰
S6C 4P50	۲۵/۵۴	۸۸/۲۵	۱۳۶/۱۴	۱۳۹
S7C 4P60	۲۴/۰۸	۶۸/۲۵	۱۷۵/۹۶	۱۲۲/۳۱

مقدار بار وارده‌ی کمتری دچار تسلیم شده و در نتیجه تغییر مکان جاری شدن و تغییر مکان انتهای بارگذاری زیاد می‌شود. در نمونه‌هایی با بار محوری زیاد (بیشتر از ۲۰ درصد ظرفیت ستون) قبل از آن که بار وارده بر انتهای تیر به ۱۵۰ کیلونیوتن برسد بخشی از اتصال دچار گسیختگی شده و بارگذاری متوقف می‌گردد. شکل (۲۹) تنش فون میسر در پیچ‌های اتصال، در نمونه S4C4P30 را به‌عنوان نمونه نشان می‌دهد.



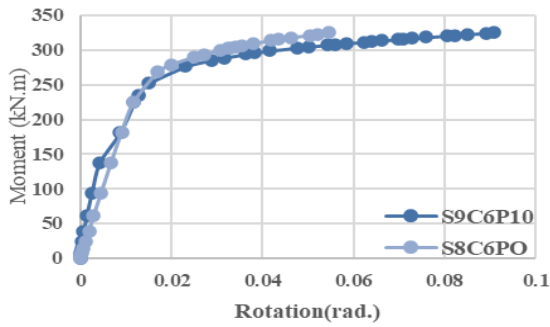
شکل ۲۱- منحنی بار - تغییر مکان S10C6P20 و S8C6P0

۴-۱- بررسی نتایج اتصال با شش ورق میان‌گذر

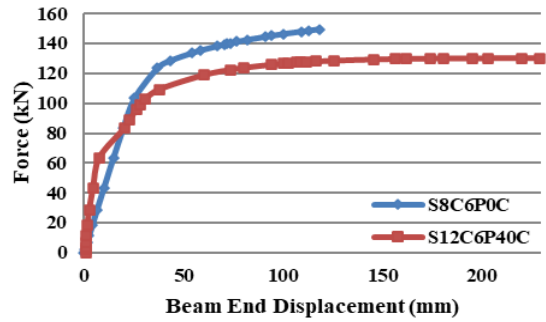
شکل (۲۱) تا (۲۸) منحنی بار - تغییر مکان، منحنی لنگر - دوران و کانتورهای تنش‌های فون میسر برای اتصال با شش ورق میان‌گذر را نشان می‌دهند.

همان‌طور که در شکل (۲۱) تا (۲۸) مشاهده می‌شود، با توجه به سختی زیاد ستون کوتاه شش ضلعی، هنگامی که مقدار بار وارده بر ستون کمتر از ۵۰ درصد ظرفیت آن باشد، این بار سبب افزایش سختی اولیه‌ی اتصال می‌گردد که با افزایش نیروی محوری وارده، سختی اولیه نیز کاهش می‌یابد. با افزایش نیروی محوری وارد بر اتصال، حداکثر لنگر خمشی قابل تحمل کاهش می‌یابد. این کاهش لنگر در نمونه S14C6P60 به دلیل آنکه بخشی از ستون نیز دچار تسلیم می‌گردد بیشتر است.

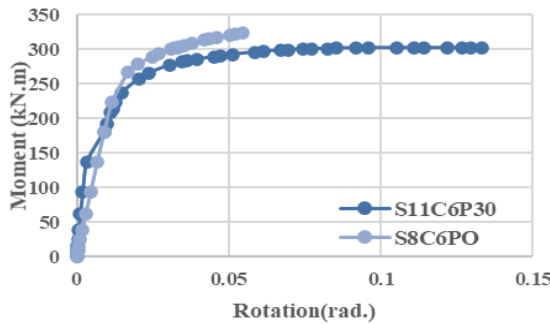
با توجه به داده‌های جدول (۵) مشاهده می‌شود، هنگامی که مقدار نیروی محوری وارد بر ستون کم باشد (حدود ۲۰ درصد)، اثری بر مقادیر تغییر مکان و نیروی لحظه‌ی جاری شدن اتصال ندارد. با این همه، با افزایش نیروی محوری در ستون، تیر در



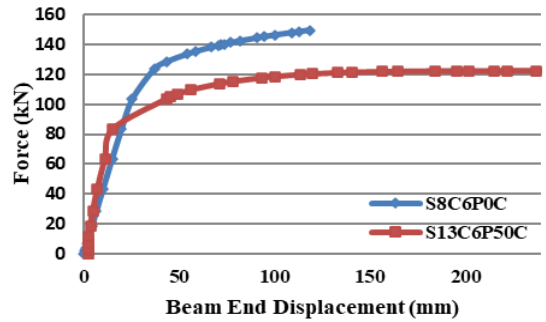
شکل ۲۶- منحنی لنگر - دوران S9C6P10 و S8C6PO



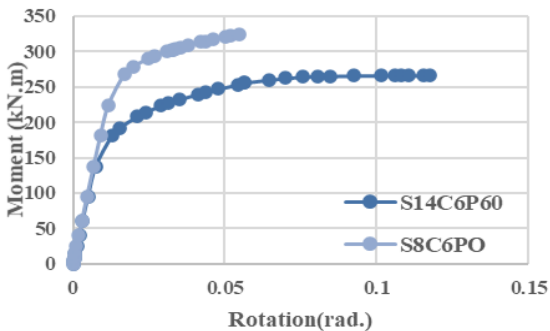
شکل ۲۲- منحنی بار - تغییر مکان S12C6P40 و S8C6PO



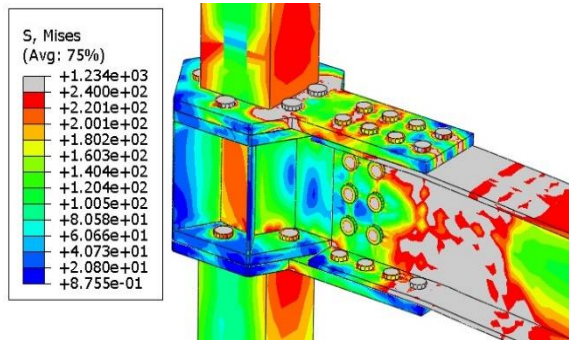
شکل ۲۷- منحنی لنگر - دوران S11C6P30 و S8C6PO



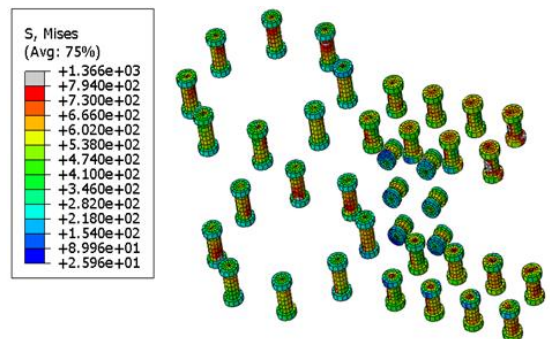
شکل ۲۳- منحنی بار - تغییر مکان S13C6P50 و S8C6PO



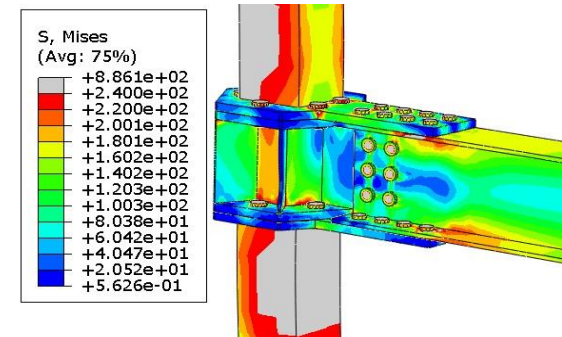
شکل ۲۸- منحنی لنگر - دوران S14C6P60 و S8C6PO



شکل ۲۴- کانتور تنش فون میسر S9C6P10



شکل ۲۹- تنش فون میسر در پیچ‌های اتصال



شکل ۲۵- کانتور تنش فون میسر S14C6P60

جدول ۵- مقادیر تغییر مکان و نیروی وارده در لحظه جاری شدن و انتهای بارگذاری در سر تیر

نمونه	جابه‌جایی انتهایی تیر در نقطه‌ی تسلیم (mm)	نیروی اعمالی به انتهای تیر در نقطه‌ی تسلیم (kN)	جابه‌جایی انتهایی تیر در انتهای بارگذاری (mm)	نیروی اعمالی به انتهای تیر در انتهای بارگذاری (kN)
S8C 6P0	۲۵/۳۸	۱۰۳/۵۶	۱۱۸/۴۶	۱۵۰
S9C 6P10	۲۵/۵۹	۱۰۳/۵۶	۱۹۷/۱۸	۱۵۰
S10C 6P20	۲۲/۵۶	۸۸/۵۶	۲۱۳/۲۷	۱۴۰/۸۸
S11C 6P30	۲۱/۴۹	۸۸/۵۶	۲۲۸/۶۶	۱۳۹/۲۷
S12C 6P40	۲۰/۵۵	۸۳/۵۶	۲۲۹/۴۴	۱۳۰/۲۰
S13C 6P50	۱۵/۲۵	۸۳/۵۶۲	۲۳۷/۲۰	۱۲۲/۴۷
S14C 6P60	۱۶/۲۵	۶۳/۵۶	۲۵۵/۲۳	۱۲۲/۴

با توجه به شکل (۳۰)، دوران چشمه اتصال وابسته به مقادیر تغییر مکان بالا و پایین ستون کوتاه است. بر این اساس، با افزایش مقدار نیروی محوری در ستون، اثر بار- تغییر مکان $(P - \Delta)$ بیشتر شده و در نتیجه مقادیر تغییر مکان بالا و پایین ستون کوتاه که توسط ورق‌های اتصال به انتهای ستون‌ها متصل شده است بیشتر می‌شود. مقادیر جدول (۶) نیز نشان می‌دهد که در هر دو حالت، با افزایش مقدار نیروی فشاری ستون، دوران چشمه‌ی اتصال افزایش پیدا می‌کند.

جدول ۶- مقادیر دوران در چشمه‌ی اتصال

نمونه	دوران چشمه‌ی اتصال (rad)	نمونه	دوران چشمه‌ی اتصال (rad)
S1C 4P0	۰/۰۰۷۸	S8C 6P0	۰/۰۰۹۱
S2C 4P10	۰/۰۰۸۱	S9C 6P10	۰/۰۲۲۰
S3C 4P20	۰/۰۰۸۷	S10C 6P20	۰/۰۵۸۱
S4C 4P30	۰/۰۰۹۲	S11C 6P30	۰/۰۶۹۸
S5C 4P40	۰/۰۱۶۵	S12C 6P40	۰/۰۸۵۶
S6C 4P50	۰/۰۴۵۳	S13C 6P50	۰/۰۹۳۸
S7C 4P60	۰/۰۷۰۹	S14C 6P60	۰/۱۲۳۱

۶- نتیجه‌گیری

در این پژوهش، نخست یک اتصال خمشی پیش‌ساخته‌ی فولادی با سیستم چشمه‌ی اتصال میان‌گذر ارائه گردید که دارای مزایایی همچون قابلیت اتصال چندین تیر به صورت خمشی به یک ستون و نیز اتصال خمشی تیر به ستون با هر زاویه‌ی دلخواه است. سپس، راستی‌آزمایی مدل‌سازی در نرم‌افزار ABAQUS با استفاده از یک اتصال مشابه که نتایج آزمایشگاهی آن موجود بود

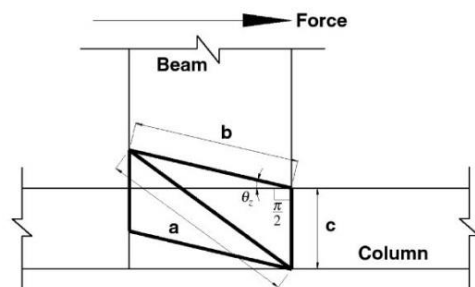
همان‌گونه که در شکل (۲۹) دیده می‌شود، پیچ‌های جان کمترین تنش را تجربه می‌کنند و بیشترین تنش‌ها در پیچ‌های اطراف ستون همچنین بالا و پایین تیر به‌ویژه پیچ‌های انتهایی ورق‌های بالاسری و پایین‌سری (دورترین پیچ‌ها نسبت به ستون) مشاهده شدند. این شکل همچنین نشان دهنده‌ی وجود تنش‌هایی حاصل از پیش‌تنیدگی پیچ‌ها است.

۵- دوران چشمه اتصال

با توجه به شکل (۳۰)، می‌توان دوران مربوط به چشمه‌ی اتصال را محاسبه نمود [۲۹]. دوران چشمه‌ی اتصال (θ_z) از رابطه‌ی (۱) محاسبه می‌شود.

$$\theta_z = \cos^{-1} \left(\frac{a^2 - b^2 - c^2}{2bc} \right) - \frac{\pi}{2} \quad (1)$$

در این جا a ، b و c به ترتیب طول قطر، عمق و عرض چشمه‌ی اتصال تغییرشکل یافته است که در شکل (۳۰) دیده می‌شود. این مقادیر از جابه‌جایی‌های استخراج شده از نرم‌افزار محاسبه شدند [۲۹]. جدول (۶) مقادیر مربوط به دوران چشمه‌ی اتصال تمامی نمونه‌ها را نشان می‌دهد.



شکل ۳۰- نحوه‌ی محاسبه دوران چشمه اتصال [۲۹]

- با افزایش نیروی محوری وارد بر ستون، مقدار دوران چشمه‌ی اتصال نیز در همه‌ی مدل‌ها افزایش می‌یابد.
- همه‌ی نمونه‌ها قادر به تحمل لنگر پلاستیک تیر هستند بدون آن که بخشی از اتصال دچار گسیختگی شده یا منحنی لنگر- دوران کاهش یابد. همچنین، با افزایش نیروی محوری وارد به ستون، حداکثر لنگر قابل تحمل اتصال کاهش می‌یابد.

۷- مراجع

- [1] Smith, J., Coull, A. and Structures, T.B. (1991), "Analysis & Design", Wiley and sons, New York.
- [2] Surovek-Maleck, A.E. and White, D.W. (2004), "Alternative approaches for elastic analysis and design of steel frames.I: Overview", Journal of Structural Engineering, Vol. 130, pp. 1186-1196.
- [3] Surovek-Maleck, A.E. and White, D.W. (2004), "Alternative approaches for elastic analysis and design of steel frames. II: Verification studies", Journal of structural engineering, Vol. 130, pp. 1197-1205.
- [4] Yang, C., Yang, J.F., Su, M.Z. and Liu, C.Z. (2016), "Numerical study on seismic behaviours of ConXL biaxial moment connection", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 121, pp. 185-201.
- [5] Rezaeian, A., Jamal-Omidi, M. and Shahidi, F. (2014), "Seismic behavior of ConXL rigid connection in box-columns not filled with concrete", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 97, pp. 79-104.
- [6] Ricles, J.M., Sause, R., Garlock, M.M. and Zhao, C. (2001), "Posttensioned seismic-resistant connections for steel frames", Journal of Structural Engineering, Vol. 127, pp. 113-121.
- [7] Christopoulos, C., Filiatrault, A., Uang, C.M. and Folz, B. (2002), "Posttensioned energy dissipating connections for moment-resisting steel frames", Journal of Structural Engineering, Vol. 128, pp. 1111-1120.
- [8] Rojas, P., Ricles, J.M. and Sause, R. (2005), "Seismic performance of post-tensioned steel moment resisting frames with friction devices", Journal of structural engineering, Vol. 131(4), pp. 529-540.
- [9] Kim, H.J. and Christopoulos, C. (2008), "Friction damped posttensioned self-centering steel moment-resisting frames", Journal of Structural Engineering, Vol. 134, pp. 1768-1779.
- [10] Engelhardt, M.D. and Sabol, T.A. (1998), "Reinforcing of steel moment connections with cover plates: benefits and limitations", Engineering structures, Vol. 20, pp. 510-520.
- [11] Mahin, S.A. (1998), "Lessons from damage to steel buildings during the Northridge earthquake", Engineering structures, Vol. 20, pp. 261-270.
- [12] Chi, B., Uang, C.M. and Chen, A. (2006), "Seismic rehabilitation of pre-Northridge steel moment connections: A case study", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 62, pp. 783-792.
- [13] Popov, E.P. and Tsai, K.C. (1989), "Performance of large seismic steel moment connections under cyclic loads", Engineering Journal, Vol. 26.
- [14] Chen, C.C., Lee, J.M. and Lin, M.C. (2003), "Behaviour of steel moment connections with a single flange rib",

انجام پذیرفت. در ادامه، به بررسی اثر نیروی محوری وارد بر ستون بر رفتار اتصال تحت بارگذاری یکنوا در دو حالت اتصال با چهار ورق میان‌گذر و شش ورق میان‌گذر پرداخته شد. روشن است که انجام پژوهش‌ها به کمک رویکرد عددی و در نرم‌افزارهای اجزای محدود همچون ABAQUS دارای محدودیت‌هایی است. اصلی‌ترین محدودیتی که در این زمینه به چشم می‌آید، ناتوانی این نرم‌افزارها در بررسی مدل‌های سنگین سه‌بعدی است و از این روی باید مدل‌سازی تا حد امکان ساده‌سازی گردد. از این روی، اتصال پیشنهادی پژوهش کنونی تنها در حالت اتصال یک تیر به ستون بررسی گردید. به‌عنوان پیشنهادهایی برای پژوهش‌های آینده می‌توان به مواردی همچون ارائه‌ی مدل‌های ریاضی برای ارزیابی رفتار این اتصال به روش مؤلفه‌ای، اعمال روش‌های بهبود لرزه‌ای اتصالات با افزایش سختی یا شکل‌پذیری، بررسی رفتار اتصالات تحت خرابی پیش‌رونده و ارزیابی مقاومت آن در برابر آتش‌سوزی و استخراج نمودارهای لنگر - دمای اتصال اشاره کرد. در پایان، مهم‌ترین نتایج به‌دست آمده به‌صورت خلاصه ارائه می‌گردد.

- در تمامی نمونه‌ها، مفصل پلاستیک بعد از ورق‌های اتصال ستون و در تیر تشکیل گردید که مطلوب است.
- در نمونه‌های با چهار ورق میان‌گذر، چنانچه مقدار نیروی محوری وارد به ستون کمتر از ۴۰ درصد ظرفیت آن باشد، اثر چشم‌گیری بر سختی اولیه‌ی اتصال و تغییر مکان جاری شدن آن ندارد. با این همه، با افزایش نیروی محوری وارد به دلیل آن که مقادیر تنش‌های ستون‌ها در محل اتصال ستون به ورق اتصال افزایش پیدا می‌کند، عملکرد ستون‌ها ضعیف گردیده و سختی اولیه اتصال کاهش می‌یابد.
- در تمامی نمونه‌ها، ستون کوتاه که در این اتصال نقش چشمه‌ی اتصال را دارا است، تا انتهای بارگذاری دچار تسلیم نشده و قادر است نیروی برشی وارد از ورق‌های اتصال و نیز نیروی محوری وارد از ستون را تحمل نماید و عملکرد مناسبی داشته باشد.
- در کلیه‌ی پیچ‌ها در نمونه‌ها، عملکرد مناسبی از آن‌ها مشاهده شد و در هیچ موردی پیچ‌ها دچار گسیختگی نشدند که نشان دهنده عملکرد مناسب و طراحی درست آن‌ها است.
- در همه‌ی مدل‌ها، توزیع تنش ستون‌ها از محل اتصال ستون به ورق‌های اتصال بوده که با افزایش بار، توزیع تنش در طول آن گسترش پیدا می‌کند.



- [22] Torabian, S., Mirghaderi, S.R. and Keshavarzi, F. (2012), "Moment-connection between I-beam and built-up square column by a diagonal through plate", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 70, pp. 385-401.
- [23] Askarian, H., Sohrabi, M.R. and kazemi, S.M. (2021), "Investigating the behavior of a modular prefabricated steel moment connection with the through-plate panel zone system", *Structural Engineering and Mechanics*, Vol. 80, pp. 433-442.
- [24] Liu, X.C., Pu, S.H., Zhang, A.L. and Zhan, X.X. (2017), "Performance analysis and design of bolted connections in modularized prefabricated steel structures", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 133, pp. 360-373.
- [25] Gerami, M., Saberi, H., Saberi, V. and Daryan, A.S. (2011), "Cyclic behavior of bolted connections with different arrangement of bolts", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 67, pp. 690-705.
- [26] Salmon, C.G. and Johnson, J.E. (1996), "Steel structures: design and behavior: emphasizing load and resistance factor design", Prentice hall.
- [27] Mohamed, O.A., Byrd, D.E. and Dow, J.O. (2005), "Improved modeling capabilities with reduced-order integration", *Journal of engineering mechanics*, Vol. 131, pp. 2-11.
- [28] Kidger, D.J. and Smith, I.M. (1992), "Eigenvalues and eigenmodes of 8-node brick elements", *Communications in applied numerical methods*, Vol. 8, pp. 193-205.
- [29] Yang, C.M. and Kim, Y.M. (2007), "Cyclic behavior of bolted and welded beam-to-column joints", *International journal of mechanical sciences*, Vol. 49, pp. 635-649.
- [15] Liu, X.C., Xu, A.X., Zhang, A.L., Ni, Z., Wang, H.X. and Wu, L. (2015), "Static and seismic experiment for welded joints in modularized prefabricated steel structure", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 112, pp. 183-195.
- [16] Liu, X.C., Pu, S.H., Zhang, A.L., Xu, A.X., Ni, Z., Sun, Y. and Ma, L. (2015), "Static and seismic experiment for bolted-welded joint in modularized prefabricated steel structure", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 115, pp. 417-433.
- [17] Liu, X.C., Yang, Z.W., Wang, H.X., Zhang, A.L., Pu, S.H., Chai, S.T. and Wu, L. (2017), "Seismic performance of H-section beam to HSS column connection in prefabricated structures", *Journal of constructional steel research*, Vol. 138, pp. 1-16.
- [18] Kazemi Torbaghan, M., Sohrabi, M.R. and Haji Kazemi, H. (2018), "Investigating the behavior of specially prefabricated steel moment connection under cyclic loading", *Adv Steel Constr*, Vol 14(3), pp. 412-23.
- [19] Kazemi, S.M., Sohrabi, M.R. and Haji kazemi, H. (2018), "Evaluation the behavior of pre-fabricated moment connection with a new geometry of pyramidal end block under monotonic and cyclic loadings", *Steel and Composite Structures*, Vol. 29, pp. 391-404.
- [20] Kazemi, S.M., Sohrabi, M.R. and Haji kazemi, H. (2019), "The effect of beam section property on the behavior of modular prefabricated steel moment connection", *Steel and Composite Structures*, Vol. 32, pp.769-778.
- [21] Kazemi, S.M., Sohrabi, M.R. and Haji kazemi, H. (2021), "Design equations for prefabricated steel moment connections", *Structural Engineering and Mechanics*, Vol. 80, pp. 313-321.

پی نوشت

- ¹ Cover plate
- ² Gusset plate
- ³ Vertical rib plate
- ⁴ Longitudinal rib plate
- ⁵ Bolt load
- ⁶ C3D8R
- ⁷ Distortion

عیب‌یابی مبتنی بر انحنا در ستون تحت اثر بار محوری

محتشم خان احمدی^۱، حمید محمدی گرمی^۲، مجید قلهکی^{۳*}، امید رضایی فر^۴، مجید پورامینیان^۵

۱- دانشجوی دکتری سازه، گروه مهندسی عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه کردستان، سنندج

۲- کارشناسی ارشد سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان

۳- استاد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان

۴- استاد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان

۵- استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد رامسر، دانشگاه آزاد اسلامی، رامسر

* سمنان، صندوق پستی ۳۵۱۳۱۱۹۱۱، mgholhaki@semnan.ac.ir

چکیده

پایش و کنترل سلامت سازه‌ها از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. بی‌شک ستون‌ها از مهم‌ترین المان‌های سازه‌ای هستند و در مقایسه با سایر المان‌ها، گسترش آسیب‌های محلی هر چند کوچک در آن‌ها می‌تواند به تخریب زود هنگام سازه بیانجامد. یک ستون محتمل آسیب ممکن است در اثر یک نیروی محوری کمتر از بار بحرانی محوری وضعیت سالم ستون دچار ناپایداری کماتشی گردد؛ بنابراین، پایش سلامتی و تشخیص آسیب ستون تحت اثر بار محوری مورد توجه است. در این مقاله، ستون تحت اثر نسبت‌های مختلف از بار بحرانی مبنا (بار بحرانی بدترین حالت آسیب) در وضعیت‌های سالم و آسیب در نرم افزار ABAQUS تحلیل فرکانسی شد و پاسخ‌های مودال استخراج گردید. بررسی‌ها نشان داد که با افزایش مقدار بار، مقادیر فرکانسی کاهش می‌یابد. نیز، در نسبت‌های باری یکسان، فرکانس وضعیت سالم از فرکانس وضعیت آسیب بیشتر است. در ادامه، انحنای شکل‌های اولیه و ثانویه مودهای ارتعاشی محاسبه شد. بر مبنای انحنای اولیه و ثانویه محاسباتی، شاخص‌های تشخیص آسیب DI1 و DI2 تعریف گردید. نتایج عیب‌یابی شاخص‌های انحنایی، عملکرد مطلوب این شاخص‌ها را در شناسایی موقعیت‌های آسیب نشان داد با این تفاوت که شاخص DI1 موقعیت‌های احتمالی آسیب را نشان می‌دهد و شناسایی با عدم قطعیت همراه است. نیز نتایج نشان داد که شاخص انحنایی تشخیص آسیب یک موقعیت آسیب از تغییرات شدت آسیب سایر موقعیت‌های آسیب متأثر نیست. همچنین، بار محوری تأثیری بر شاخص انحنایی تشخیص آسیب ندارد و این شاخص متأثر از شرایط تکیه‌گاهی، سطح مقطع و شدت آسیب است.

واژگان کلیدی

پایش و کنترل سلامت سازه، بار محوری، تحلیل فرکانسی، انحنای شکل مود، شناسایی آسیب

Curvature-based damage detection in a column under the effect of axial load

M. Khanahmadi, H. Mohammady Garfamy, M. Gholhaki, O. Rezaifar, M. Pouraminian

Abstract

Structural control and health monitoring is of particular importance. Columns are one of the most important structural elements, and compared to other elements, the spread of local damage, however small, can lead to premature destruction of the structure. A damaged column may have buckling instability due to an axial force less than the critical load of the healthy condition of the column; therefore, the column damage detection under the effect of axial load is important. In this paper, the column in healthy conditions and damage due to different ratios of base critical load were frequency analyzed in ABAQUS software and modal responses were extracted. Studies have shown that with increasing load, the frequency values decrease. Additionally, at the same load ratios, the healthy state frequency is higher than the damaged state frequency. Then, the curvature of the primary and secondary shapes of the vibration modes was calculated. Based on computational primary and secondary curvatures, DI1 and DI2 damage detection indices were defined. The damage detection results of curvature indices showed the optimal performance of these indices in detecting damage locations, with the difference that the DI1 index shows possible damage locations and the detection is associated with uncertainty. The results also showed that the curvature index of damage detection in one damage location is not affected by changes in damage severity in other damage locations. Additionally, the axial load has no effect on the curvature index of damage detection and this index is affected by support conditions, section area and damage severity.

Keywords

Structural control and health monitoring, Axial load, Frequency analysis, Mode shape curvature, Damage detection

همواره سازه‌ها در دوره خدمت‌رسانی دچار آسیب‌های جزئی می‌شوند و با گذشت زمان، تحت اثر عوامل متعددی چون زلزله، گودبرداری‌های غیراصولی و ارتعاشات حاصل از حرکت وسایل نقلیه سنگین، این آسیب‌های جزئی گسترش یافته و می‌تواند سلامت کلی سازه را دچار مشکل نماید؛ بنابراین، پایش و کنترل سلامتی سازه‌ها^۱ به خصوص سازه‌های مهمی چون بیمارستان‌ها، پمپ بنزین‌ها، پل‌ها، سکوها، دریایی، سدها، ریل قطار و مراکز نگهداری تسلیحات نظامی و غیره از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است.

تاکنون روش‌های پایش سلامت و تشخیص آسیب متعددی معرفی شده است که به طور کلی این روش‌ها را می‌توان به دو دسته روش‌های مخرب^۲ و غیر مخرب^۳ تقسیم‌بندی نمود. در روش‌های مخرب، با تخریب بخشی از سازه به وجود یا عدم وجود آسیب پی برده می‌شود که در موارد خاص از این روش استفاده می‌گردد. از جمله این روش‌ها می‌توان، آزمون خستگی را نام برد. روش‌های غیر مخرب خود به دو دسته روش‌های محلی^۴ و روش‌های کلی^۵ تقسیم‌بندی می‌شوند. روش‌های محلی شامل روش‌هایی همچون بازرسی‌های چشمی، آزمایش آلتروسونیک^۶، روش رادیوگرافی^۷، روش ذرات مغناطیسی^۸ و ... می‌شود که معمولاً سلامتی بخش کوچکی از سازه را بررسی می‌کند. این روش‌ها بر هزینه و وقت‌گیر بوده و نیاز به در دسترس بودن المان سازه‌ای است؛ اما روش‌های کلی جایگزین مناسبی برای روش‌های محلی هستند. در روش‌های کلی، پاسخ‌های سازه مبنای مطالعه پایش سلامتی سازه است. با این تعریف که آسیب در سازه‌ها منجر به تغییر ویژگی‌های فیزیکی (جرم، سختی و میرایی) و در نتیجه، تغییر در ماتریس‌های ذاتی سازه می‌گردد و هرگونه تغییر در ماتریس‌های ذاتی بر پاسخ‌های استاتیکی و دینامیکی سازه‌ها اثرگذار است [۱]. در ادامه تاریخچه‌ای از تحقیقات انجام شده در حوزه پایش سلامتی سازه‌ها بر مبنای پاسخ‌های سازه بیان شده است.

Pandey و همکارانش [۲] از انحنای شکل مود برای تعیین موقعیت آسیب در یک تیر کنسولی و یک تیر دو سر مفصل استفاده نمودند و نشان دادند که انحنای شکل‌های مود نسبت به آسیب‌های وارده حساس است. **Abdel Wahab** و **Roeck** [۳] از روش انحنای شکل مود در شناسایی آسیب سازه تیر دو سر مفصل و یک پل واقعی پیش‌تینده استفاده کردند. در تحقیقی، **Yam** و همکارانش [۴] شاخص آسیبی بر اساس انحنای شکل مود ارائه نمودند و کارایی آن را در شناسایی آسیب یک

صفحه آلومینیومی ترک‌خورده نشان دادند. برخی دیگر از محققان، روش‌های دیگری برای شناسایی آسیب سازه‌ها پیشنهاد دادند که از جمله این روش‌ها می‌توان به روش‌های ماتریس انتقال هندسی [۵] و توابع پاسخ فرکانسی [۶] اشاره نمود. **Sahoo** و **Maity** [۷] برای ارزیابی خرابی از یک الگوریتم ژنتیک عصبی^۹ بر اساس این حقیقت که خرابی تأثیر قابل توجهی بر رفتار استاتیکی سازه دارد، استفاده کردند. **Yan** و همکارانش [۸] شاخصی برای شناسایی آسیب تیرها بر مبنای حساسیت انرژی کرنشی پیشنهاد دادند و با استفاده از مدل‌های آماری موفق به شناسایی آسیب سازه تیر شدند. **Xu** و همکارانش [۹] روشی بر مبنای انحنای نرمی پیشنهاد دادند که در آن اثر تفاوت طول المان‌های مجاور در نظر گرفته شد. آن‌ها نشان دادند که این روش قادر به شناسایی آسیب است. در تحقیق دیگری، **Xu** و همکارانش [۱۰] بر اساس طیف انرژی موجک به شناسایی ناحیه جداشدگی بتن از جداره فولادی ستون CFST پرداختند. آن‌ها با تعبیه پیزوالکتریک‌ها در مکان‌های از پیش تعیین شده از سطح خارجی، یک روش پایش وضعیت سطح داخلی پیشنهاد دادند. تجزیه و تحلیل طیف انرژی موجک انجام شد و یک شاخص شناسایی بر پایه تغییرات وزنی تعریف گردید. نتایج نشان داد که شاخص پیشنهادی به نقص جداشدگی حساس است و سطح داخلی ستون را به طور کامل ارزیابی می‌کند. **Katunin** [۱۱] با استفاده از موجک‌های ناپایدار کوینکانکس^{۱۱} تحت اثر انرژی‌های مختلف به تجزیه و تحلیل شکل‌های مود صفحات کامپوزیتی آسیب‌دیده پرداخت و نشان داد که با استفاده از این موجک‌ها مکانیسم دقیق خسارت و اجتناب از اثر مرزی رخ می‌دهد. **Yang** و همکارانش [۱۲] با استفاده از روشی مبتنی بر طیف فوریه، انحنای شکل مودها را محاسبه و از آن در شناسایی آسیب تیر استفاده کردند. **Ghodrati-Amiri** و همکارانش [۱۳] با استفاده از پردازش شتاب پاسخ ارتعاش آزاد سازه به کمک تبدیل هیلبرت-هوانگ^{۱۱}، بسامدهای طبیعی و شکل‌های مود سازه را تخمین زدند و با مقایسه انحنای شکل‌های مود اقدام به شناسایی آسیب سازه نمودند. در تحقیقی، **Ding** و همکارانش [۱۴] از الگوریتم رقابت استعماری^{۱۲} و روش بردار نیروی باقیمانده^{۱۳} برای تخمین شدت آسیب در سازه‌ها استفاده نمودند. **Yang** و **Oyadiji** [۱۵] یک روش شناسایی خرابی در صفحات کامپوزیتی چندلایه با استفاده از سطح فرکانس مودال^{۱۴} ارائه نمودند. آن‌ها نشان دادند که کاهش سختی موضعی لایه‌ها باعث اختلال در سطح فرکانس مودال شده و با محاسبه ضرایب موجک سطح فرکانس مودال



می‌توان محل و شکل خرابی صفحات کامپوزیتی چندلایه را مشخص نمود. Darvishan [۱۶] برای تشخیص آسیب در پل‌های کابلی با استفاده از آنالیز دامنه فرکانس و خوشه‌بندی داده‌ها یک شاخص خسارت با محاسبه فاصله اقلیدسی مراکز خوشه‌ها ارائه نمود. نتایج نشان داد که شاخص پیشنهادی می‌تواند با دقت مناسبی حالت‌های سالم و آسیب را از یکدیگر تفکیک نماید. Younesi و همکارانش [۱۷ و ۱۸] بر اساس داده‌های مودال آزمایشگاهی به شناسایی آسیب در ستون‌های فولادی پر شده با بتن پرداختند و موفق شدند محل جداسازی بتن از جداره فولادی را شناسایی نمایند. Mirzaei و همکارانش [۱۹] در پژوهشی با استفاده از روشی دو مرحله‌ای به شناسایی آسیب در سازه خرپا با تعداد المان‌های زیاد پرداختند. آن‌ها با استفاده از تبدیل موجک^{۱۵} محل‌های آسیب را شناسایی نمودند و به این ترتیب تعداد مجهولات تابع هزینه را به تعداد موقعیت‌های شناسایی شده کاهش دادند و از طریق الگوریتم‌های بهینه‌سازی موفق به شناسایی مقدار آسیب در هر یک از المان‌ها شدند. Mahmoudi و Teimoori [۲۰] با روشی مبتنی بر انحنای مود به شناسایی آسیب در اتصالات صلب قاب‌های فولادی در ارتفاع و پلان سازه پرداختند. نتایج نشان داد که با استفاده از این روش می‌توان محل اتصال‌های آسیب دیده را شناسایی نمود. Khanahmadi و همکارانش [۲۱] با به‌کارگیری تبدیل موجک و تعریف یک سیگنال ورودی بر مبنای شکل مود به شناسایی آسیب ستون تحت اثر بار محوری پرداختند. مقادیر اوج در سیگنال‌های خروجی، محل‌های آسیب را نشان داد. این محققان در تحقیق دیگری، با استفاده از تبدیل موجک به شناسایی خرابی در صفحات فولادی پرداختند و نشان دادند که اغتشاشات ضرایب موجک تولید شده حالت‌های آسیب در مقایسه با ضرایب موجک تولید شده حالت سالم در موقعیت‌های مختلف خرابی چشم‌گیر است و در تمامی مودها می‌توان محل‌های آسیب را شناسایی نمود [۲۲]. آنها در ادامه تحقیقات خود موفق به شناسایی آسیب در صفحات پیش ساخته 3D پانل و کامپوزیت چندلایه شدند [۲۳ و ۲۴]. همچنین، در تحقیقی مبتنی بر تبدیل موجک و شکل‌های مود ارتعاشی موفق شدند [۲۵]. Hanteh و همکارانش [۲۶ و ۲۷] با استفاده از تبدیل موجک به تحلیل شکل مود در یک سازه ساختمانی کاملاً پانلی و دچار آسیب پرداختند. در این مطالعه محل آسیب با ایجاد جهش نسبی حداکثری و حداقلی در ضرایب موجک شناسایی گردید. در برخی مراجع با استفاده از مفاهیم فرکانس به

مطالعه سایر مباحث کاربردی در سازه‌ها پرداخته شده است. این موضوع نشان می‌دهد که خواص مودال سازه‌ای نه تنها در مسائل پایش سلامت بلکه در سایر مباحث سازه‌ای نیز از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. به عنوان مثال، در مرجع [۲۸] به بررسی اثر اندازه چشمه سخت‌کننده‌ها بر رفتار غیرخطی دیوارهای برشی فولادی پرداخته شده است. نتایج نشان داده است که کوچک شدن اندازه زیر صفحات باعث افزایش محسوس شکل‌پذیری و ضریب رفتار می‌گردد. برای سازه با سختی زیاد (فرکانس بزرگتر از حدود ۲ هرتز) افزایش ضریب رفتار ناچیز است؛ و به طور کلی، ضریب رفتار این محدوده فرکانس، مقداری ثابت در حدود ۱۱ تا ۱۳ پیشنهاد شد. در مرجع دیگری [۲۹] با استفاده از روش تحلیل دینامیکی افزاینده نشان داده شده است که در حالت حدی، ضریب رفتار دیوار برشی فولادی با ورق نازک برای سازه‌های بلند برابر با ۸ و سازه‌های کوتاه و میان مرتبه در حدود ۹ است.

با توجه به مطالعات انجام شده، به اثرات بار محوری بر داده‌های دینامیکی مودال و شناسایی آسیب در المان‌های سازه‌ای تحت اثر بار محوری کمتر پرداخته شده است. نیز این موضوع که احتمال کماتش ستون معیوب، تحت اثر بار محوری کمتر از بار بحرانی وضعیت سالم ستون وجود دارد، اهمیت پایش سلامت تحت اثر بار محوری را در المان ستون نشان می‌دهد. در این مقاله شناسایی آسیب به عنوان یکی مهم‌ترین مراحل پایش سلامتی در ستون تحت اثر بار محوری مورد توجه است.

۲- مسئله تحقیق

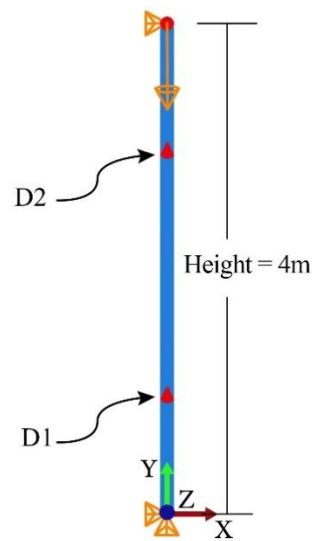
در نوشتار حاضر، مسئله تحقیق عبارت است از ردیابی و شناسایی موقعیت‌های مختلف آسیب در حالت‌های تعریف شده آسیب در المان ستون تحت بارگذاری محوری با تأکید و تمرکز بر ویژگی انحنای شکل‌های اولیه و ثانویه مودهای ارتعاشی. لازم به ذکر است که آسیب‌ها به صورت کاهش سختی در مدول الاستیسیته مورد نظر هستند.

۳- مدل‌سازی اجزا محدود

ستون فولادی شکل (۱) به طول ۴ متر و با مقطع مربعی توپر به طول ضلع ۱۰ سانتی‌متر و خصوصیات مکانیکی مدول الاستیسیته ۲۰۰۰۰۰ مگاپاسکال، چگالی ۷۸۵۰ کیلوگرم بر متر مکعب و نسبت پواسن ۰/۳ با شرایط تکیه‌گاهی دو سر مفصل و تحت اثر بار محوری با استفاده از المان Wire-Beam با در نظر گرفتن وضعیت‌های سلامتی بدون آسیب و آسیب D1 تا D3 در



نرم افزار اجزا محدود ABAQUS مدل سازی شده است.



شکل ۱- المان ستون فولادی با شرایط تکیه گاهی و موقعیت های آسیب تحت اثر بار محوری

۴- تئوری اثر بار محوری بر اطلاعات دینامیکی مودال

معادله حرکت سیستم چند درجه آزادی را می توان از تعادل نیروهای مؤثر در هر کدام از درجات آزادی به دست آورد:

$$f_{ii} + f_{Di} + f_{Si} = P_i(t) \quad (1)$$

شکل ماتریسی رابطه (۱) به صورت ذیل با رابطه (۲) قابل بیان است:

$$f_I + f_D + f_S = P(t) \quad (2)$$

با در نظر گرفتن اثر بار محوری در رابطه (۲) می توان نوشت:

$$f_I + f_D + f_S - f_G = P(t) \quad (3)$$

با توجه به اینکه نیروی محوری (نسبتی از بار کمانشی بحرانی) در خلاف جهت حرکت است؛ بنابراین، اثر آن منفی لحاظ گردید. در معادله (۳) f_I, f_D, f_S, f_G و $P(t)$ به ترتیب بردار نیروی اینرسی، میرایی، سختی، محوری و گرهی بوده و ذیلاً با رابطه (۴) تعریف می شوند:

$$f_I = M\ddot{U}, \quad f_D = C\dot{U}, \quad f_S = KU, \quad f_G = K_G U \quad (4)$$

که در آن U بردار جابجایی گره ها و ماتریس های M, C, K و K_G به ترتیب ماتریس جرم، میرایی، سختی و سختی هندسی (ناشی از نیروی محوری) هستند؛ بنابراین، از جایگذاری به دست می آید:

$$M\ddot{U} + C\dot{U} + (K - K_G)U = P(t) \quad (5)$$

با قرار دادن $\bar{K} = K - K_G$ (ماتریس سختی مرکب) معادله دینامیکی ارتعاش آزاد حرکت با صرف نظر از میرایی به صورت رابطه (۶) خواهد بود:

$$M\ddot{U} + \bar{K}U = 0 \quad (6)$$

با فرض یک جابجایی هارمونیک برای تمام درجات آزادی با زاویه فاز θ و فرکانس ω روابط (۷) و (۸) به دست می آید.

$$U(t) = \bar{U}\sin(\omega t + \theta) \quad (7)$$

$$\ddot{U}(t) = -\bar{U}\omega^2\sin(\omega t + \theta) \quad (8)$$

به منظور راستی آزمایی و اعتماد به مدل نرم افزاری ستون و تصور اینکه در واقعیت به مسئله پایش سلامت سازه پرداخته شده است، مقدار بار بحرانی مودهای کمانشی حاصل از تحلیل کمانش ستون با ابعاد مشخص در نرم افزار اجزا محدود با مقدار نظیر تئوری شان در وضعیت سلامتی بدون آسیب مقایسه گردید. مقایسه مقادیر نرم افزاری و تئوری نشان می دهد (جدول (۱)) که مش بندی به طول ۸ سانتی متر برای ادامه تحقیق مناسب است.

جدول ۱- مقدار بار محوری بحرانی تئوری و مدل اجزا محدود ستون سالم (نیوتن)

شماره مود	بار بحرانی کمانشی محوری (نیوتن)	
	تئوری	ABAQUS (FEM)
۱	1.03×10^6	1.03×10^6
۲	4.11×10^6	4.09×10^6
۳	9.25×10^6	9.16×10^6
۴	1.76×10^7	1.71×10^7

چگونگی محاسبه مقدار تئوری بار بحرانی کمانشی مود اول در ذیل ارائه شده است.

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 \times 200000 \times 10^6 \times \frac{1}{12} \times 10^{-4}}{4^2} \approx 1.03 \times 10^6 \text{ N}$$



افزایش شدت آسیب ناحیه محتمل آسیب، مقادیر بار بحرانی کاهش می‌یابد و این دلیلی بر اهمیت پایش سلامتی ستون تحت بار محوری است؛ زیرا در اثر آسیب، ظرفیت باربری محوری ستون دچار تغییر کاهشی می‌شود و ممکن است ستون تحت اثر بار محوری کمتر از ظرفیت تعریف شده، دچار کمناش و در نتیجه ناپایداری شود.

جدول ۳- اثر شدت آسیب بر مقدار بار بحرانی محوری (نیوتن)

بار کمناشی بحرانی ($\times 10^7$)			درصد آسیب
۱/۰۲۱۸	۱/۰۲۶۹	۱/۰۲۶۹	۰
۱/۰۱۹۵	۱/۰۲۴۶	۱/۰۲۴۶	۱۰
۱/۰۱۶۷	۱/۰۲۱۸	۱/۰۲۱۸	۲۰
۱/۰۱۳۱	۱/۰۱۸۱	۱/۰۱۸۱	۳۰
۱/۰۰۸۳	۱/۰۱۳۲	۱/۰۱۳۲	۴۰
۱/۰۰۱۵	۱/۰۰۶۴	۱/۰۰۶۴	۵۰
۰/۹۹۱۵	۰/۹۹۶۱	۰/۹۹۶۱	۶۰
۰/۹۷۴۷	۰/۹۷۹۱	۰/۹۷۹۱	۷۰
۰/۹۴۱۵	۰/۹۴۵۵	۰/۹۴۵۵	۸۰
۰/۸۴۶۲	۰/۸۴۹۱	۰/۸۴۹۱	۹۰

لازم به ذکر است که شدت آسیب ناحیه آسیب ۲ در حالت D3 برابر ۲۰٪ در نظر گرفته شد. همچنین، بار بحرانی حالت آسیب D3 با شدت‌های آسیب ۳۰٪ و ۲۰٪ به ترتیب در نواحی آسیب ۱ و ۲ به عنوان بار بحرانی مبنا (بار بحرانی بدترین حالت آسیب) برای ادامه تحقیق انتخاب گردید. قطعاً در نسبت‌های مختلف از این بار به نحوی که شدت آسیب نواحی ۱ و ۲ به ترتیب از ۳۰٪ و ۲۰٪ تجاوز ننماید، ستون پایداری خود را حفظ می‌نماید.

۷- بررسی اثر بار محوری بر مقادیر فرکانسی

در شکل (۲) شکل‌های مود ارتعاشی (۴ شکل مود اول) ستون سالم تحت اثر بار محوری نشان داده شده است. آنالیز فرکانسی ستون تحت بار محوری (نسبتی از بار محوری بحرانی مبنا) در حالت‌های بدون آسیب و با آسیب انجام شده و مقادیر فرکانسی نظیر شکل‌های مود سالم و آسیب D1 (به عنوان نمونه) در جداول (۴) و (۵) ارائه گردیده است.

مشاهده می‌گردد که مقدار فرکانس در تمام مودها در هر دو وضعیت سالم و آسیب با افزایش بار محوری کاهش می‌یابد. همچنین، از مقایسه جداول (۴) و (۵) مشاهده می‌گردد که در

که در آن \bar{U} نشان‌دهنده شکل سیستم است و با زمان تغییر نمی‌کند. با جایگذاری معادلات (۷) و (۸) در (۶) معادله (۹) حاصل می‌گردد:

$$(\bar{K} - \omega^2 M)\bar{U} = 0 \quad (9)$$

دستگاه معادله بالا در صورتی جواب غیر صفر دارد که دترمینان ضرایب برابر صفر باشد؛

$$\det(\bar{K} - \omega^2 M) = 0 \quad (10)$$

بسط معادله (۱۰) منجر به یک معادله جبری درجه n (تعداد درجات آزادی) از ω^2 می‌گردد و از حل آن، فرکانس‌ها و شکل‌های مود متأثر از بار محوری به دست می‌آید. هرگونه تغییر در خواص ماده از جمله مدول الاستیسیته بر ماتریس‌های جرم و سختی سازه تاثیر گذار است و در نتیجه اثرات آن بر پاسخ‌های فرکانسی (فرکانس‌ها و شکل‌های مود) لحاظ می‌گردد؛ بنابراین، از بررسی پاسخ‌های سازه می‌توان مسئله پایش سلامتی را مورد پژوهش قرار داد.

۵- معرفی حالت‌های آسیب

مشخصات حالت‌های آسیب در جدول (۲) ارائه شده است. مدول الاستیسیته ناحیه آسیب عبارت است از:

$$E_d = \% (100 - d) E_u \quad (11)$$

که در آن d درصد آسیب (جدول (۲)) ناحیه آسیب مورد نظر است. در شکل (۱) موقعیت‌های آسیب با رنگ قرمز نشان داده شده است.

جدول ۲- مشخصات آسیب در ستون فولادی شکل (۱)

آسیب	موقعیت	محدوده آسیب (متر)	مرکز (متر)	درصد آسیب
D1	۱	۰/۹۶-۱/۰۴	۱	۳۰
D2	۲	۲/۹۶-۳/۰۴	۳	۲۰
D3	۱	۰/۹۶-۱/۰۴	۱	۳۰
	۲	۲/۹۶-۳/۰۴	۳	۲۰

۶- بررسی اثر شدت آسیب بر بار بحرانی

در جدول (۳) مقادیر بار بحرانی محوری ستون با حالت‌های آسیب D1 تا D3 گزارش شده است. مشاهده می‌گردد که با



تمامی نسبت‌های باری، فرکانس حالت آسیب از فرکانس سالم در تمام مودها کمتر است و این به دلیل وجود آسیب است.

۸- شاخص‌های انحنایی ردیابی آسیب

انحنای مرکزی شکل مود ϕ در موقعیت z و مود i ام با رابطه (۱۲) به صورت زیر تعریف می‌گردد:

$$\kappa_{i,j} = \frac{\phi_{i,j-1} - 2 \times \phi_{i,j} - \phi_{i,j+1}}{h^2} \quad (12)$$

که در آن h مقدار ثابتی است و $\kappa_{i,j}$ مقدار انحنای مود i در موقعیت j است.

در این پژوهش برای آشکارسازی آسیب، شاخص‌های عیب‌یابی انحنای شکل مود با صرف نظر از مقدار ثابت h در رابطه (۱۲) با روابط (۱۳) و (۱۴) به صورت زیر پیشنهاد گردید:

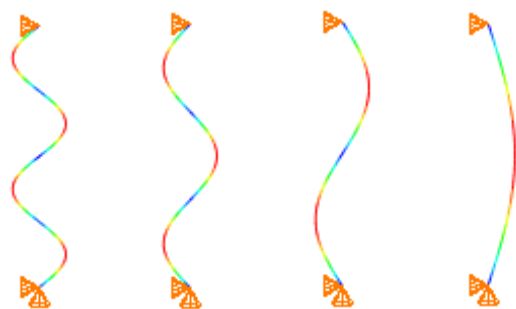
$$DI1 = \frac{\left| \left[\frac{\kappa_{i,j}^u}{\kappa_{i,j}^d} \right]_{m \times n} \right|}{\max \left| \left[\frac{\kappa_{i,j}^u}{\kappa_{i,j}^d} \right]_{m \times n} \right|} \quad (13)$$

$$DI2 = \frac{\left| \left[\kappa_{i,j}^u - \kappa_{i,j}^d \right]_{m \times n} \right|}{\max \left| \left[\kappa_{i,j}^u - \kappa_{i,j}^d \right]_{m \times n} \right|} \quad (14)$$

که در آن‌ها $\kappa_{i,j}^u$ و $\kappa_{i,j}^d$ به ترتیب مقادیر انحنای شکل مود i ام در موقعیت j مربوط به حالت‌های سالم و آسیب ستون است. همچنین، مقادیر m و n به ترتیب تعداد موقعیت‌ها و مودها را مشخص می‌نمایند.

۹- شناسایی و ردیابی آسیب

شاخص‌های انحنایی ردیابی آسیب برای سه مود اول حالت‌های آسیب $D1$ تا $D3$ تحت اثر بار محوری $0.5P_{cr}$ از طریق کدنویسی در محیط نرم افزار MATLAB.R2021a محاسبه و در راستای طول ستون ترسیم گردیده است. نتایج نموداری شاخص‌های انحنایی آسیب $DI1$ و $DI2$ (شکل‌های (۳) تا (۵)) در تمامی مودها، ناپیوستگی‌ها را در نواحی آسیب نشان می‌دهند با این تفاوت که با استفاده از شاخص آسیب $DI1$ علاوه بر موقعیت‌های آسیب، موقعیت‌هایی شناسایی می‌گردد که محتمل آسیب نیستند. این در حالی است که با استفاده از شاخص آسیب $DI2$ تنها در موقعیت‌های آسیب ناپیوستگی ایجاد می‌گردد. هر دو شاخص در شناسایی موقعیت‌های آسیب عملکرد موفقی دارند؛ اما نتایج تشخیصی شاخص $DI2$ قابل اعتمادتر است و



شکل ۲- شکل‌های مود ارتعاشی ستون سالم تحت بار محوری

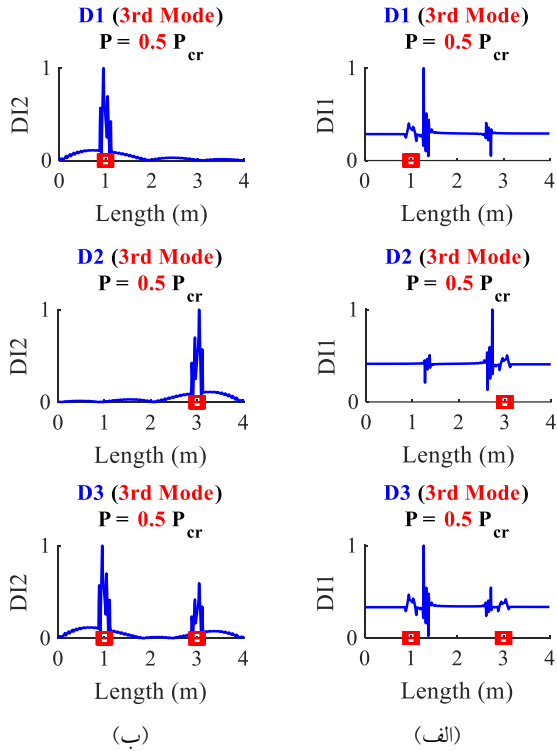
جدول ۴- تأثیر نسبت‌های مختلف از بار بحرانی بر مقادیر فرکانس ستون سالم (هرتز)

فرکانس طبیعی (هرتز)				$\frac{P}{P_{cr}}$
f_4	f_3	f_2	f_1	
۲۲۵/۳۰	۱۲۷/۶۰	۵۶/۹۹۲	۱۴/۲۹۱	۰
۲۲۴/۶۰	۱۲۶/۹۰	۵۶/۲۸۶	۱۳/۵۶۹	۰/۱
۲۲۳/۹۱	۱۲۶/۲۰	۵۵/۵۷۲	۱۲/۸۰۶	۰/۲
۲۲۳/۲۲	۱۲۵/۴۹	۵۴/۸۴۸	۱۱/۹۹۴	۰/۳
۲۲۲/۵۲	۱۲۴/۷۸	۵۴/۱۱۴	۱۱/۱۲۳	۰/۴
۲۲۱/۸۲	۱۲۴/۰۷	۵۳/۳۷۱	۱۰/۱۷۸	۰/۵
۲۲۱/۱۱	۱۲۳/۳۵	۵۲/۶۱۶	۹/۱۳۶۰	۰/۶
۲۲۰/۴۱	۱۲۲/۶۲	۵۱/۸۵۰	۷/۹۵۸۰	۰/۷
۲۱۹/۷۰	۱۲۱/۹۰	۵۱/۰۷۳	۶/۵۷۱۹	۰/۸
۲۱۸/۹۹	۱۲۱/۱۷	۵۰/۲۸۴	۴/۸۰۰۷	۰/۹

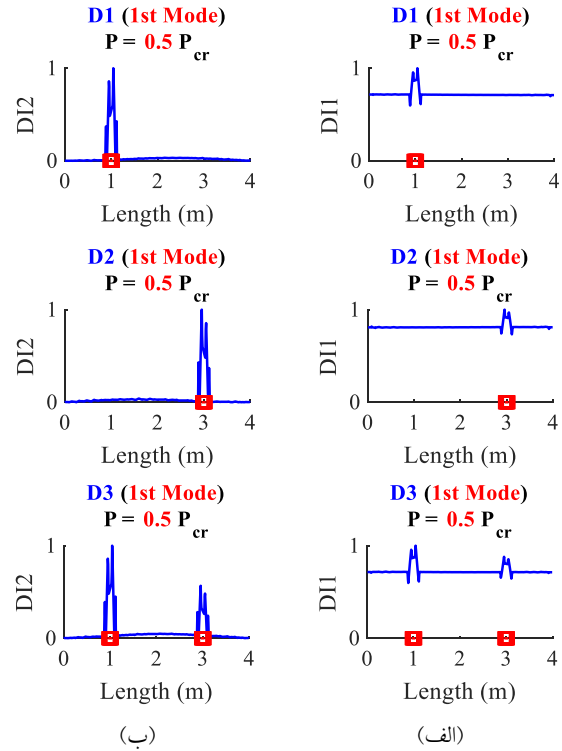
جدول ۵- تأثیر نسبت‌های مختلف از بار بحرانی بر مقادیر فرکانس ستون محتمل آسیب $DI1$ (هرتز)

فرکانس طبیعی (هرتز)				$\frac{P}{P_{cr}}$
f_4	f_3	f_2	f_1	
۲۲۵/۲۴	۱۲۷/۰۷	۵۶/۵۱۶	۱۴/۲۳۰	۰
۲۲۴/۵۵	۱۲۶/۳۷	۵۵/۸۰۴	۱۳/۵۰۴	۰/۱
۲۲۳/۸۶	۱۲۵/۶۶	۵۵/۰۸۴	۱۲/۷۳۸	۰/۲
۲۲۳/۱۶	۱۲۴/۹۵	۵۴/۳۵۳	۱۱/۹۲۱	۰/۳
۲۲۲/۴۶	۱۲۴/۲۴	۵۳/۶۱۲	۱۱/۰۴۵	۰/۴
۲۲۱/۷۶	۱۲۳/۵۲	۵۲/۸۶۱	۱۰/۰۹۲	۰/۵
۲۲۱/۰۶	۱۲۲/۸۰	۵۲/۰۹۹	۹/۰۴۰۰	۰/۶
۲۲۰/۳۶	۱۲۲/۰۷	۵۱/۳۲۶	۷/۸۴۷۵	۰/۷
۲۱۹/۶۵	۱۲۱/۳۴	۵۰/۵۴۰	۶/۴۳۷۶	۰/۸
۲۱۸/۹۴	۱۲۰/۶۱	۴۹/۷۴۳	۴/۶۱۴۹	۰/۹





شکل ۵- نمودارهای شاخص انحنای تشخیصی مود سوم با اثر بار محوری
DI1 (الف) و DI2 (ب)؛ $0.5P_{cr}$



شکل ۳- نمودارهای شاخص انحنای تشخیصی مود اول با اثر بار محوری
DI1 (الف) و DI2 (ب)؛ $0.5P_{cr}$

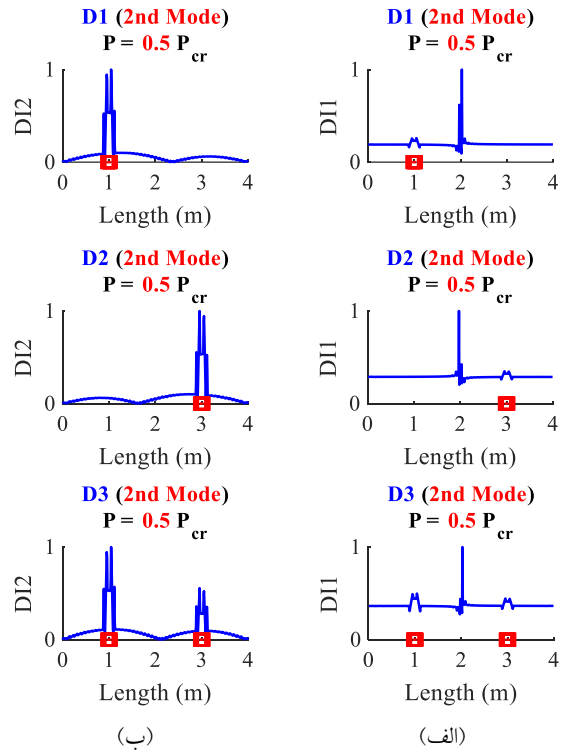
ناپوستگی‌های ایجاد شده با استفاده از این شاخص، نشان دهنده موقعیت‌های آسیب است؛ بنابراین، شاخص DI2 ترجیحاً برای شناسایی آسیب بر مبنای انحنای پاسخ شکل مود توصیه و پیشنهاد می‌گردد (نواحی آسیب واقعی با رنگ قرمز مشخص شده‌اند).

۱۰- اثر بار محوری بر شاخص انحنای آسیب

جهت بررسی اثر تغییر بار بر شاخص انحنای آسیب DI2، شاخص انحنای تشخیصی آسیب D3 برای نسبت‌های ۰/۱ و ۰/۹ از بار محوری بحرانی محاسبه و ترسیم شده است (شکل ۶). مشاهده می‌گردد که اثرات بار محوری بر مقدار شاخص انحنای تشخیصی آسیب ناچیز بوده و قابل چشم پوشی است.

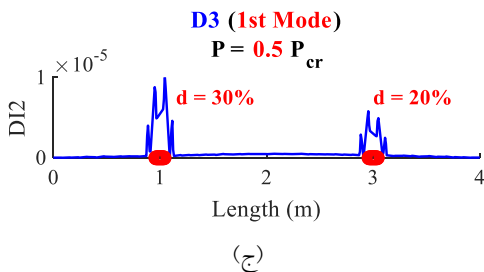
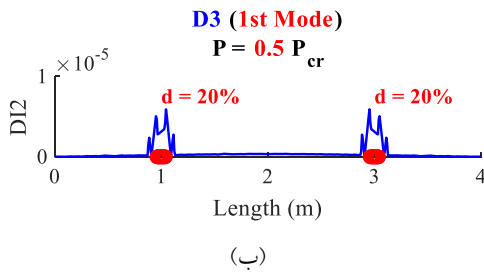
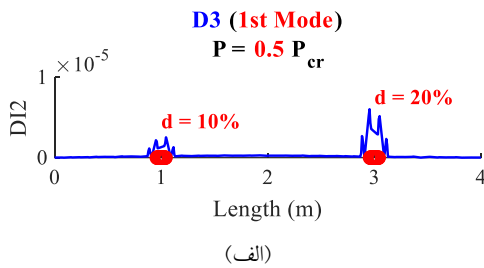
۱۱- اثر شدت آسیب بر شاخص انحنای آسیب

جهت بررسی اثر شدت آسیب بر شاخص آسیب DI2، شدت آسیب موقعیت آسیب ۲ برابر مقدار ثابت ۲۰ درصد و شدت آسیب موقعیت آسیب ۱ برابر با ۱۰، ۲۰ و ۳۰ درصد مورد بررسی واقع گردید. لازم به ذکر است که برای این منظور، مخرج کسر در رابطه (۱۴) برابر واحد در نظر گرفته شد تا

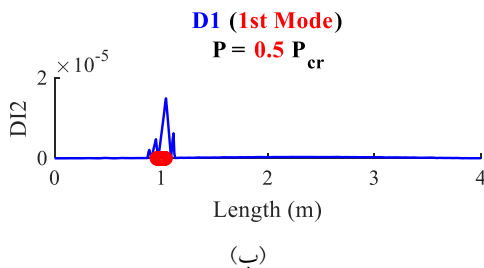
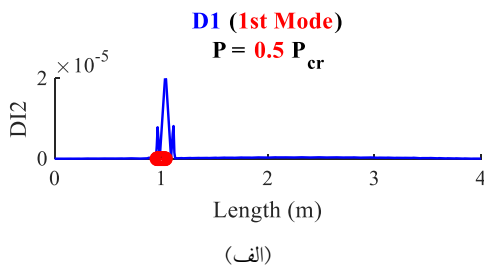


شکل ۴- نمودارهای شاخص انحنای تشخیصی مود دوم با اثر بار محوری
DI1 (الف) و DI2 (ب)؛ $0.5P_{cr}$

شده است.

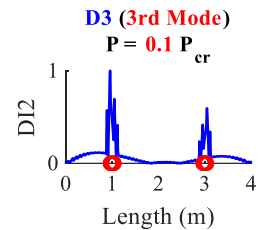
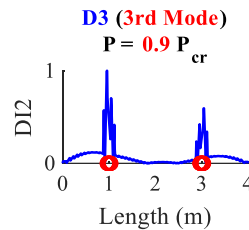
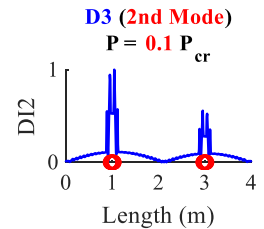
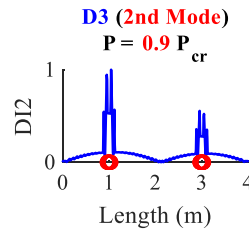
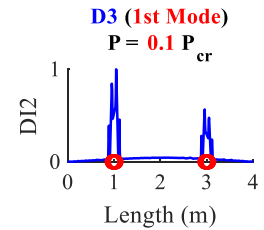
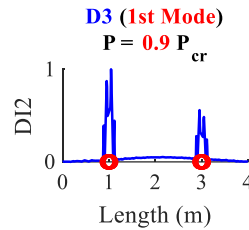


شکل ۷- نمودار شاخص انحنای تشخیصی آسیب D3 در مود اول با شدت آسیب ۲۰٪ در موقعیت آسیب ۲ و شدت آسیب (الف) ۱۰٪، (ب) ۲۰٪ و (ج) ۳۰٪ در موقعیت آسیب ۱



شکل ۸- نمودار شاخص انحنای تشخیصی آسیب D1 در مود اول تحت اثر بار محوری با مقطع (الف) مربعی توخالی و (ب) دایره‌ای توپر

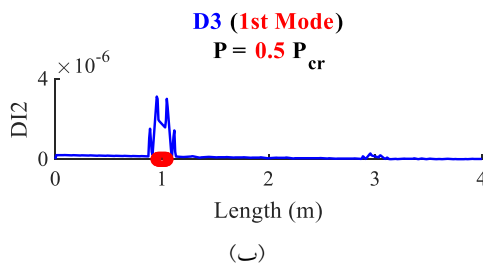
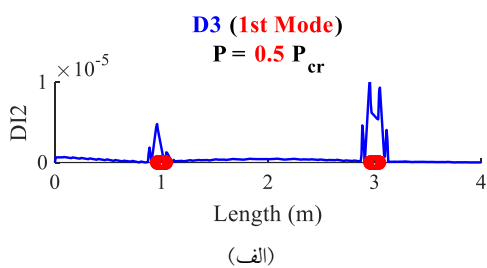
حساسیت شاخص آسیب به شدت آسیب مشاهده گردد. مقایسه نتایج نموداری حالت آسیب D3 (شکل ۷) برای مقادیر مختلف شدت آسیب در موقعیت آسیب ۱ نشان می‌دهد که افزایش شدت آسیب باعث افزایش مقدار شاخص انحنای تشخیصی تنها در موقعیت آسیب ۱ شده است و تأثیری بر مقدار شاخص انحنای تشخیصی موقعیت آسیب ۲ ندارد؛ به عبارتی، شاخص انحنای تشخیصی هر یک از موقعیت‌های آسیب تنها متأثر از شدت آسیب آن موقعیت آسیب است.



شکل ۶- نمودار شاخص انحنای تشخیصی آسیب D3 در سه مود اول تحت اثر بار محوری (الف) $0.1/P_{cr}$ و (ب) $0.9/P_{cr}$

۱۲- اثر تغییر مقطع بر شاخص انحنای آسیب

برای بررسی تأثیر تغییر مقطع بر مقدار شاخص انحنای تشخیصی D12، ستون شکل (۱) تحت اثر بار محوری $0.5P_{cr}$ برای مود اول حالت آسیب D1 با مقاطع مربعی توخالی (ضخامت ۲ سانتی‌متر) و دایره‌ای توپر به ترتیب به طول ضلع ۲۵ و قطر ۲۰ سانتی‌متر مورد پایش سلامتی واقع گردید. نتایج نموداری شاخص انحنای تشخیصی آسیب (شکل ۸) در هر دو حالت مقطع تعریف شده، توانمندی D12 را در شناسایی موقعیت آسیب ۱ نشان می‌دهد. لازم به ذکر است که بار بحرانی حالت آسیب D1 برای مقاطع مربعی توخالی و دایره‌ای توپر به ترتیب برابر با 1.92278×10^7 و 1.51044×10^8 نیوتن محاسبه



شکل ۱۰- نمودار شاخص انحنای تشخیصی آسیب D3 در مود اول با شرایط تکیه‌گاهی (الف) گیردار- مفصلی و (ب) گیردار- آزاد

هزینه‌های احتمالی را به حداقل رساند.

بی شک ستون‌ها از مهم‌ترین المان‌های سازه‌ای هستند و انتظار می‌رود آخرین اعضای آسیب دیده سازه‌ها از ستون‌ها باشد. از آنجایی که ستون‌ها تحت اثر بار محوری هستند، در اثر آسیب ممکن است عضو ستون تحت اثر بار محوری کمتر از بار بحرانی حالت سالم دچار ناپایداری کمانشی شود. به طوری که مطالعات انجام شده در این مقاله نشان می‌دهد که در اثر آسیب، بار محوری بحرانی ستون کاهش می‌یابد و به عبارتی، ستون تحت اثر یک بار محوری تعریف شده بین بارهای بحرانی وضعیت‌های سالم و آسیب دچار کمانش خواهد شد؛ بنابراین، بررسی مسئله پایش سلامت و تشخیص آسیب در ستون تحت اثر بار محوری مورد توجه است. بررسی‌های اولیه تشخیص آسیب در این مقاله نشان داد:

- ۱- در اثر بار محوری مقادیر فرکانسی ستون در تمامی مودها در هر دو وضعیت بدون آسیب و با آسیب کاهش می‌یابد.
- ۲- فرکانس حالت آسیب از فرکانس حالت بدون آسیب در تمامی مودها در نسبت‌های باری یکسان کمتر است.
- ۳- با افزایش شدت آسیب، بار بحرانی ستون در هر دو وضعیت سالم و آسیب کاهش می‌یابد.

در ادامه برای تعیین موقعیت آسیب، بر اساس انحنای شکل‌های مودی سالم و آسیب دیده، شاخص‌های انحنای تشخیصی D11 و D12 تعریف گردید. از بررسی‌های تشخیصی آسیب با شاخص‌های مزبور نتایج زیر حاصل شد:

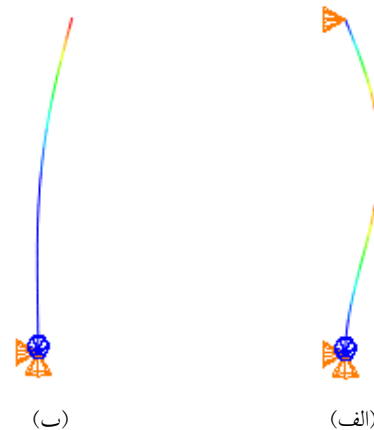
۱۳- تأثیر شرایط تکیه‌گاهی بر شاخص انحنای آسیب

شناسایی آسیب ستون با مقطع مربعی به طول ضلع ۱۰ سانتی‌متر و تحت اثر بار محوری $0.5P_{cr}$ برای حالت آسیب D3 با دیگر شرایط تکیه‌گاهی (شکل (۹)) با استفاده از شاخص انحنای تشخیصی D12 انجام شده است. در جدول (۶) مقدار بار بحرانی ستون، نظیر هر یک از شرایط تکیه‌گاهی شکل (۹) محاسبه گردیده است.

جدول ۶- بار کمانش بحرانی ستون با آسیب D3 با شرایط تکیه‌گاهی

مختلف (نیوتن)

شرایط تکیه‌گاهی	بار بحرانی (نیوتن)
گیردار-مفصلی	2.0777×10^6
گیردار-آزاد	2.0287×10^6



شکل ۹- شکل مود ارتعاشی اول ستون با شرایط تکیه‌گاهی (الف)

گیردار-مفصلی و (ب) گیردار-آزاد

نتایج نموداری شکل (۱۰) نشان می‌دهد که شناسایی آسیب ستون تحت اثر بار محوری با دیگر شرایط تکیه‌گاهی، با استفاده از شاخص انحنای تشخیصی D12 موفق آمیز است؛ اما در حالت گیردار- آزاد شناسایی آسیب‌های نزدیک به انتهای آزاد با حساسیت شاخص انحنایی تشخیصی کمتری انجام می‌گردد (شکل (۱۰-ب)).

۱۴- جمع‌بندی و نتیجه‌گیری

پایش و کنترل سلامت در سازه‌ها از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. گسترش آسیب‌های محلی و هرچند کوچک می‌تواند به تخریب کلی سازه بیانجامد. ضروری است آسیب‌های محلی به طریقی شناسایی گردد و با اتخاذ تصمیم‌گیری‌های مناسب

۱۵- مراجع

- [۱] خان احمدی، م. (۱۳۹۷)، "مقایسه عیب‌یابی در ورق فولادی و دیوار پیش ساخته پانلی در قاب فولادی"، پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران.
- [2] Pandey, A.K., Biswas, M. and Samman, M.M. (1991), "Damage detection from changes in curvature mode shapes", *Journal of Sound and Vibration*, Vol. 145, pp. 312-332.
- [3] Abdel Wahab, M.M. and Roeck, G. (1999), "Damage detection in bridges using modal curvatures: application to a real damage scenario", *Journal of Sound and Vibration*, Vol. 226, pp. 217-235.
- [4] Yam, L., Li Y. and Wong, W. (2002), "Sensitivity studies of parameters for damage detection of plate-like structures using static and dynamic approaches", *Engineering Structures*, Vol. 24, pp. 1465-1475.
- [5] Escobar, J.A., Sosa, J.J. and Gómez, R. (2005), "Structural damage detection using the transformation matrix", *Computers & Structures*, Vol. 83, pp. 357-368.
- [6] Huynh, D., He, J. and Tran, D. (2005), "Damage location vector: A non-destructive structural damage detection technique", *Computers & Structures*, Vol. 83, pp. 2353-2367.
- [7] Sahoo, B. and Maity, D. (2007), "Damage assessment of structures using hybrid neuro-genetic algorithm", *Applied Soft Computing*, Vol. 7, pp. 89-104.
- [8] Yan, W.-J., Ren, W.-X. and Huang, T.-L. (2012), "Statistic structural damage detection based on the closed-form of element modal strain energy sensitivity", *Mechanical Systems and Signal Processing*, Vol. 28, pp. 183-194.
- [9] Xu, X.F., Zhang, F. and Zhu, W.X. (2013), "Damage detection of continuous box girder based on modal flexibility curvature method", *Advanced Materials Research*, Vol. 671-674, pp. 1016-1020.
- [10] Xu, B., Zhang, T., Song, G. and Gu, H. (2013), "Active interface debonding detection of a concrete-filled steel tube with piezoelectric technologies using wavelet packet analysis", *Mechanical Systems and Signal Processing*, Vol. 36, pp. 7-17.
- [11] Katunin A. (2015), "Stone impact damage identification in composite plates using modal data and quincunx wavelet analysis", *Archives of Civil and Mechanical Engineering*, Vol. 15, pp. 251-261.
- [12] Yang, Z.B., Radzienski, M., Kudela, P. and Ostachowicz, W. (2016), "Fourier spectral-based modal curvature analysis and its application to damage detection in beams", *Mechanical Systems and Signal Processing*, Vol. 84, pp. 763-781.
- [۱۳] قدرتی امیری، غ.ر.، طالب‌زاده، م.، طالبی، م. و تبریزیان، ز. (۱۳۹۵)، "ارزیابی آسیب در اتصالات قاب‌های خمشی به کمک تبدیل هیلبرت-هوانگ"، نشریه مهندسی عمران شریف، دوره ۲-۳۲، شماره ۱/۱، ص. ۱۱-۳.
- [14] Ding, Z., Yao, R., Huang, J., Huang, M. and Lu, Z. (2017), "Structural damage detection based on residual force vector and imperialist competitive algorithm", *Structural Engineering and Mechanics*, Vol. 62, pp. 709-717.
- [15] Yang, C. and Oyadiji, S.O. (2017), "Delamination detection in composite laminate plates using 2D wavelet analysis of modal frequency surface", *Journal of Computers and Structures*, Vol. 179, pp. 109-126.

۱- هر دو شاخص انحنایی در شناسایی و تعیین موقعیت آسیب‌ها عملکرد شناسایی موفقی دارند.

۲- در شناسایی آسیب با استفاده از شاخص انحنایی DI1 علاوه بر موقعیت‌های آسیب، موقعیت‌های دیگری به عنوان آسیب معرفی گردید که در آن موقعیت‌ها در اصل آسیبی وجود ندارد؛ بنابراین، با استفاده از شاخص انحنایی DI1 تنها می‌توان گفت که در موقعیت‌های شناسایی شده احتمال آسیب وجود دارد؛ به بیان دیگر، مکان‌یابی آسیب مبتنی بر شاخص انحنایی DI1 با عدم قطعیت شناسایی همراه است.

۳- هر یک از مکان‌های شناسایی شده با شاخص انحنایی DI2 یک موقعیت محتمل آسیب را نشان می‌دهد؛ به بیان دیگر، با اطمینان می‌توان گفت در تمامی مکان‌های شناسایی شده با شاخص انحنایی DI2 آسیب وجود دارد و مکان‌یابی آسیب بر مبنای DI2 با قطعیت شناسایی همراه است.

۴- با اینکه مقادیر بار محوری بر مقادیر فرکانسی اثرگذار است، با این وجود شاخص‌های انحنایی پیشنهادی در روند شناسایی آسیب متأثر از مقدار بار محوری نیستند؛ و این یک امتیاز مثبت در روند شناسایی و تعیین موقعیت آسیب محسوب می‌گردد. به عبارتی، در یک مسئله واقعی تشخیص آسیب در عضو سازه‌ای ستون با استفاده از شاخص‌های DI1 و DI2 دیگر نباید نگران اثرگذاری مقدار بار محوری بر نتایج شناسایی آسیب بود.

۵- با افزایش شدت آسیب یک موقعیت آسیب، مقدار شاخص انحنایی تشخیصی آسیب سایر موقعیت‌های آسیب دچار تغییر نمی‌شود و تنها مقدار شاخص انحنایی تشخیص آسیب آن موقعیت آسیب افزایش می‌یابد.

۶- با تغییر مقطع ستون، همچنان نتایج شناسایی و مکان‌یابی موفقی حاصل می‌گردد. همچنین، مقادیر شاخص انحنایی تشخیص آسیب متأثر از سطح مقطع ستون است.

۷- بررسی‌های شرایط تکیه‌گاهی نشان می‌دهد که شاخص انحنایی تشخیص آسیب همچنان نتایج شناسایی و مکان‌یابی موفقی دارد. همچنین، شرایط تکیه‌گاهی بر مقدار شاخص انحنایی تشخیص آسیب در موقعیت‌های آسیب اثرگذار است؛ به طوری که در نواحی انتهایی آزاد، شناسایی با ایجاد پرش کمتری در موقعیت آسیب انجام می‌شود.

شاخص‌های DI1 و DI2 به ترتیب به عنوان شاخص مکان‌یاب احتمالی وجود آسیب و شاخص مکان‌یاب قطعی آسیب مبتنی بر انحنای در مسائل واقعی پایش سلامتی سازه‌ها با عملکرد شناسایی کارآمد پیشنهاد می‌گردد.



- [16] درویشان، ا. (۱۳۹۸)، "تشخیص آسیب دیدگی در پل‌های کابلی با استفاده از آنالیز دامنه فرکانس و خوشه‌بندی داده‌ها"، نشریه مهندسی عمران امیرکبیر، دوره ۵۱، شماره ۴، ص. ۷۶۷-۷۸۰.
- [17] Younesi, A., Rezaifar, O., Gholhaki, M. and Esfandiari, A. (2019), "Structural health monitoring of a concrete-filled tube column", Magazine of Civil Engineering, Vol. 85, pp. 136-145.
- [18] Younesi, A., Rezaifar, O., Gholhaki, M. and Esfandiari, A. (2021), "Active interface debonding detection of a concrete filled tube (CFT) column by modal parameters and continuous wavelet transform (CWT) technique", Structural Monitoring and Maintenance, Vol. 8, pp. 69-90.
- [19] Mirzaei, B., Nasrollahi, K., Yousefibeik, S., Ghodrati Amiri, G. and Zare Hosseinzadeh, A. (2019), "A two-step method for damage identification and quantification in large trusses via wavelet transform and optimization algorithm", Journal of Rehabilitation in Civil Engineering, Vol. 7, pp. 1-20.
- [20] تیموری، ط. و محمودی صاحبی، م. (۱۳۹۹)، "شناسایی آسیب در اتصال‌های صلب قاب‌های فولادی در ارتفاع و پلان سازه‌ها با استفاده از روش انحنای مودی اصلاح شده"، نشریه مهندسی عمران شریف، دوره ۳۲-۳، شماره ۱/۱، ص. ۱۱-۳.
- [21] Khanahmadi, M., Gholhaki, M. and Rezaifar, O. (2021), "Damage identification of column under the axial load based on wavelet transform and modal data", Journal of Modeling in Engineering, Vol. 18, pp. 51-64.
- [22] Khanahmadi, M., Rezaifar, O. and Gholhaki, M. (2021), "Damage detection in steel plates based on comparing analytical results of the discrete 2-D wavelet transform of primary and secondary modes shape", Journal of Structural and Construction Engineering, Vol. 8, pp. 198-214.
- [23] Khanahmadi, M., Rezaifar, O. and Gholhaki, M. (2021), "Damage detection of prefabricated walls (panel 3D plates) based on wavelet transform detection algorithm", Journal of Structural and Construction Engineering, Vol. 8, pp. 289-309.
- [24] Khanahmadi, M., Gholhaki, M., Ghasemi-Ghalebahman, A. and Khademi-Kouhi, M. (2022), "Damage detection in laminated composite plates using wavelet analysis analytical method", Journal of Vibration and Sound, Vol. 10, pp. 144-156.
- [25] خان احمدی، م.، محمدی گرفمی، ح.، قلهکی، م.، دژکام، ب.، و میری، م. ا. (۱۴۰۰)، "رذیابی آسیب مبتنی بر موجک در المان سازه‌ای تیر فولادی"، نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد، دوره ۱۵، شماره ۳۳، ص. ۲۷-۱۵.

پی نوشت

- 1 Structural control and health monitoring
- 2 Destructive damage detection
- 3 Non-destructive damage detection
- 4 Local methods
- 5 Global methods
- 6 Ultrasonic test
- 7 Radiographic method
- 8 Magnetic particle test
- 9 Neuro-genetic algorithm
- 10 Quincunx
- 11 Hilbert-Huang transform
- 12 Imperialist competitive algorithm
- 13 Residual force vector
- 14 Modal frequency surface
- 15 Wavelet transform

مطالعه آزمایشگاهی و عددی قاب‌های خمشی فولادی دارای پین فیوز با اتصال مستهلک کننده پیچی اصطکاکی

علی‌رضا گرایلی^{۱*}، عبدالرضا سروقد مقدم^۲، احسان درویشان^۳، همایون کوثریه^۳

۱- دانشجوی دکتری تخصصی، مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد رودهن، رودهن

۲- دانشیار، مهندسی عمران، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، تهران

۳- استادیار، مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد رودهن، رودهن

* صندوق پستی ۳۹۷۳۱۸۹۸۱، Arg110@iran.ir

چکیده

با بررسی نتایج مربوط به زلزله‌های نورث‌ریج در سال ۱۹۹۴ و زلزله‌های مخرب دیگر، مشاهده گردید که قوی کردن اعضا سازه‌ای و افزایش طول خط جوش اتصالات تیر به ستون در سازه‌های فولادی عملکرد مناسب لرزه‌ای نداشته‌اند. پس از آن برای جلوگیری از شکست ترد اتصالات، نحوه تشکیل مفصل پلاستیک در خارج از ناحیه اتصال مورد بررسی قرار گرفت و تیرها با مقطع کاهش یافته پیشنهاد گردید. اما در استفاده از مستهلک کننده‌ها در قاب‌های خمشی کمتر توجه شده است. اتصال پیشنهادی پین فیوز (pin-fuse SBC)، یکی از اتصالاتی است که می‌تواند از طریق لغزش و اصطکاک نیروهای وارده را در نزدیکی اتصال مستهلک کند. پین فیوزها در هنگام وقوع بارهای لرزه‌ای، از طریق لغزش دورانی سطوح فولادی نسبت به یکدیگر عمل نموده و نیروی اصطکاک بین صفحات فیوز، موجب استهلاک انرژی زلزله خواهد شد. قاب‌های موردنظر، قابلیت جذب انرژی بالایی از طریق فیوزهای مزبور داشته که می‌تواند در مناطق با فعالیت لرزه‌خیزی شدید مورد استفاده قرار گیرد. در مدل پیشنهادی در این پژوهش، اتصال مورد نظر یک مفصل واقعی در نزدیکی اتصال تیر به ستون با سوراخ‌هایی لوبیایی طراحی شده است که پس از رسیدن به لنگری کمتر از لنگر اتصال، قابلیت چرخش و حرکت پیدا می‌کند. از این رو نتایج آزمایشگاهی مدل پیشنهادی تحت بارهای چرخه‌ای با نتایج عددی اجزای محدود بررسی و مورد مقایسه قرار گرفته است. این نتایج نشان می‌دهد که اتصال پین فیوز پس از رسیدن به حد لازم و به دلیل حذف سهم جان از مقاومت خمشی و عدم وقوع کماتش پیچشی در جان تیر و با ایجاد فیوزی مطمئن دور از اتصال تیر و ستون، علاوه بر آن که مقاومت اتصال پین فیوز و شکل پذیری به ترتیب ۱۱ و ۶ درصد افزایش داده است، توانسته است به تغییر مکان نسبی تا ۹ درصد برسد که این میزان بیشتر از حد آیین نامه در قاب‌های خمشی ویژه است.

واژگان کلیدی

اتصال پین فیوز، میراگر اصطکاکی، منحنی هیستریزس، سوراخ لوبیایی

Experimental and numerical steel moment frames with pin-fuse with slotted bolted friction damper (pin-fuse SBC)

A. Gerayeli, A. Sarvghad Moghadam, Eh. Darvishan

Abstract

By examining the results related to the Northridge earthquakes in 1994 and other destructive earthquakes, it was observed that strengthening the structural members and increasing the length of the welding line of beam-to-column connections in steel structures did not have a suitable seismic performance. After that, to prevent the brittle failure of the connections, the way of forming the plastic joint outside the connection area was investigated and beams with a reduced cross-section were proposed. But less attention has been paid to the use of absorbers in bending frames. The proposed pin-fuse connection, (pin-fuse SBC), is one of the connections that can absorb the incoming forces near the connection through sliding and friction. When an earthquake occurs, the pin-fuses acts through the rotational sliding of the steel surfaces towards each other, the presence of friction between the fuse plates will cause the consumption of the earthquake energy. Frames equipped with pin-fuses, this frame has the ability to absorb high energy through said fuses, it can be used in areas with strong seismic activity. In the model proposed in this research, the intended connection of a real joint near the beam-to-column connection is designed with bean-shaped holes that can rotate and move after reaching an anchorage lower than the connection moment. Therefore, the experimental results of the proposed model under cyclic loads have been investigated and compared with the numerical results of finite elements. These results show that the pin fuse connection after reaching the required limit and due to the removal of the contribution of the web from the bending resistance and the absence of torsional buckling in the beam web and by creating a safe fuse away from the connection of the beam and the column, in addition to the resistance of the fuse pin connection and plasticity has increased by 11% and 6%, respectively, it has been able to reach a relative displacement of up to 9%, which is more than the regulation limit in special bending frames.

Keywords

PinFuse connection, Friction damper, Hysteresis curve, Slotted bolted friction

اطمینان از عدم واژگونی سازه، مهندسین نیاز داشتند تا سازه‌هایی را طراحی کنند که منجر به کاهش خسارت بر اساس کاربری ساختمان گردد [۲].



شکل ۱- مدل شماتیک مفصل درقاب

بر اساس کاربری، ساختمان‌ها باید مطابق با عملکردهای لرزه‌ای متفاوتی باشند. به‌عنوان مثال تسهیلات بحرانی مانند بیمارستان‌ها که نیاز دارند کماکان پس از چندین زلزله به‌صورت قابل استفاده باقی بمانند، باید بر اساس معیارهای متفاوتی نسبت به انبار کالا طراحی شوند.

راهنماهای جدید مربوط به ساختمان‌ها توسط سازمان‌های متفاوتی بیان شده‌اند تا نیازهای فوق را برآورده کنند. دوتا از سازمان‌های مربوطه عبارتند از VISION 2000 که توسط انجمن مهندسین سازه کالیفرنیا^۱ و راهنماهای (NEHRP) برای نوسازی لرزه‌ای ساختمان‌ها (BSSC) که توسط عامل مدیریت حوادث اضطراری فدرال^۲ منتشر می‌شوند.

راهنماهای فوق جزو اولین راهنماهایی می‌باشند که چارچوب طراحی، بر اساس سطح عملکرد را بیان می‌کنند. در این چارچوب، نیاز لرزه‌ای سازه باید با دقت محاسبه شود و با محدوده‌های مجاز مربوط به سطح عملکرد مورد نیاز مقایسه شود [۳].

همان طور که گفته شد اولین تلاش‌ها در این زمینه از اوایل دهه ۱۹۶۰ میلادی صورت گرفت در این زمان سیستم‌های انتخاب شده برای جداسازی لرزه‌ای بسیار محدود بودند این سیستم‌ها شامل میراگرهای تیر فولادی و قطعات لاستیک لایه‌ای که در پی ساختمان نصب می‌شدند بودند. در همان زمان با تحقیق در رفتار فلزات سیستم جدیدی که بر پایه رفتار پلاستیک سرب بنا شده بود معرفی شد که آن را میراگر سیستم سری - تزریقی نامیدند و اولین بار در پل تقاطع یکی از خیابان‌های نیوزلند استفاده شد. روش منطقی دیگری که همزمان پیشنهاد شد استفاده از تغییر شکل پلاستیک تیرهای فولادی برای ایجاد میرایی داخلی لخت در ساختمان بود.

اولین میراگرهای تیر فولادی که نسبت به اعضای فولادی

تجربه زلزله‌های دهه‌های گذشته خصوصاً زلزله نورث‌ریچ نشان داد که قوی‌تر کردن اعضای تیر و ستون در قاب‌های خمشی رضایت بخش نبوده است چرا که با افزایش سختی نیروهای زلزله هم بزرگتر شده و صدمات بیشتری در اعضای قاب خصوصاً اتصالات تیر به ستون وارد شده است. امروزه در اغلب آیین‌نامه‌ها طراحی لرزه‌ای سازه‌ها مبتنی بر روش طراحی بر اساس ظرفیت است. در این روش نخست یک عضو به عنوان فیوز انتخاب شده و بقیه اعضا بر اساس فیوز و تحت امر آن طراحی می‌گردند. فیوزها با شکل پذیری خود مانع از انتقال نیروی بیشتر از نیروی تسلیم به اعضای دیگر می‌شوند و سایر نقاط تحت فرمان فیوز و در امنیت نیرویی قرار گرفته و میزان تغییر شکل عنصر فیوز معرف میزان جذب انرژی در سازه می‌گردد [۱].

اتصالات قاب خمشی برای مقاومت در برابر نیروهای خمشی و هم‌چنین توانایی ایجاد مفصل پلاستیک داخل تیرها در حین زلزله و استهلاک انرژی زلزله در حین حرکات رفت و برگشتی، طراحی می‌شوند. در زلزله سال ۱۹۹۴ نورث‌ریچ اتصالات خمشی در قاب‌های خمشی فولادی متحمل شکست‌های ترد غیر منتظره‌ای در محل ناحیه اتصال تیر به ستون شدند، که دلایل آن را می‌توان تنش‌های پسماند حرارتی جوشکاری، تمرکز تنش، تنش‌های چند محوره و درخواست حداکثری نیرو در آن محل دانست که باعث آسیب پذیری اتصال در شکل پذیری بالا می‌شود. یک راه حل برای این مشکل کاهش درخواست نیرو در محل اتصال و ملایم کردن مسیر تنش است [۲]. از این‌رو در این پژوهش رفتار تیرهای فولادی مجهز به پین فیوز به صورت آزمایشگاهی و عددی مورد بررسی قرار گرفته است.

به این منظور، در مدل پیشنهادی این پژوهش، مفصل خمشی در نزدیکی تکیه‌گاه و کمی دورتر از ناحیه اتصال در تیر مطابق شکل (۱)، پیش‌بینی گردیده است. با ایجاد مفصل از پیش ساخته شده اما کنترل شده در تیر می‌توان قبل از رسیدن به لنگر پلاستیک در ناحیه اتصال در میزان لنگری کمتر از لنگر پلاستیک در نزدیکی اتصال، آسیب دیدگی اتصال تیر به ستون را تا حد زیادی از بین برد.

مهندسی عمران پس از زلزله نورث‌ریچ در لس‌آنجلس در سال ۱۹۹۴ و زلزله ای‌عظیم در کوبه ژاپن دچار تحول عظیم شد. تا آن زمان فلسفه کلی طراحی لرزه‌ای بر پاسخ جلوگیری از واژگون شدن سازه و ممانعت از تلفات جانی بود. بنابراین برای

دیگر مقاومت بیشتری در مقابل پدیده خستگی دارند با تلاش‌های انجام شده، توسط Skinner و همکارانش در سال ۱۹۷۵-۱۹۷۲ معرفی گردید [۴ و ۵].

پیشرفت عمده این سیستم مرهون تحقیقات مستمر پژوهشگران مختلف در سال‌های ۱۹۷۹ تا ۱۹۸۸ میلادی بوده که بر روی تیرهای پیوند ایزوله شده و سایر مشخصات و ضوابط طراحی این نوع قاب‌ها بود [۶ و ۷]. در این سیستم، بین اجزای مهاربندی یک المان به عنوان تیر پیوند طول e قرار گرفت که به عنوان یک فیوز، میزان شکل پذیری و رفتار سازه را تحت کنترل خود نگه می‌داشت.

بررسی‌های دیگری که توسط دانشمندان ژاپنی صورت گرفت که در آن‌ها با انجام آزمایشات مختلفی روی میراگرها و رسم منحنی هیستریزس اقدام به پایه ریزی سیستم‌های اتلاف انرژی کردند [۸ و ۹].

Pachideh و همکارانش در سال ۲۰۲۰، مدل آزمایشگاهی و عددی از مهاربندی با عضو لوزی شکل مجهز به میراگر تسلیم شونده را مورد بررسی قرار دادند [۱۰].

بدین منظور با ساخت و بکارگیری سه نمونه نیمه سخت، سخت و ساده انجام آزمایش چرخه‌ای بر روی آنها، سیستم پیشنهادی مورد بحث و بررسی قرار گرفته و عملکرد و قابلیت آن در مقایسه با سایر سیستم‌های مهاربندی مورد مقایسه و ارزیابی قرار گرفت. در سیستم ساده پیشنهادی، حلقه فولادی و اعضای مهاربند برخلاف سایر سیستم‌های مورد بررسی در تحقیقات گذشته، به صورت غیرمستقیم عمل می‌کنند. بنابراین ضمن بکارگیری حداکثری از ظرفیت میراگر، در صورت گسیختگی میراگر، سیستم همچنان قابلیت اعمال نیرو را دارا می‌باشد و گسیختگی حلقه فولادی منجر به گسیختگی کل سیستم مهاربند نمی‌شود [۱۱-۱۲].

در سال ۲۰۰۹ Oh و همکارانش به منظور حل مشکلات آسیب‌های وارده به اتصالات تیر به ستون، یک سیستم ساختاری ابتکاری نو با میراگرهای شکافدار ایجاد کردند که نه تنها عملکرد لرزه‌ای خوبی را می‌سازند بلکه قابلیت تعویض یا تعمیر را پس از یک زلزله سنگین به آسانی دارا می‌باشد. آزمایش آنها از این قرار بود که ۴ نمونه اتصال تیر به ستون ساختند که شامل ۲ میراگر (SSD)، که تفاوت آن‌ها در ابعاد آن‌ها بود، یک اتصال ترکیبی از میراگر و دال بتنی که ابعاد آن مانند میراگر دوم بود و یک اتصال مستقیم تیر به ستون بوسیله جوش بود. نمونه چهارم برای ارزیابی این اتصالات از یک بارگذاری چرخه‌ای استفاده شد. نتایج بدست آمده نشان دهنده آن بود که در طول

بارگذاری تغییر شکل پلاستیک در نمونه‌های دو میراگر و ترکیبی فقط در میراگر اتفاق می‌افتد و به اعضای سازه‌ای هیچ گونه آسیبی وارد نمی‌شود. همچنین میراگرها قادرند تا رسیدگی به گسیختگی تعداد زیادی چرخه بارگذاری را تحمل کنند. در نمونه چهارم مشاهده شد که مفصل پلاستیک در تیر تشکیل شده و باعث تغییر پلاستیک شکل در عضو سازه‌ای می‌شود [۱۳].

در سال ۲۰۱۰ Khoshnoodian و Kiani، تحقیقی در مورد انتخاب معیار مناسب برای ارزیابی تأثیر میراگر SSD روی پاسخ سازه و دستیابی به یک توزیع مناسب برای جانمایی میراگر در پلان و ارتفاع انجام دادند. نتایج این تحقیق این بود که توزیع ۴ میراگر در پلان هر طبقه را می‌توان به عنوان توزیع بهینه در جانمایی پلانی و ارتفاعی این میراگر دانست [۱۴].

میراگر EADAS در ابتدا توسط Najari Varzaneh و همکارانش، تحت بار چرخه‌ای مورد مطالعه و بررسی قرار گرفت که یک مدل یک طبقه و یک دهانه با ۸ نوع میراگر EADAS با ابعاد و اندازه‌های مختلف مورد بررسی و تحلیل، تحت نرم افزار ABAQUS قرار گرفت. با اضافه شدن میراگر به قاب فولادی میرایی سیستم افزایش می‌یابد و باعث اتلاف انرژی در سازه می‌شود [۱۵].

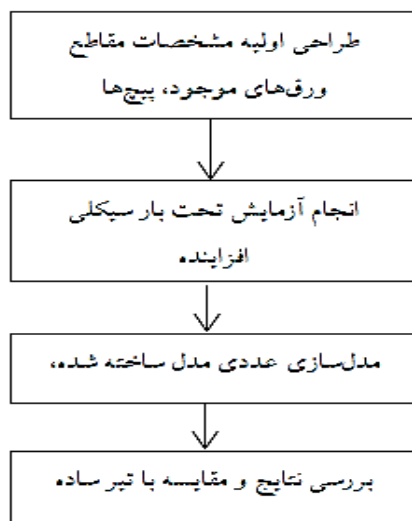
Fintel و Ghosh، از مفهوم فیوز سازه‌ای برای تیرهای خمشی با ستون قوی و تیر ضعیف پرداختند [۱۶]. Chan و همکارانش، آزمایش‌های بارگذاری یک طرفه و چرخه‌ای روی تیرهای پیوند کوتاه بصورت ورق‌های نازک فولادی جوش شده داخل یک قطعه قوطی انجام دادند و با توجه به استهلاک انرژی بالا، کاربرد آن را برای بهسازی لرزه‌ای قاب‌های موجود توصیه نمودند [۱۷].

در سایر پژوهش‌های موجود برخی دیگر از اعضای سازه‌ای که سیستم‌های استهلاکی آن‌ها را می‌توان به عنوان فیوز سازه‌ای نام برد، مورد بررسی قرار گرفت [۱۸-۲۳].

Tagawa و همکارانش یک سیستم پیشنهادی مهاربندی متشکل از میراگر شکافدار فولادی را ارائه کردند. در ابتدا، چگونگی محاسبه سختی جانبی و مقاومت این سیستم مهاربندی همراه با میراگر شکافدار فولادی مطرح شد و در نهایت نیز یک مدل سه خطی هیستریزس برای پیش‌بینی رفتار این سیستم ارائه نمودند [۲۴].

Aghlara و همکارانش، در تحقیقی آزمایشگاهی به بررسی رفتار فیوزهای لوله‌ای و بهبود رفتار خمشی و استهلاک انرژی زلزله پرداختند. آن‌ها با بررسی نمونه‌های واقعی، ابعاد تعداد نمونه‌ها، قطر و ضخامت لوله‌ها و طول را مورد مقایسه قرار

حرکت کرده و در محدوده چرخش هیچ گونه کماتشی نخواهد داشت. در این اتصال، مشارکت نکردن جان تیر در مولفه خمشی تیر باعث می‌گردد که اندر کنش میان مولفه‌های کنترل شونده توسط نیرو و مولفه‌های کنترل شونده توسط تغییر مکان از میان برود. بدین ترتیب بهبود پارامترهای پایداری (کمانش موضعی بال و جان و کمانش جانبی-پیچشی جان) موجب ایجاد رفتار چرخه‌ای پایدار در این نوع اتصال در زوایای تغییر مکان نسبی بیشتر از ضوابط پذیرش اتصال (بر اساس استاندارد مرتبط داخلی و خارجی) و مستهلک شدن انرژی القایی بیشتر زلزله در این اتصال می‌گردد. مسئله مهمی که در انتخاب فیوزها می‌بایست مورد بررسی قرار داد، اثر ابعاد مسئله است و فیوزها می‌بایست از نظر هزینه و تعویض ارزیابی شود و این مسئله سبب شده است تا در این پژوهش رفتار فیوزهای بررسی گردد. روند مطالعاتی پژوهش حاضر در فلوچارت شکل (۲) نمایش داده شده است.



شکل ۲- روند پژوهش حاضر

۲- مطالعات آزمایشگاهی

برای ساخت نمونه آزمایشگاهی از فولاد سازه‌ای رایج در کشور (ST-37) و از کارخانه فولاد مبارکه اصفهان استفاده شده است. مدل پژوهش حاضر در آزمایشگاه پژوهشگاه پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله (آزمایشگاه مهندسی سازه) ساخته شد. اکچوایتور استفاده شده ساخت شرکت هلی پیس کنترل^۳ آلمان و شیر کنترل شرکت رکسروت^۴ با طول ۲۲۰ سانتیمتر، جابجایی مثبت منفی ۱۵ سانتی متر حداکثر نیروی وارده ۵۰ تن بوده است. نمای کلی قاب پین فیوز پیشنهادی در

دادند. نتایج نشان می‌دهد که علاوه بر نشان دادن رفتار هیسترسیزی پایدار و استهلاک قابل توجه انرژی انرژی در یک تغییر جابجایی مناسب، جایگزینی آسان قطعات لوله را پس از هر شکست می‌دهد [۲۵].

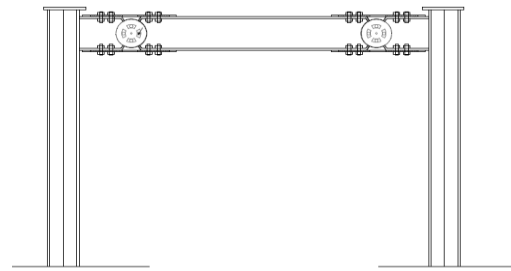
Ahmadi و همکارانش با مقایسه اتصال پیچی با سوراخ استاندارد و روش اصلاح شده با سوراخ لوبیایی مشاهده کردند ترکیب پیچ پر مقاومت اصطکاکی با سوراخ لوبیایی یک مدل میراگر ایجاد می‌شود که باعث بالا رفتن شکل پذیری اتصال می‌شود. نتایج این پژوهش نشان می‌دهد با تبدیل سوراخ گرد به لوبیایی میزان دوران در حدود ۲۱ درصد افزایش می‌یابد [۲۶].

Rezaee و Naghipour، رفتار مدل پین فیوز پیشنهادی را با تیر RBS مقایسه نموده و مشاهده نمودند مفصل پلاستیک در پیچ‌ها تشکیل شده و در ستون‌ها اتفاقی نمی‌افتد. این در حالی است که در تیرهای RBS در تیرها اتفاق می‌افتد [۲۷].

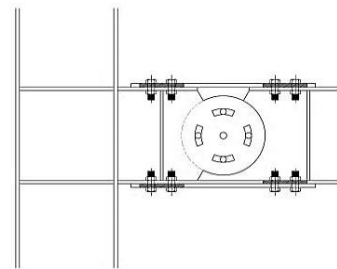
Saleh و همکارانش، در مدلی آزمایشگاهی قاب خمشی با جان لوله‌ای را بررسی نمودند که در تیرهای کوتاه که با برش در جان پیوسته تیر و جایگزینی جان لوله‌ای در محل از پیش تعیین شده جهت ایجاد مفصل پلاستیک بدست می‌آید. نتایج آزمایشگاهی نشان داد که اتصال با حذف سهم جان از مقاومت خمشی مقطع منجر به ایجاد فیوز شکل پذیر دور از اجزاء اتصال تیر به ستون می‌گردد و ظرفیت تغییر مکان جانبی طبقه را تا ۹ درصد افزایش دهد که این میزان بیشتر از ضوابط پذیرش اتصال خمشی ویژه بر اساس استانداردهای AISC و FEMA350 است. همچنین استفاده جان لوله‌ای در محل مفصل پلاستیک منجر به بهبود پایداری کمانش جانبی-پیچشی می‌گردد بطوری‌که تنها، کمانش موضعی بال تیر در نمونه‌های آزمایشگاهی مشاهده گردید. در این مدل با توجه به مشارکت بیشتر جان تیرهای عمیق، در مقاومت خمشی مقطع، اتصال با مقطع کاهش یافته توسط جان اکاردئونی لوله‌ای شکل گزینه‌ای مناسب برای تیرهای عمیق در سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای است [۲۸].

با بررسی نتایج مربوط به مطالعات پیشین در مدل حاضر رفتار فیوز شکل پذیر دور از اجزاء اتصال تیر به ستون سبب بهبود پارامترهای مرتبط با کمانش موضعی و جانبی مفصل پلاستیک شده است. در مدل حاضر کاهش اثر جان در مقاومت خمشی موجب کاهش اساس مقطع پلاستیک تیر و بوجود آمدن یک ناحیه تضعیف ظرفیت خمشی شده می‌گردد که محل مفصل پلاستیک از ابتدا قابل پیش بینی باشد و به عنوان یک فیوز سازه‌ای در این ناحیه عمل نماید. از طرفی ورق بال هیچ اتصالی به جان تیر ندارد و بلافاصله پس از رسیدن به نیروی لغزشی

قاب خمشی مطابق شکل (۳) و مفصل پین فیوز آن در شکل (۴) نشان داده شده است.



شکل ۳- جزئیات اجرایی قاب خمشی پین فیوز

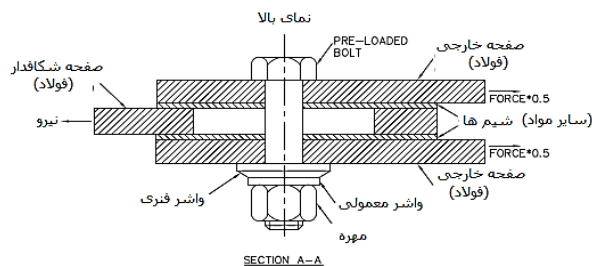
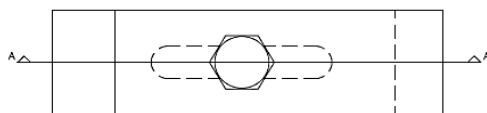


شکل ۴- جزئیات پین فیوز

مجاور را کاهش می‌دهد. صرفنظر از لرزه خیزی منطقه، ضوابط فعلی طراحی، هنوز هم منجر به خسارات ساختمانی قابل توجهی پس از زلزله می‌شوند. شکل (۶) نشان می‌دهد که سوراخ لوبیایی شامل تعدادی صفحه است.



شکل ۵- مدل ساخته شده در آزمایشگاه



شکل ۶- شمای کلی سوراخ‌های لوبیایی

صفحات خارجی و شیم‌ها (واشر)، دارای سوراخ‌های معمولی پیچ هستند، درحالی که صفحات با سوراخ لوبیایی، یک سوراخ حاوی شیار دارند. شکل (۷)، نشان‌دهنده محل قرارگیری پیچ‌ها در مقطع مدل پیشنهادی را نشان می‌دهد. نحوه محاسبه نوع و تعداد پیچ‌های لغزشی اتصال با در نظر گرفتن لنگر پلاستیک، از روابط (۱) تا (۳) استفاده شده است:

$$z_p = \sum A_i y_i \quad (1)$$

$$M_p = z_p F_y \quad (2)$$

$$M_{pe} = \Phi R_y z_p F_y \quad (3)$$

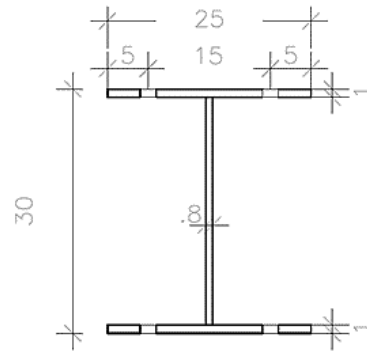
این مفصل از طریق دو جان دستک تیر متصل به ستون و توسط تعدادی پیچ به تک جان تیر که دارای سوراخ لوبیایی است متصل است و به هنگام تغییر شکل جانبی قاب پس از رسیدن به حد لازم به راحتی می‌چرخد. پیچ‌های مصرفی دارای استاندارد ASTM490 شامل پیچ و مهره‌های معروف به سازه شش گوشه با سایزهای مختلف گرما دیده با سرمایش سریع از جنس آلیاژ فولاد با حداقل ۱۵۰ ksi از آزمایش کششی است.

برای ساخت مدل پیشنهادی در بالا و پایین مفصل خمشی پیشنهادی از دو عدد ورق با سوراخ‌های لوبیایی استفاده شد تا با پیش تنیدگی پیچ‌ها از ظرفیت اصطکاکی بین ورق‌ها جهت استهلاک انرژی در مفصل پس از لغزش پیچ‌ها استفاده شود.

در واقع با استفاده از دو مفصل خمشی بکار رفته در تیر، از دو سیستم مستهلک کننده شده تا با قابلیت اطمینان بیشتری در سازه، استهلاک انرژی‌های ناشی زلزله صورت پذیرد. مدل ساخته شده در آزمایشگاه در شکل (۵) نمایش داده شده است که در آن از سوراخ‌های لوبیایی در صفحات بالا و پایین استفاده شده است.

سوراخ‌های لوبیایی، بواسطه اتلاف انرژی از طریق اصطکاک، تقاضای وارد بر روی عناصر سازه‌ای و غیرسازه‌ای

پذیری در اعضا و اتصالات و با افزایش غیر اقتصادی ابعاد تیر ستون نبوده که نتیجتاً ضمن صرف جویی در مصرف مصالح مصرفی و اقتصادی شدن طرح، نقاط محتمل در ضعف‌های سازه‌ای را جبران خواهد نمود و به میزان قابل توجهی پاسخ‌های لرزه‌ای از جمله جابجایی شتاب و برش پایه زلزله را کاهش خواهد داد. میراگرهای مورد استفاده در این قاب می‌تواند از انواع مختلف موجود در بازار باشد و یکی از مزیت‌های آن در مفصل خمشی آنست که می‌توان به جای استفاده از میراگر دورانی اصطکاکی که هزینه ساخت بیشتری دارد، از دو ردیف میراگر محوری در بالا و پایین مفصل خمشی بر روی بال‌های بالایی و پایینی تیر جهت مقابله با نیروهای کشش و فشار لنگر ایجاد شده، ناشی از خمش استفاده کرد که در این تحقیق از دو صفحه با قابلیت اصطکاک استفاده شده است.



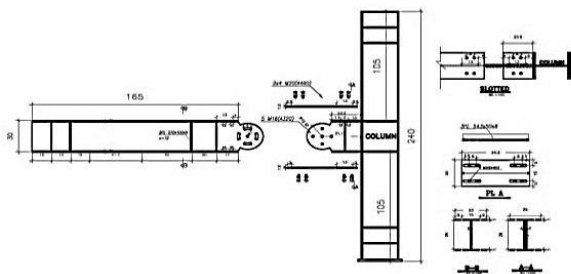
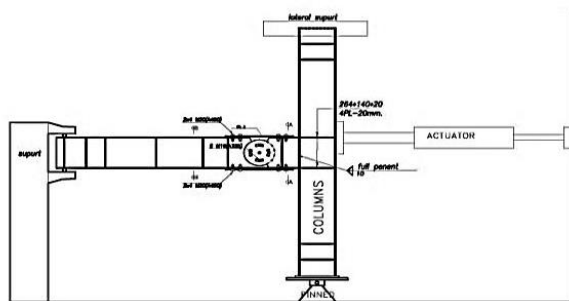
شکل ۷- محل قرارگیری پیچ‌ها

در روابط (۱) تا (۳)، α_p اساس مقطع، F_y تنش تسلیم عضو فولادی، M_p و M_{pe} به ترتیب لنگر پلاستیک و لنگر پلاستیک کاهش یافته است. با در نظر داشتن جنس پیچ، نیروی پیش تنیدگی و ضریب اصطکاک تیرها، تعداد پیچ‌ها بر اساس نیروی پیش تنیدگی عمود بر سطح و آستانه لغزش پیچ از رابطه (۴) محاسبه می‌گردد:

$$M_{slip} = n \cdot N_b \mu_s d \quad (4)$$

در رابطه فوق، N_b ، نیروی پیش تنیدگی پیچ، μ_s ضریب اصطکاک، d ارتفاع تیر و n تعداد پیچ‌هاست.

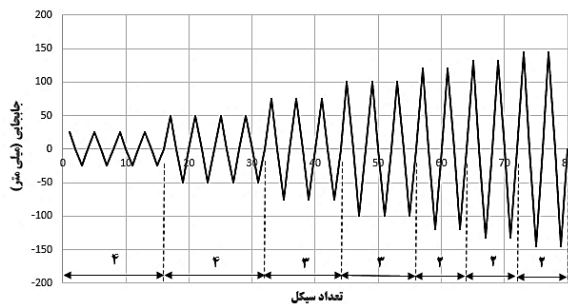
در سوراخ‌های لوبیایی معمولاً صفحات شیم را بین صفحات خارجی و با سوراخ لوبیایی کار می‌گذارند. شیم‌ها از موادی ساخته شده‌اند که در تماس با فولاد، رفتار اصطکاکی مناسبی از خود نشان می‌دهند. یک پیچ پیش بارگذاری شده، صفحات را به هم متصل می‌کند. در شکل (۸) جهت و نحوه اعمال بار را نشان می‌دهد. وقتی از اصطکاک یا نیروی لغزش از یک حد خاص تجاوز کند، صفحه با سوراخ لوبیایی بر روی صفحات خارجی می‌لغزد. بدین ترتیب، انرژی از طریق اصطکاک، تلف می‌شود. سوراخ‌های لوبیایی به شیوه‌ای ساده‌تر، اتلاف انرژی زمانی ممکن می‌شود که در اتصال پیچی اصطکاکی، لغزش نسبی بین دو صفحه رخ دهد. با این روش می‌توان بدون استفاده از بخش‌های سنگین‌تر افزایش سختی سازه، حفاظت لرزه‌ای را با هزینه‌ای به صرفه‌تر تامین کرد. طبق بررسی‌های به عمل آمده در صورت استفاده از این سیستم و با ایجاد اتلاف انرژی قابل ملاحظه در تیرهای قاب خمشی و سرگرم کردن نیروهای زلزله در نقاط از پیش تعیین شده، سازه با کمترین آسیب در حرکات رفت و برگشتی زلزله جابجا و خم شده و انرژی زیادی را جذب می‌کند و دیگر نیازی به اعمال ضوابط سخت گیرانه شکل



شکل ۸- شمای کلی قاب تحت آزمایش و جزئیات قاب

خمشی بین فیوز

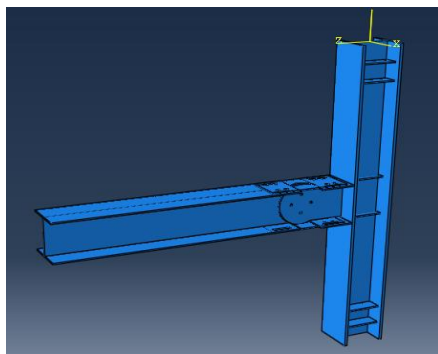
مفصل در این تیر طوری طراحی می‌شود که در برابر بارهای سرویس معمولی و زلزله‌های متوسط، با سطح ایمنی بهره برداری خوبی عمل نماید، یعنی اینکه قدرت اتصال برای نیروی خاصی طراحی می‌شود و تا زمانی که به آن نیرو نرسد، مفصل وارد عمل نشده و قاب به صورت ارتجاعی قرار می‌گیرد اما بعد از آنکه، لغزش در پیچ‌های اصطکاکی اتفاق می‌افتد، مفصل خمشی بین فیوز واقع در قاب، انرژی مناسبی را در اثر چرخش و جابجایی جذب کرده و پیوند طبیعی سازه را تغییر داده و



شکل ۱۰- بارگذاری اعمالی به سازه

مدل عددی نمونه‌ی آزمایش شده به وسیله‌ی نرم افزار ABAQUS به‌عنوان یک برنامه اجزای محدود ساخته شد. مصالح فولاد استفاده شده در تیر و ستون از جنس ST37 با تنش تسلیم و تنش نهایی ۲۴۰ و ۳۷۰ مگاپاسکال و پیچ‌های مورد استفاده در ورق‌های بال و پایین از نوع پرمقاومت با تنش تسلیم و تنش نهایی ۹۹۰ و ۱۱۶۰ مگاپاسکال در کرنش تسلیم ۰/۱۵ فرض شدند و مدول الاستیسیته تمامی نمونه‌ها ۲۰۰۰۰۰ مگاپاسکال در نظر گرفته شده است.

قاب بین فیوز یک دهانه مورد مطالعه به صورت T شکل مورد مطالعه قرار گرفت در نرم افزار اجزای محدود ABAQUS مدل‌سازی شده است. مشخصات تیر و ستون و جزئیات بین فیوز در شکل (۱۱) و جدول (۱) نشان داده شده است.



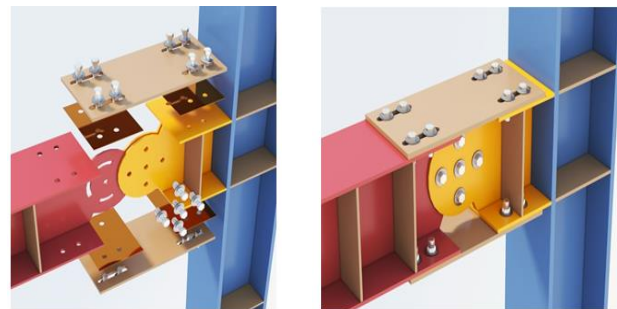
شکل ۱۱- اتصال بین فیوز مجهز به میراگر اصطکاکی در مدل سازی با نرم افزار ABAQUS

جدول ۱- ابعاد اعضای سازه‌ای

ابعاد	بال (mm)	جان (mm)
ستون	۲۵۰×۲۰	۲۶۰×۱۲
تیر	۲۵۰×۱۰	۲۸۰×۱۰

چرخه هیستریزس سازه را در حرکات متناوب، مطلوب‌تر می‌نماید.

مدل پیشنهادی در قاب‌های خمشی، برای ایجاد چرخش و جابجایی از پیش تعیین شده، با پیش بینی دو مفصل خمشی در ابتدا و انتهای تیر قرار می‌گیرد. بدیهی است این مدل یک روش ابداعی برای کنترل زلزله می‌باشد که با توجه به مساحت و تعداد طبقات برای هر سازه‌ای باید به صورت مجزا طراحی و محاسبه شود. همان‌طور که در شکل (۹)، نشان داده شده است مفصل بین فیوز در ابتدا و انتهای تیر جهت استهلاک لنگرهای خمشی و جابجایی دورانی در نزدیکی تکیه‌گاه تعبیه خواهد شد. دوران مفصل‌های خمشی مذکور توسط تعدادی از پیچ‌های پیش تنیده با قابلیت ایجاد اصطکاک بین صفحات کنترل شده‌اند تا ضمن داشتن صلبیت در قاب، پس از غلبه به نیروهای لغزشی پیچ‌ها دارای قابلیت استهلاک نیرو باشند.



شکل ۹- مدل سه بعدی بین فیوز ساخته شده

۲-۱- بارگذاری چرخه‌ای اعمال شده

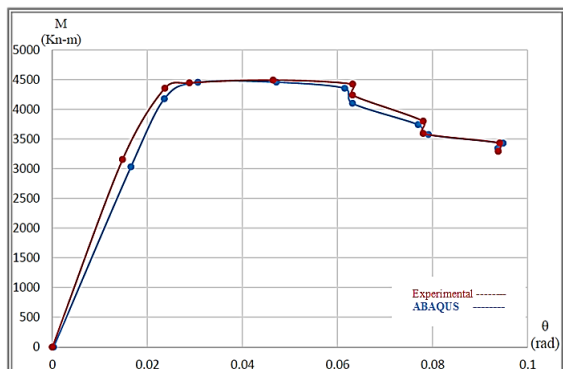
با بررسی رویه‌های بارگذاری آیین نامه‌های طراحی مشاهده می‌شود که تکرار یک یا چند سیکل برای در نظر گرفتن خستگی در نمونه‌های آزمایشگاهی بوده و مدل‌سازی در نمونه‌های اجزای محدود اثری قابل صرف نظر کردن دارد. تاریخچه بارگذاری پیشنهادی AISC، با اعمال سیکل‌های متوالی مطابق شکل (۱۰) به سازه اعمال می‌شود.

۳- مطالعات عددی

به هنگام خمش، تا زمانی که نیروهای بال تیر به سطح لغزش اتصالات لغزشی برسند، اتصال مذکور مانند یک اتصال ارتجاعی صلب عمل می‌کند. تیر با یک گشتاور ثابت به دور پیچ‌های مرکزی جان تیر می‌چرخد تا وقتی که پیچ‌ها به انتهای شیارهای خود برسند.

سیکل‌های مختلف نشان داده شده است.

برای کنترل چرخش مفصل از پیش ساخته شده مذکور، از ظرفیت اصطکاک ورق‌های بالا و پایین تیر استفاده شده است. ورق‌های مذکور با سوراخ‌های لوبیایی و با تعداد پیچ‌های لازم به بال‌های بالا و پایین تیرهای طرفین، متصل می‌شود.



شکل ۱۳- مقایسه منحنی پش‌اور نتایج آزمایشگاهی و عددی

این ورق‌ها می‌بایست نیروهای ناشی از زوج نیروهای لنگر پلاستیک در محل مفصل را تحمل کنند و آستانه لغزش پیچ‌ها می‌بایست کمی کمتر از این زوج نیروها باشد.

طبق بررسی‌های به عمل آمده در صورت استفاده از این سیستم و با ایجاد اتلاف انرژی قابل ملاحظه در تیرهای قاب خمشی و سرگرم کردن نیروهای زلزله در نقاط از پیش تعیین شده، سازه با کمترین آسیب در حرکات رفت و برگشتی زلزله جابجا و خم شده و انرژی زیادی را جذب می‌کند و دیگر نیازی به اعمال ضوابط سخت گیرانه شکل پذیری در اعضا و اتصالات و یا افزایش غیر اقتصادی ابعاد تیر ستون نخواهیم بود که نتیجتاً ضمن صرف جویی در مصرف مصالح مصرفی و اقتصادی شدن طرح، نقاط محتمل در ضعف‌های سازه‌ای را جبران خواهد نمود و به میزان قابل توجهی پاسخ‌های لرزه‌ای از جمله جابجایی شتاب و برش پایه زلزله را کاهش خواهد داد. همچنین مفصل در این تیر طوری طراحی می‌شود که در برابر بارهای سرویس معمولی و زلزله‌های متوسط، با سطح ایمنی بهره برداری خوبی عمل نماید، یعنی اینکه قدرت اتصال برای نیروی خاصی طراحی می‌شود و تا زمانی که به آن نیرو نرسد، مفصل وارد عمل نشده و قاب به صورت ارتجاعی قرار می‌گیرد اما بعد از آن‌که، لغزش در پیچ‌های اصطکاکی اتفاق می‌افتد، مفصل خمشی واقع در قاب، انرژی مناسبی را در اثر چرخش و جابجایی جذب کرده و پیوند طبیعی سازه را تغییر داده و چرخه

به‌منظور دست یابی به مش بندی بهینه برای سازه در تحلیل عددی، ۵ حالت مطابق جدول برای بررسی ابعاد مش بندی به کار گرفته شده است که در جدول (۲)، نشان داده شده است. با توجه به این نتایج، تفاوت مابین مش‌بندی‌های ۴ و ۵ ناچیز مشاهده شده است. از این‌رو در محاسبات از مش نوع ۴ استفاده شده است. المان‌های سالیید هشت گره‌ای و به‌صورت انتگرال کامل (C3D8)، برای مدل‌سازی قطعات از جمله جوش‌ها استفاده گردید.

جدول ۲- نتایج آنالیز حساسیت برای مش‌بندی

پارامتر	Mu (kN.m)	خطا (% نسبت به مدل ۵)
۱ (۰/۱-۰/۰۵-۰/۰۳) m	۶۶۶	۲۳/۷
۲ (۰/۰۵-۰/۰۲۵) m	۶۴۱/۸	۲۰/۸
۳ (۰/۰۵-۰/۰۲۵-۰/۰۱۵) m	۵۵۱/۴	۷/۸
۴ (۰/۰۵-۰/۰۲۵-۰/۰۱) m	۵۰۹/۲	۰/۲
۵ (۰/۰۴-۰/۰۲-۰/۰۱) m	۵۰۸/۲	-

۴- بررسی نتایج

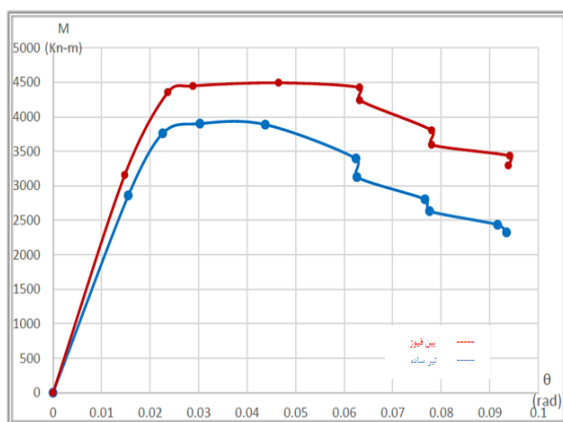
در این پژوهش، رفتار مدل پیشنهادی در مفصل خمشی بکار رفته در قاب‌های خمشی در محدوده تغییر شکل‌های مورد نیاز سازه‌ها در بارگذاری رفت و برگشتی به‌صورت تحلیلی و آزمایشگاهی مورد بررسی قرار گرفته است. در شکل (۱۲)، عملکرد مدل حاضر را تحت بارگذاری چرخه‌ای نشان می‌دهد.



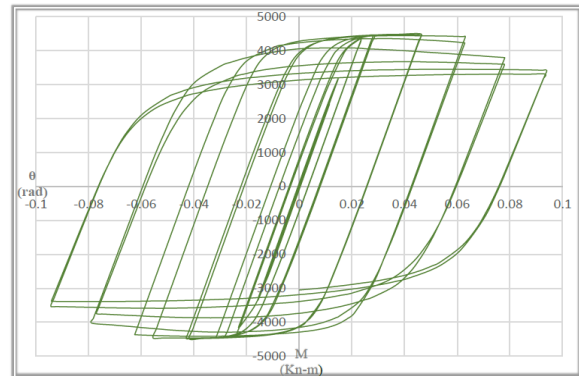
شکل ۱۲- عملکرد دورانی سازه موردنظر

در شکل (۱۳)، مقایسه عملکرد مفصل پیشنهادی نتایج آزمایشگاهی و تحلیل اجزای محدود تحت بار چرخه‌ای در

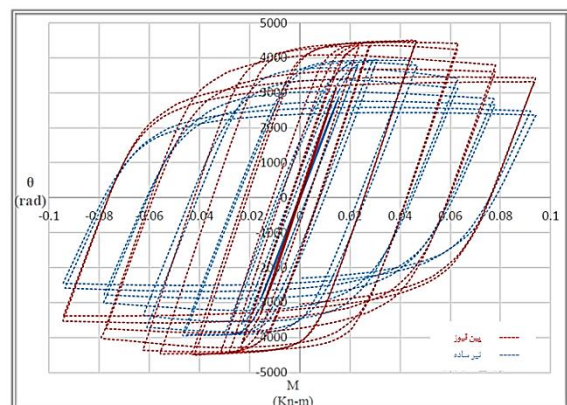
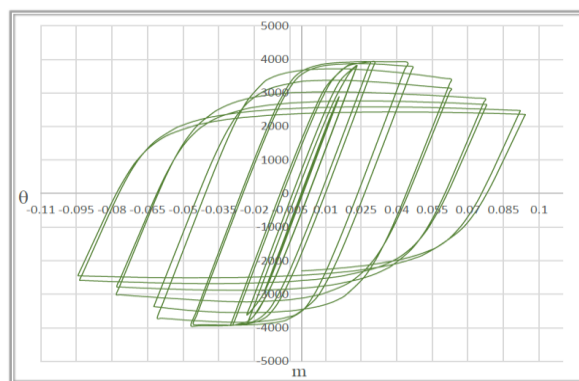
با توجه به نتایج مشاهده می‌شود که در هر دو حالت، نمودارها از تقارن مناسبی برخوردار هستند که این مورد یکتواختی رفتار سازه تحت بارگذاری متناوب را نشان می‌دهد. از طرفی با توجه به نتایج، میزان کاهش سختی و زوال مقاومت در سازه پین فیوز کمتر از تیر ساده بوده است که نشان دهنده جذب انرژی بیشتر در این حالت است. همان طور که در این منحنی مشاهده می‌شود، میزان جذب انرژی و مقاومت نهایی در سازه پین فیوز بیشتر بوده که می‌توان گفت با توجه به درگیر نبودن جان سازه در لنگر خمشی وارده بر تیر سبب از بین رفتن اندرکنش مولفه‌های نیرویی و تغییر مکانی بال و جان تیر می‌شود پایداری بیشتر در مفصل پلاستیک شده است.



شکل ۱۴- منحنی هیستریزس مدل پین فیوز



شکل ۱۵- منحنی هیستریزس مدل تیر ساده



شکل ۱۶- مقایسه دو نمودار (M-q) برای مدل‌های تیر ساده و پین فیوز

شکل ۱۷- مقایسه منحنی پوش برای مدل‌های تیر ساده و پین فیوز

همان طور که در منحنی شکل (۱۷) مشاهده می‌شود، میزان جذب انرژی و مقاومت نهایی در سازه پین فیوز بیشتر بوده که می‌توان گفت با توجه به درگیر نبودن جان سازه در لنگر خمشی وارده بر تیر سبب از بین رفتن اندرکنش مولفه‌های نیرویی و تغییر مکانی بال و جان تیر می‌شود پایداری بیشتر در مفصل پلاستیک شده است. در جدول (۳)، مقایسه پارامتری موارد مورد ارزیابی قرار گرفته است.

جدول ۳- مقایسه پارامترهای اتصال پین فیوز با تیر معمولی

نام مدل	شکل پذیری	جذب انرژی (N/m)	مقاومت نهایی (N)	سختی (N/m)	لنگر ماکزیمم (kN.m)
پین فیوز	۹.۱۱۱۸	۶/۱۰E۴	۷۰۷۹۴۵	۶۵۴۰۶۸۸۰	۴۵۱۳
تیر معمولی	۶.۸۱	۳/۷۰E۴	۵۷۱۱۲	۵۴۲۲۰۳۴	۳۹۰۲

مفصل را تحمل کرده است. در مدل ارائه شده آستانه لغزش پیچ‌ها کمی کمتر از این زوج نیروها بوده است.

۵- مشاهده گردید با استفاده از مدل پیشنهادی، تا حدود ۰/۰۴ رادیان، تیر و ستون در ناحیه الاستیک نگه داده می‌شود و این یک حد الاستیک بسیار بالایی است.

۶- نتایج مقایسه منحنی‌های هیستریزس مدل‌ها نشان می‌دهد در ابتدای بارگذاری سختی هر دو اتصال تقریباً مشابه بوده ولی در ادامه مقاومت اتصال پین فیوز و شکل پذیری به ترتیب ۱۱ و ۶ درصد افزایش یافته است، از طرفی ظرفیت تغییر مکان جانبی و جذب انرژی و سختی پیچشی بهتری در اتصال پین فیوز مشاهده شده است. همچنین از کمناش‌های موضعی و پیچشی جلوگیری کرده و سازه را بدون آسیب دیدگی در حد ارتجاعی نگه داشته است.

۶- مراجع

[۱] مهدی‌پور گنجی، ع. (۱۳۹۰)، "بکارگیری روش‌های تحلیل غیر خطی در ارزیابی لرزه‌ای ساختمان‌های فولادی قاب خمشی"، اولین همایش منطقه‌ای عمران و معماری.

[۲] رئیسی دهکردی، م. و علیزاده اسفیوخی، م. (۱۳۹۲)، "ارزیابی آسیب پذیری سازه‌های فولادی بر اساس دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای"، همایش ملی مهندسی عمران کاربردی و دستاوردهای نوین.

[3] Muto, K., (1969), "Earthquake resistant design of 36-storied Kasumigaseki building", Proc. 4th World Conf. Earthq. Eng. Vol. 3, pp. 16-33. <http://www.mendeley.com>.

[4] Kelly, J.M., Skinner, R.I. and Heine, A.J. (1972), "Mechanisms of energy absorption in special devices for use in earthquake resistant structures", Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, Vol. 5, pp.63-88.

[5] Skinner, R.I., Kelly, J.M. and Heine, A.J. (1974), "Hysteretic dampers for earthquake-resistant structures", Earthquake engineering & structural dynamics, Vol. 3, pp. 287-296.

[6] Higashi, Y., Endo, T. and Shimizu, Y. (1984), "Experimental studies on retrofitting of reinforced concrete building frames", Proceedings of the Eighth World Conference on Earthquake Engineering, Vol. 1, San Francisco-California-U.S.A.:21-28, pp. 477-484.

[7] Kawamata, S. and M. Ohnuma (1981), "Strengthening effect of eccentric braces to existing reinforced concrete frames", Proceedings of the Second Seminar on Repair and Retrofit of Structural; Ann Arbor, Mich.National Science Foundation, pp, 262-269.

[8] Ohishi, H., Takahashi, M. and Yamazaki, Y. (1988), "A seismic strengthening design and practice of an existing reinforced concrete school building in Shizuoka city", In Proceedings of the ninth world conference on earthquake engineering, Vol. 7, pp. 415-20.

[9] Sugano, S. and M. Fujimura (1980), "Seismic strengthening of existing reinforced concrete building", Proceedings of Seventh World Conference on Earthquake Engineering, Turkey, Vol. 4, pp, 449-456.

[10] Pachideh, G., Kafi, M. and Gholhaki, M. (2020),

در مدل پین فیوز، اولین جاری شدگی در دوران ۰/۸ درصد و تا دوران ۹/۶۶ درصد بارگذاری ادامه پیدا کرده است. نه تنها تغییری در رفتار اتصال و میزان شکل پذیری رخ نمی‌دهد بلکه افزایش ظرفیت بارگذاری مشاهده شده است که به دلیل شکل پذیری بالای اتصال است.

۵- نتیجه گیری

با نگاهی به اتصالات خمشی در زلزله‌های پیشین مشاهده گردید که بدلیل اتصال بال به جان در تیرها، اندرکنش مناسبی برای جلوگیری از کمناش جانبی پیچشی و نرسیدن به مفصل پلاستیک، عملکرد مناسبی نداشته‌اند. اکثر مستهلک کننده‌ها در اعضای مهاربندی استفاده شده است لذا در این پژوهش، مدل پیشنهادی نحوه استهلاک در قاب‌های خمشی به دلیل عدم اتصال جان و تیر، مورد بررسی قرار گرفته است. در پایان می‌توان این اتصال پین فیوز اصطکاک را با همین جزئیات در حالت جاری شونده‌گی بال‌های بالا و پایین آزمایش نمود.

با بررسی نتایج موجود تحلیل‌های آزمایشگاهی و عددی موارد زیر مشاهده گردید:

۱- دوران مفصل‌های خمشی مذکور توسط تعدادی از پیچ‌های پیش تنیده با قابلیت ایجاد اصطکاک بین صفحات کنترل شده‌اند تا ضمن داشتن صلبيت در قاب، پس از غلبه به نیروهای لغزشی پیچ‌ها دارای قابلیت استهلاک نیرو باشند.

۲- استفاده از این نوع سیستم نیاز به تکنولوژی و فن‌آوری خاصی ندارد و با مصالح و نیروهای فنی موجود به راحتی می‌توان آن را ساخته و در انواع سازه‌های فولادی در ساختمان‌ها و پالایشگاه‌ها استفاده نمود و از واردات میراگر از کشورهای خارجی که هزینه‌های سنگینی دارد جلوگیری به عمل خواهد آورد.

۳- فیوز استفاده شده در این تیر، هدف اصلی فلسفه طراحی را برآورده کرده و با جذب و استهلاک میزان زیادی انرژی از شکل پذیری مطلوبی در سازه برخوردار بوده است.

۴- با ایجاد مفصل خمشی از پیش ساخته شده، قطعیت تشکیل مفصل در نزدیکی اتصال، حاصل می‌شود حال باید چرخش این مفصل را کنترل کرد. برای کنترل چرخش مفصل از پیش ساخته شده مذکور، از ظرفیت اصطکاک ورق‌های بالا و پایین تیر استفاده شده است. ورق‌های مذکور با سوراخ‌های لوبیایی و با تعداد پیچ‌های لازم به بال‌های بالا و پایین تیرهای طرفین، متصل شده است که نیروهای ناشی از زوج نیروهای لنگر پلاستیک در محل



- [24] Tagawa, H., Yamanishi, T., Takaki, A. and Chan, R.W. (2016), "Cyclic behavior of seesaw energy dissipation system with steel slit dampers", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 117, pp.24-34.
- [25] Aghlara, R., Tahir, M.M. and Adnan, A.B. (2018), "Experimental study of pipe-fuse damper for passive energy dissipation in structures", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 148, pp. 351-360.
- [۲۳] احمدی، م.، مکاری رحم دل، ج. و احمدی، م. (۱۳۹۱)، "بکارگیری اتصالات پیچی اصطکاکی با سوراخ لوبیایی در ورق‌های گیرداری سازه‌های فولادی برای افزایش میرایی"، *نهمین کنگره بین المللی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی اصفهان*.
- [۲۴] رضایی، ر. و نقی پور، م. (۱۳۹۳)، "مقایسه منحنی لنگر-دوران اتصال تیر به ستون pin fuse و RBS در سازه‌های فولادی"، *اولین کنفرانس ملی مهندسی عمران و توسعه پایدار ایران*.
- [۲۵] صالح، ا.، زهرائی، س.م. و میرقادری، س.ز. (۱۳۹۴)، "مطالعه آزمایشگاهی اتصال نوین قاب خمشی فولادی با مقطع کاهش مقاومت یافته توسط جان لوله‌ای در تیرهای کوتاه"، *ششمین کنفرانس ملی سازه و فولاد*.
- "Evaluation of cyclic performance of a novel bracing system equipped with a circular energy dissipater", *Structures*, Vol. 28, pp. 467-481.
- [11] Pachideh, G., Gholhaki, M. and Kafi, M. (2020), "Experimental and numerical evaluation of an innovative diamond-scheme bracing system equipped with a yielding damper", *Steel and Composite Structures*, Vol. 36, pp. 197-211.
- [12] Kheyroddin, A., Gholhaki, M. and Pachideh, G. (2019), "Seismic evaluation of reinforced concrete moment frames retrofitted with steel braces using IDA and pushover methods in the near-fault field", *Journal of Rehabilitation in Civil Engineering*, Vol. 7, pp. 159-173.
- [13] Oh, S.H., Kim, Y.J. and Ryu, H.S. (2009), "Seismic performance of steel structures with slit dampers", *Engineering structures*, Vol. 31, pp.1997-2008.
- [14] Khoshnoodian F. and Kiani M. (2010), "Seismic performance of steel slit dampers in steel structurals with special moment frames", *First National Conference on Structure, Earthquake and Geotechnics, Babolsar. (In Persian)*
- [15] Najari Varzaneh, M., Hosseini, M. and Akbarpoor, A. (2014), "The study of EADAS elliptical steel damper function in seismic resisting of steel frames", *Journal of Rehabilitation in Civil Engineering*, Vol. 2, pp. 40-45.
- [16] Fintel, M. and Ghosh, S.K. (1981), "The structural Fuse: An inelastic approach to earthquake-resistant design of buildings", *Civil Engineering-ASCE*, Vol. 51, pp.48-51.
- [17] Chan, R.W., Albermani, F. and Williams, M.S. (2009), "Evaluation of yielding shear panel device for passive energy dissipation", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 65, pp.260-268.
- [18] Tremblay, R., St-Onge, E., Rogers, C., Morrison, T., Legeron, F., Desjardins, E., Tirca, L., Gray, M., Christopoulos, C. and Packer, J. (2011), "Overview of ductile seismic brace fuse systems in Canada", *In EUROSteel Conf*, pp. 939-945.
- [19] Wada, A., Connor, J.J., Kawai, H., Iwata, M. and Watanabe, A. (2010), "Damage tolerant structures", *In 5th U.S.-Japan Work. Improv. Struct. Des. Constr. Pract. ATC- 15-4*, pp. 27-39.
- [20] Wada, A. and Huang, Y. (2016), "Preliminary seismic design of damage tolerant tall building structures", *In Proc., Symp. a New Dir. Seism. Des., Architectural Institute of Japan Tokyo*. pp. 77-93.
- [21] Wada, A. and Huang, Y. (2015), "Damage-controlled structures in Japan", *In US-Japan Work, Performance-Based Earthq. Eng. Methodol. Reinf. Concr. Build. Struct*, pp. 279-89.
- [22] Aiken, I., Clark, P., Tajirian, F., Kasai, K. and Kimura, I. (2017), "Unbonded braces in the United States-design studies, large-scale testing, and the first building application", *In: Symp. Passiv. Control Struct. Tokyo Inst. Technol.* p. 203-17.
- [23] Lor, H.A., Izadinia, M. and Memarzadeh, P. (2018), "Experimental and numerical study of I-shape slit dampers in connections", *Latin American Journal of Solids and Structures*, Vol. 15.

پی نوشت

- ¹ Structural Engineering Association of California (SEAOC)
- ² Federal Emergency Management Agency (FEMA)
- ³ Helipers controls
- ⁴ Rexroth
- ⁵ Slotted Bolted Connection (SBC)



ارزیابی توانمندی مدل قاب جایگزین جهت تعیین نسبت مرز فروپاشی قاب های خمشی فولادی

سارا فرزانه^۱، حر خسروی^{۲*}

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی، بابل

۲- استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی، بابل

* بابل، صندوق پستی ۴۷۱۴۸۷۳۱۱۳، khosravi@nit.ac.ir

چکیده

در سال های اخیر آنالیزهای دینامیکی به عنوان یک ابزار مناسب در حوزه کارهای مهندسی زلزله، مورد توجه قرار گرفته است. از طرف دیگر تعداد آنالیزهای مورد نیاز چه در حوزه تحقیق و چه در حوزه طراحی رشد روزافزونی یافته است. به طوری که در بعضی از حوزه های تحقیق با رویکرد احتمالاتی، تاب آوری یا بهینه سازی نیاز به آنالیزهای بسیار حجیم دینامیکی غیرخطی می باشد. بدیهی است انجام چنین حجمی از تحلیل ها دارای هزینه محاسباتی بسیار بالایی بوده و به زمان تحلیل زیادی نیاز دارد. یکی از راهکارهای موثر برای رفع این مشکل، استفاده از مدل های ساده شده ای است که با دقت مناسب و قابل قبول در مقایسه با مدل دارای جزئیات، زمان فرآیند تحلیل را به میزان قابل توجهی کاهش می دهند. در این تحقیق به منظور تعیین نسبت مرز فروپاشی سازه ها، سه مدل با تعداد طبقات ۱۲، ۲۰ و ۲۸ طبقه در نظر گرفته شده است. با انجام تحلیل دینامیکی فزاینده بر روی مدل با جزئیات و مدل قاب جایگزین، شتاب فروریزش آن ها و نسبت مرز فروپاشی آن ها محاسبه شده است. نتایج نشان می دهد مدل قاب جایگزین با میزان خطای ۳ درصد، نسبت مرز فروپاشی را نشان می دهد، و همچنین زمان انجام آنالیز را نیز به طور متوسط ۲/۵ کاهش می دهد.

واژگان کلیدی

مدل قاب جایگزین، تحلیل دینامیکی فزاینده، نسبت مرز فروپاشی (CMR)، مدل ساده شده

Robustness evaluation of Substitute Frame for determination of collapse margin ratio in steel moment frames

S. Farzaneh, H. Khosravi

Abstract

In recent years, dynamic analysis has been considered as an appropriate tool in the earthquake engineering field. On the other hand, the number of analyzes required in the research and design field has grown. So, in some fields of research with a probabilistic approach, resilience or optimization, requires extensive nonlinear dynamic analyses. Performing such a mass analysis has a very high computational cost and requires a lot of analysis time. One of the practical solutions to this problem is the use of simplified models that significantly reduce the total analysis time with appropriate and acceptable accuracy compared to the detailed model. In this research, in order to determine the collapse margin ratio of structures, three 8-, 12-, and 20- story buildings have been considered. By performing the incremental dynamic analysis (IDA) on the detailed model and the substitute frame model, their collapse intensities and collapse margin ratio have been calculated. The results show that the substitute frame model determines the collapse margin ratio with an error rate of 3%, and also reduces the analysis time by an average of 2/5%.

Keywords

Substitute frame, Incremental dynamic analysis, Collapse margin ratio, Simplified model

امروزه استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده، در بسیاری از کارهای پژوهشی گسترش یافته است. از طرفی زمان انجام این تحلیل قابل توجه است. برای رفع این مشکل می‌توان از ابزار کامپیوترهایی استفاده کرد که قدرت پردازش بالایی دارند و با سرعت بیشتری، این تحلیل انجام شود. ولی با توجه به اینکه سیستم‌های با پردازنده‌های قوی در اختیار همه افراد قرار ندارند و همچنین تعداد آنالیزهای مورد نیاز به طور روز افزون در حال افزایش است باید از راهکار دیگری استفاده کرد. برای رفع این مشکل می‌توان از مدل‌های ساده شده‌ای استفاده کرد که ضمن دقت بالا و مناسب، زمان انجام تحلیل را نیز به میزان قابل توجهی کاهش می‌دهند. مدل‌های ساده شده برای سیستم قاب خمشی را می‌توان به سه دسته‌ی مدل گسسته، مدل تیر پیوسته و مدل قاب‌های ساده شده تقسیم کرد. مدل‌های گسسته از سال ۱۹۷۰ جز اولین مدل‌هایی بودند که برای انجام آنالیزهای حجیم از آن‌ها استفاده می‌شد، در این مدل‌ها از تغییر شکل‌های خمشی صرف نظر می‌شد [۳-۱].

Iwan [۴] و Huang [۵] با استفاده از مدل تیر پیوسته طیف تغییر مکان نسبی را برای رکوردهای حوزه نزدیک به دست آوردند. Trifunac معادله تیر برشی را به روش‌های مختلف حل کرد [۶]. Miranda مدل خمشی-برشی را برای تخمین پاسخ لرزه‌ای سازه ارائه داد در این مدل دو تیر یکی با رفتار خمشی و دیگری با رفتار برشی به وسیله عضو دو سرمفصل به هم متصل شده‌اند که از نظر تغییر شکل محوی صلب می‌باشد. او یک مدل ۱۰ طبقه را به روش آنالیز استاتیکی معادل ارزیابی کرد و میزان تغییر مکان بام و همچنین میزان تغییر مکان ماکزیمم طبقات را با هم مقایسه نمود [۷]. Miranda و Akkar [۸] و Khosravi و Khaloo [۹] با آنالیز مودال مدل تیر خمشی-برشی، پاسخ الاستیک سازه را مورد بررسی قرار دادند.

استفاده از مدل‌های قاب ساده شده برای تحلیل دینامیکی غیرخطی قاب خمشی، به مدل استخوان ماهی^۱ برمی‌گردد که دارای سابقه طولانی در مقالات ژاپنی است. این مدل اولین بار توسط Nakashima و همکارانش در سال ۲۰۰۲ تحت عنوان قاب عمومی^۲ در ژورنال‌های انگلیسی زبان معرفی شد. در مدل‌های ساده شده با فرض چرخش یکسان تمامی گره‌ها و با استفاده از مفهوم سختی موازی اعضا، یک قاب چند دهانه را به یک قاب یک دهانه تبدیل می‌کند. شکل (۱-ب). آن‌ها مدل قاب عمومی را برای قاب خمشی فولادی ارائه دادند که توانست توجه زیادی را جلب کند. ساختار مدل Nakashima به این

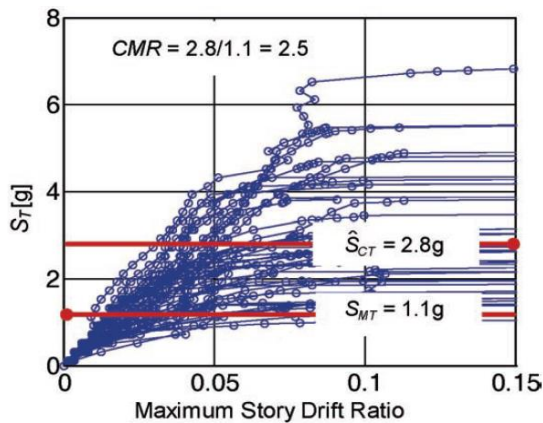
صورت بود که ستون طبقه به صورت یک المان الاستیک مدل می‌شود و دوسر آن‌ها بصورت فنرهایی که به گره طبقه متصل می‌باشد، مدل‌سازی شده‌اند [۱۰].

Khaloo و Khosravi مدل استخوان ماهی ارائه شده توسط ناکاشیما را اصلاح کردند و مدل استخوان ماهی اصلاح شده^۳ را ارائه دادند شکل (۱-ج). آن‌ها با اضافه کردن المان‌های خرابایی در دو طرف ستون تغییر شکل‌های خمشی قاب را در نظر گرفتند و همچنین رفتار غیرخطی المان‌ها را اصلاح کردند [۱۱].

Soleimani و همکارانش در سال ۲۰۱۹ با در نظرگیری اثر زوال بروی رفتار قاب خمشی بتنی، مدل قاب جایگزین^۴ را ارائه دادند. شکل (۱-د). در این مدل با فرض اینکه چرخش در گره‌ها با هم برابر نیستند، نقطه عطف محدود به وسط دهانه نمی‌شود. و همچنین اضافه نیرویی که بر اثر تفاوت برش دو سر تیر در مدل‌های قبلی وجود داشت، ایجاد نمی‌شود. مدل قاب جایگزین برای سازه‌های فولادی تفاوت چندانی با مدل استخوان ماهی اصلاح شده ندارد [۱۲]. حقیقت و شریفی به ارزیابی مدل اصلاح شده استخوان ماهی برای قاب‌های نامنظم پرداختند. آن‌ها انواع نامنظمی مانند تفاوت در ابعاد دهانه‌ها، تفاوت در سختی، تفاوت در جرم طبقه را در نظر گرفتند [۱۳]. Zhe و همکارانش مدل استخوان ماهی را برای قاب خمشی بتنی با مقطع فایبر ارزیابی کردند و نتایج آن‌ها نشان داد که مدل استخوان ماهی نتایج دقیق و قابل قبولی برای قاب خمشی بتنی دارد [۱۴]. همچنین تاکنون در تحقیقات متعدد، به اصلاح مدل قاب جایگزین برای دهانه‌های نامساوی پرداختند و مدل اصلاح شده‌ای ارائه دادند که برای دهانه‌های نامساوی هم قابل استفاده باشد [۱۵-۱۷]. تا کنون از مدل‌های ساده شده در تحقیقات متعدد، برای انجام آنالیزهای گسترده به طور مثال در تعیین الگوریتم‌های بهینه سازی، انجام تحلیل دینامیکی فزاینده استفاده شده‌است [۱۸-۲۲]. یکی از اهداف آیین نامه‌های طراحی لرزه‌ای جدید، بررسی عملکرد سازه‌ها در سطح فروریزش سازه است که با انجام تحلیل دینامیکی فزاینده انجام می‌شود. با توجه به اینکه انجام تحلیل دینامیکی فزاینده به ازای تعداد رکورد مشخصی می‌تواند بسیار زمان‌بر باشد، می‌توان برای رفع این مشکل از مدل‌های ساده شده‌ای استفاده کرد که ضمن اینکه زمان انجام آنالیز را کاهش می‌دهند، از دقت بسیار بالایی برخوردارند. بنابراین، هدف این تحقیق بررسی عملکرد و توانمندی مدل قاب جایگزین که یک مدل ساده شده برای سیستم قاب خمشی است، در سطح فروریزش سازه می‌باشد. بدین منظور سه سازه به صورت قاب اصلی و قاب جایگزین

تعیین ظرفیت فروریزش سازه‌ها دارد و با توجه به مقدار آن می‌توان در مورد ظرفیت فروریزش سازه‌ها اظهار نظر کرد. در این تحقیق به منظور ارزیابی عملکرد مدل قاب جایگزین در تعیین نسبت مرز فروپاشی سازه از این روش استفاده شده‌است.

$$CMR = \frac{S_{CT}}{S_{MT}} \quad (1)$$



شکل ۲- تعیین S_{CT} و CMR با استفاده از نمودار تحلیل دینامیکی فزاینده [۲۳]

۳- مدل‌سازی

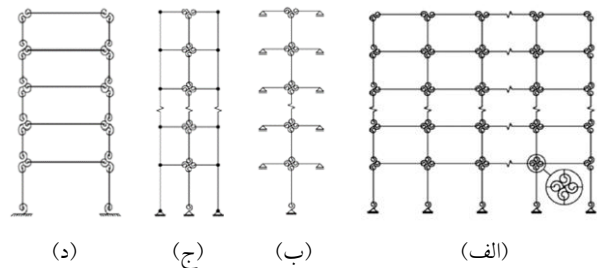
۳-۱- مدل‌های ساختمانی

در این تحقیق ۳ مدل با تعداد طبقات ۸، ۱۲ و ۲۰ در نظر گرفته شده‌است. تمامی مدل‌ها همانند شکل (۳) دارای پلان و ابعاد و تعداد دهنه‌ها مساوی می‌باشند. پلان در هر دو جهت دارای ۵ دهانه می‌باشد. ارتفاع طبقه اول مدل‌ها ۴/۶ متر و بقیه طبقات ۴ متر است. مدل‌های مورد استفاده در این تحقیق از نوع سیستم قاب خمشی فولادی با شکل‌پذیری ویژه و از نوع قاب پیرامونی هستند که در منطقه لس آنجلس در جنوب غربی آمریکا واقع شده‌اند.

طراحی مدل‌های ساختمانی با توجه به خاک نوع D و سطح خطرپذیری بالا و مقادیر شتاب $S_{DS} = 1g$ و $S_{D1} = 0.7g$ انجام شده‌است. مقدار بار مرده تمامی طبقات 440 kg/m^2 و مقدار بار زنده برای طبقه بام 100 kg/m^2 و برای سایر طبقات 245 kg/m^2 در نظر گرفته شده‌است.

همچنین بار دیوارها به صورت پیرامونی و به مقدار 370 kg/m لحاظ شده‌است. مقدار بار جانبی زلزله برای هر مدل با توجه به شرایط و خصوصیات آن متفاوت بوده و به صورت جداگانه محاسبه می‌شوند. مقاطع مورد استفاده برای تیر و ستون

مدل‌سازی می‌شوند و با انجام تحلیل دینامیکی فزاینده و محاسبه نسبت مرز فروپاشی دو مدل، در مورد دقت مدل قاب جایگزین در سطح فروریزش سازه بحث می‌شود. همچنین سرعت مدل قاب جایگزین نیز در انجام تحلیل دینامیکی فزاینده برای محاسبه نسبت مرز فروپاشی سازه مورد ارزیابی قرار می‌گیرد.

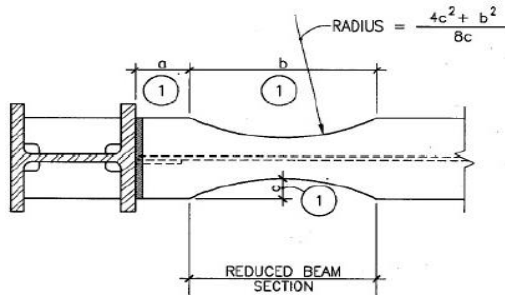


شکل ۱- (الف) مدل قاب با جزئیات، (ب) مدل استخوان ماهی، (ج) مدل استخوان ماهی اصلاح شده و (د) مدل قاب جایگزین [۱۲]

۲- محاسبه نسبت مرز فروپاشی سازه مطابق دستورالعمل FEMA P695

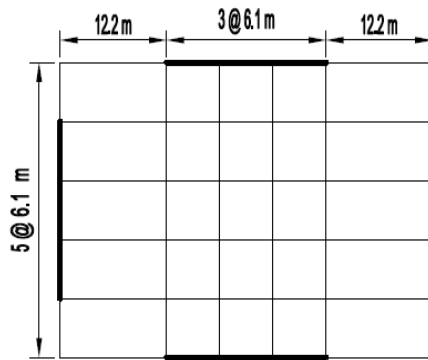
در سال ۲۰۰۹ دستورالعمل FEMA P695 [۲۳] تحت عنوان کمی‌سازی فاکتورهای پاسخ لرزه‌ای سازه‌ها به منظور تعیین ظرفیت فروریزش مدل‌های ساختمانی منتشر شد. مطابق این دستورالعمل، مدل‌ها باید با استفاده از دسته رکوردهای مشخص تحت تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده^۵ قرار بگیرند. در این روش شتاب‌های وارد بر سازه بصورت تصاعدی افزایش می‌یابد تا سازه به نقطه فروریزش، که به صورت مقدار مشخصی از تغییرمکان نسبی تعریف می‌شود، برسند. با انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی به ازای هر شتاب، مقدار ماکزیمم تغییرمکان نسبی از میان تمامی طبقات مشخص می‌شود و نقطه شتاب و ماکزیمم تغییرمکان نسبی به عنوان یک نقطه از منحنی تحلیل دینامیکی فزاینده معرفی می‌شود. با در نظر گرفتن تعداد مشخصی از این جفت نقاط و ترسیم منحنی بین این نقاط، نمودار تحلیل دینامیکی فزاینده به دست می‌آید. نتایج حاصل از این تحلیل به صورت نمودار شتاب - تغییرمکان نسبی ترسیم می‌شود. با تعریف معیاری برای فروریزش سازه، شتابی که در آن نیمی از رکوردها فروریزش می‌کنند، همانند شکل (۲) به عنوان S_{CT} یا شتاب فروریزش معرفی می‌شود و همچنین شتاب طیف (MCE) که مقادیر آن ۱/۵ برابر طیف طرح است، در پیوند سازه (S_{MT}) مشخص می‌شود و پارامتر نسبت مرز فروپاشی^۶ با توجه به رابطه (۱) تعیین می‌شود. این پارامتر نقش اساسی در

کلی تیر و پارامتر c برابر با $0/25$ برابر پهنای بال تیر، مقطع کاهش یافته تعریف شده است.



شکل ۴- هندسه تیر با مقطع کاهش یافته [۲۳]

برای طراحی مدل‌ها از نرم افزار ایتبس استفاده شده است. با توجه به اینکه سیستم قاب خمشی سختی کمی دارد، مقاطع تیرها بر اساس کنترل تغییرمکان نسبی طبقات تعیین می‌شوند و مقاطع ستون بر اساس ظرفیت (ترکیب بار عادی، ترکیب بار تشدید یافته و ضابطه تیر ضعیف-ستون قوی) تعیین می‌شوند. مقاطع تیر، ستون‌های داخلی و خارجی مدل‌های طراحی شده در جدول (۱) آورده شده است.



شکل ۳- پلان مدل‌های طراحی شده

از نوع بال پهن (مقاطع W) از رده‌ی ASTM A992 با تنش تسلیم ۳۵۵ مگاپاسکال و مدول الاستیسیته ۲۰۰ گیگاپاسکال می‌باشد. همچنین نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم تعیین شده فولاد، $1/1$ در نظر گرفته شده است.

تیرهای باربر جانبی به صورت تیر با مقطع کاهش یافته^۷ در نظر گرفته شده‌اند که مشخصات این اتصال با استفاده از شکل (۴) قابل تعریف است. در این مقاله با فرض پارامتر a برابر با $0/625$ برابر پهنای بال تیر، پارامتر b برابر با $0/75$ برابر عمق

جدول ۱- مقاطع تیر و ستون مدل‌های طراحی شده

مدل	تیرها		ستون‌های داخلی		ستون‌های خارجی	
	طبقه	مقطع	طبقه	مقطع	طبقه	مقطع
طبقه ۸	۱-۲	W30x108	۱-۲	W24x192	۱-۲	W24x192
	۳-۴	W30x124	۳-۴	W24x176	۳-۶	W24x146
	۵-۶	W27x94	۵-۶	W24x162	۷-۸	W24x84
	۷-۸	W21x68	۷-۸	W24x131	-	-
طبقه ۱۲	۱-۲	W30x124	۱-۴	W30x261	۱	W30x357
	۳-۴	W30x191	۵-۸	W30x211	۲	W30x292
	۵-۷	W30x173	۹-۱۰	W30x173	۳-۴	W30x261
	۸-۱۰	W27x146	۱۱-۱۲	W30x116	۵-۷	W30x191
	۱۱-۱۲	W24x68	-	-	۸-۱۰	W30x148
طبقه ۲۰	۱-۲	W36x170	۱-۱۰	W36x361	۱-۵	W36x652
	۳-۵	W36x231	۱۱-۱۵	W36x330	۶-۷	W36x529
	۶-۸	W36x256	۱۶-۱۸	W36x282	۸-۱۰	W36x441
	۹-۱۳	W36x262	۱۹-۲۰	W36x262	۱۱-۱۵	W36x395
	۱۴-۱۵	W36x210	-	-	۱۶-۲۰	W36x361
	۱۶-۱۷	W36x182	-	-	-	-
	۱۸-۲۰	W27x84	-	-	-	-
	-	-	-	-	-	-

L طول تیر است. همچنین مقاومت تسلیم موثر اعضای تیر از رابطه (۲) به دست می‌آید.

$$M_y = \beta M_{Pe} = \beta \times R_y \times Z \times F_y \quad (2)$$

در این رابطه، β ضریبی است برای افزایش مقاومت تسلیم برای در نظر گرفتن اثر سخت شونده‌گی چرخه‌ای، که مقدار این ضریب برای تیرها با مقطع کاهش یافته برابر با ۱/۱ است. همچنین ضریب R_y با توجه به جنس فولاد برابر با ۱/۱ در نظر گرفته شده است و F_y تنش تسلیم فولاد که مقدار آن برابر با ۳۵۵ مگاپاسکال است و Z اساس مقطع پلاستیک تیر است. حداکثر مقاومت خمشی مقاطع تیر با در نظر گرفتن اثرات سخت شونده‌گی چرخشی از رابطه‌ی $M_{max} = 1.1M_y$ به دست می‌آید. پارامتر θ_p یا ظرفیت چرخش قسمت سخت شونده منحنی اسکلتی و پارامتر θ_{pc} یا ظرفیت چرخشی شاخه نزولی منحنی که در شکل (۵) مشخص شده است، برای تیرهای با مقطع کاهش یافته به ترتیب از رابطه (۳) و (۴) به دست می‌آید [۲۶]. برای محاسبه مقادیر زوال A برای تیر از رابطه (۵) استفاده شده است [۲۷].

$$\theta_p = 0.09 \left(\frac{h}{t_w}\right)^{0.3} \left(\frac{b_f}{2t_f}\right)^{-0.1} \left(\frac{L}{d}\right)^{0.1} \left(\frac{c_{unit}d}{533}\right)^{-0.8} \quad (3)$$

$$\theta_{pc} = 6.5 \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-0.5} \left(\frac{b_f}{2t_f}\right)^{0.9} \quad (4)$$

$$A = 585 \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-1.14} \left(\frac{b_f}{2t_f}\right)^{-0.632} \left(\frac{L_b}{r_y}\right)^{-0.205} \quad (5)$$

در روابط بالا، h و t_w به ترتیب ضخامت جان و ارتفاع جان مقطع تیر، b_f و t_f به ترتیب ضخامت بال و پهنای بال مقطع تیر، L طول تیر و d عمق کلی مقطع است که اگر مقدار d در پراکنش چهارم به میلی متر وارد شود مقدار ضریب C_{unit} برابر با ۱ است. آمده است. پارامتر L_b طول مهار تیر و r_y مقدار شعاع ژیراسیون مقطع است. مقاومت خمشی پسماند شکل (۵) از رابطه $M_r = 0.4 M_y$ به دست می‌آید. و همچنین مقدار چرخش نهایی عضو مقدار ثابت 0.2 رادیان است [۲۶].

۳-۲-۲-۳- مدل سازی غیرخطی ستون‌ها

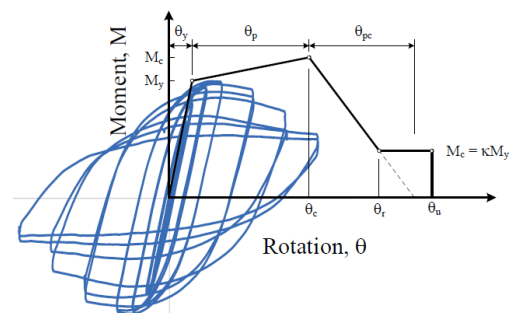
مقاومت تسلیم مقاطع ستون با در نظر گرفتن نیروی محوری فشاری از رابطه (۶) به دست می‌آید.

$$\text{If } \frac{P_G}{P_{ye}} \leq 0.2, \quad M_y = 1.15Z R_y F_y \left(1 - \frac{P_G}{P_{ye}}\right) \quad (6)$$

با توجه به اینکه در این تحقیق از اتصال تیر با مقطع کاهش یافته استفاده شده است، الزامات و ضوابط ارائه شده برای این نوع اتصال مطابق با آیین نامه AISC 358 نیز رعایت شده است. به عنوان مثال عمق کلی مقطع تیر و جرم واحد طول تیر باید به ترتیب کمتر از ۱۰۰۰ میلی‌متر و کمتر از ۴۵۰ کیلوگرم باشد. که بزرگترین مقطع استفاده شده در این تحقیق ($W36 \times 262$) عمقی برابر با ۹۳۷ میلی‌متر دارد که در محدوده مجاز قرار می‌گیرد، همچنین وزن واحد طول نیز کمتر از ۴۵۰ کیلوگرم است. مقدار ضخامت بال مقطع تیر نباید از ۵۰ میلی‌متر تجاوز کند، که برای مقاطع استفاده شده مورد بررسی قرار گرفته است و ماکزیمم برابر با ۴۴ میلی‌متر است. با توجه به اینکه سیستم استفاده شده، قاب خمشی ویژه است، نسبت دهانه‌ی آزاد تیر به عمق کلیه مقاطع بزرگتر از ۷ در نظر گرفته شده است.

۳-۲-۳- مدل سازی غیرخطی قاب اصلی

برای مدل‌سازی غیرخطی مدل‌ها از مدل رفتاری دوخطی Bilin استفاده شده است. که منحنی اسکلتی آن در شکل (۵) آورده شده است. برای مدل‌سازی تیرها و ستون‌ها از دستور elasticBeamColumn استفاده شده است که المان‌ها را به صورت الاستیک مدل می‌کند و همچنین فنرهای چرخشی در هر یک از دو انتهای تیرها و ستون‌ها در نظر گرفته شده تا بتواند رفتار غیرخطی را به درستی نشان دهد. در این تحقیق برای مدل‌سازی غیرخطی مدل‌ها از نرم افزار اپنسیس [۲۴] استفاده شده است. پارامترهای مورد نیاز برای مدل‌سازی غیرخطی به شرح زیر تعیین می‌شوند.



شکل ۵- خصوصیات منحنی اسکلتی برای مدل‌سازی

رفتار غیرخطی المان‌ها [۲۵]

۳-۲-۳-۱- مدل سازی غیرخطی تیرها

سختی موثر اعضای تیر با توجه به مقدار ممان اینرسی، مدول الاستیسیته و طول تیر از رابطه $K_e = \frac{6EI}{L}$ به دست می‌آید. که در این رابطه E مدول الاستیسیته فولاد، I ممان اینرسی مقطع تیر و

$$\Lambda = 25000 \left(\frac{h}{t_w} \right)^{-2.14} \left(\frac{L_b}{r_y} \right)^{-0.53} \left(1 - \frac{P_G}{P_{ye}} \right)^{4.92} \quad (11)$$

۳-۲-۳- صحت سنجی مدل‌سازی غیرخطی قاب‌های اصلی

در این قسمت به منظور اطمینان از صحت نحوه مدل‌سازی غیرخطی، یک قاب دویعدی ۴ طبقه که در گزارش NIST Technical Note 2084 [۲۹] آورده شده است، در نرم افزار اپنسیس مدل‌سازی شده است. قاب مورد نظر شامل سه دهانه ۹/۱۵ متری است که ارتفاع طبقه اول آن ۵/۵ متر و بقیه طبقات ۴/۳ متر است. سیستم مورد استفاده، سیستم قاب خمشی فولادی ویژه بوده و برای منطقه با لرزه خیزی بالا طراحی شده است. مقاطع مورد استفاده از نوع بال پهن، و اتصال از نوع تیر با مقطع کاهش یافته در نظر گرفته شده است. اطلاعات بیشتر در مورد مدل مورد نظر در گزارش مذکور موجود است.

مدل مورد نظر تحت آنالیز قرار گرفته و مقادیر پیروید سازه در سه مود اول نوسان در جدول (۲) آورده شده است.

جدول ۲- مقایسه مقادیر پیروید حاصل از مدل‌سازی در تحقیق حاضر و مرجع [۲۹]

مدل شده در این تحقیق	NIST Technical Note [۲۹]	مود نوسان
۱/۷۵	۱/۸۱	۱
۰/۵۳	۰/۵۴	۲
۰/۲۸	۰/۲۶	۳

همچنین نمودار برش بر حسب تغییر مکان نسبی بام موجود در گزارش و حاصل از مدل‌سازی در اپنسیس این تحقیق، مطابق شکل (۶) با هم مقایسه شده اند و روی هم قرار گرفته اند که نشان دهنده صحت مدل‌سازی است.

مدل مورد نظر تحت تحلیل تاریخیچه زمانی قرار گرفته و نمودار جابجایی بر حسب زمان به ازای رکورد kocaeli و ایستگاه Duzce180 ترسیم شده و با نمودار موجود در گزارش مطابق شکل (۷) مقایسه شده است، که نشان دهنده صحت مدل‌سازی غیرخطی این تحقیق در نرم افزار اپنسیس است.

۳-۳- مدل‌سازی غیرخطی قاب جایگزین

در این تحقیق از مدل ساده شده، قاب جایگزین که از خانواده مدل‌های ساده شده استخوان ماهی است، استفاده می‌شود. در این مدل با فرض یکسان بودن چرخش مفاصل، می‌توان با

که در این رابطه، ضریب ۱/۱۵ برای در نظر گرفتن سخت شوندهگی سیکلی لحاظ شده است. Z اساس مقطع پلاستیک و R_y برابر با ۱/۱ است. P_G نیروی محوری ناشی از ثقل و P_{ye} نیروی محوری مورد انتظار است که از رابطه $R_y F_y A$ به دست می‌آید. حداکثر مقاومت خمشی مقاطع تیر با در نظر گرفتن اثرات سخت شوندهگی سیکلیک از رابطه $M_{max} = a M_y$ به دست می‌آید. که پارامتر a با استفاده از رابطه (۷) تعریف می‌شود.

$$a = 12.5 \left(\frac{h}{t_w} \right)^{-0.2} \left(\frac{L_b}{r_y} \right)^{-0.4} \left(1 - \frac{P_G}{P_{ye}} \right)^{0.4} \geq 1 \quad (7)$$

پارامتر θ_p یا ظرفیت چرخش قسمت سخت شونده منحنی اسکلتی و پارامتر θ_{PC} یا ظرفیت چرخشی شاخه نزولی که در شکل (۵) مشخص شده است، برای ستون‌ها به ترتیب از روابط (۸) و (۹) به دست می‌آید [۲۶].

$$\theta_p = 294 \left(\frac{h}{t_w} \right)^{-1.7} \left(\frac{L_b}{r_y} \right)^{-0.7} \left(1 - \frac{P_G}{P_{ye}} \right)^{1.6} \leq 0.2 \quad (8)$$

$$\theta_{PC} = 90 \left(\frac{h}{t_w} \right)^{-0.8} \left(\frac{L_b}{r_y} \right)^{-0.8} \left(1 - \frac{P_G}{P_{ye}} \right)^{2.5} \leq 0.3 \quad (9)$$

در این روابط، t_w و h به ترتیب ضخامت جان و ارتفاع جان مقطع ستون، پارامتر L_b طول مهارى ستون، r_y مقدار شعاع ژیراسیون مقطع است. P_G نیروی محوری ناشی از ثقل و P_{ye} نیروی محوری مورد انتظار است. مقدار مقاومت خمشی پسماند از رابطه (۱۰) و با توجه به نتیجه تست های متعدد به دست آمده است. که در این رابطه P_G نیروی محوری ناشی از ثقل و P_{ye} نیروی محوری مورد انتظار است. و M_y مقاومت تسلیم مقاطع ستون است که با توجه به رابطه (۶) محاسبه می‌شود. و همچنین مقدار چرخش نهایی عضو مقدار ثابت ۰/۱۵ رادیان است [۲۶].

$$M_r = \left(0.5 - 0.4 \frac{P_G}{P_{ye}} \right) M_y \quad (10)$$

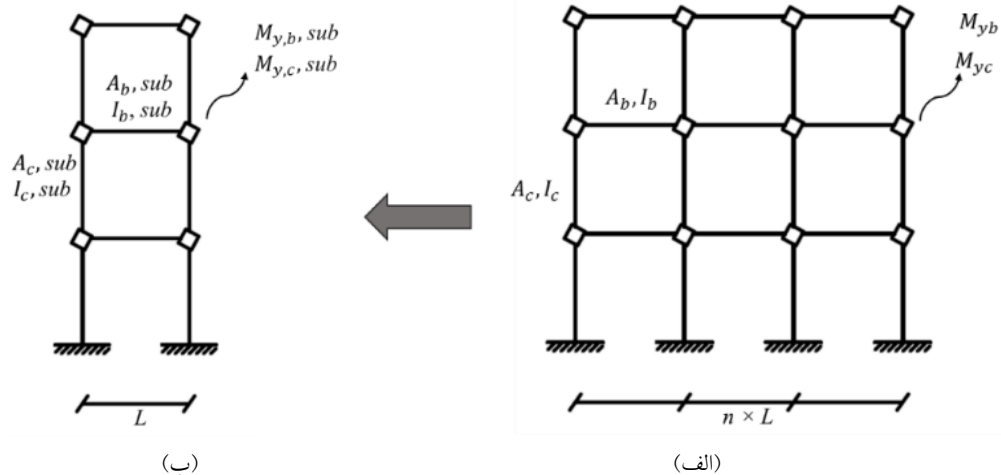
همچنین برای به دست آوردن پارامتر زوال ستون با استفاده از پارامترهای t_w و h که به ترتیب ضخامت جان و ارتفاع جان مقطع ستون، پارامتر L_b طول مهارى ستون، r_y مقدار شعاع ژیراسیون، P_G نیروی محوری ناشی از ثقل و P_{ye} نیروی محوری مورد انتظار هستند، از رابطه (۱۱) استفاده شده است [۲۸].

مساحت، ممان اینرسی و لنگر ستون در مدل با جزئیات هستند. همچنین $A_{b,sub}$ ، $I_{b,sub}$ و $M_{yb,sub}$ به ترتیب مساحت، ممان اینرسی و لنگر تیر در مدل قاب جایگزین و $A_{c,sub}$ ، $I_{c,sub}$ و $M_{yc,sub}$ به ترتیب مساحت، ممان اینرسی و لنگر ستون در مدل قاب جایگزین هستند. مقدار بار گسترده روی تیرها در مدل قاب جایگزین n برابر مقدار بار گسترده روی تیر در مدل با جزئیات است.

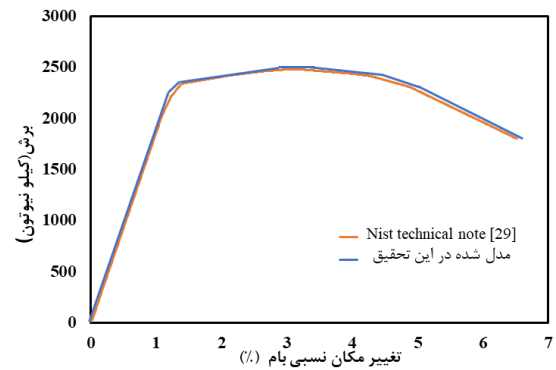
۴- تفسیر نتایج

۴-۱- ارزیابی دقت مدل ساده شده در تعیین نسبت مرز فروپاشی

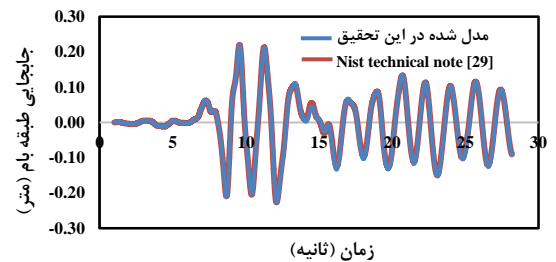
به منظور ارزیابی دقت مدل قاب جایگزین در تعیین نسبت مرز فروپاشی سازه، تحلیل دینامیکی فراینده به ازای ۲۲ جفت رکورد، که مشخصات آن در جدول (۳) آورده شده است، برای مدل با جزئیات و مدل قاب جایگزین انجام شده است. نمودار شتاب بر حسب تغییر مکان نسبی طبقات برای هر دو مدل به منظور صحت سنجی عملکرد غیرخطی قاب جایگزین، به ازای رکوردهای جدول (۳) ترسیم شده است. با توجه به شکل (۱۰) می توان مشاهده کرد که مدل قاب جایگزین در تحلیل دینامیکی غیرخطی با دقت قابل قبولی مانند قاب با جزئیات عمل می کند. همچنین نمودار میانه (۰.۵۰٪)، ۱.۱۶٪ و ۸.۴٪ برای رکوردها مورد نظر، در شکل (۱۱) رسم شده است. با توجه به شکل (۱۱) می توان مشاهده کرد که مدل قاب جایگزین، نمودارهای میانه (۰.۵۰٪)، ۱.۱۶٪ و ۸.۴٪ را با دقت بالایی نسبت به مدل اصلی تخمین می زند.



شکل ۸- (الف) مدل با جزئیات و (ب) قاب جایگزین

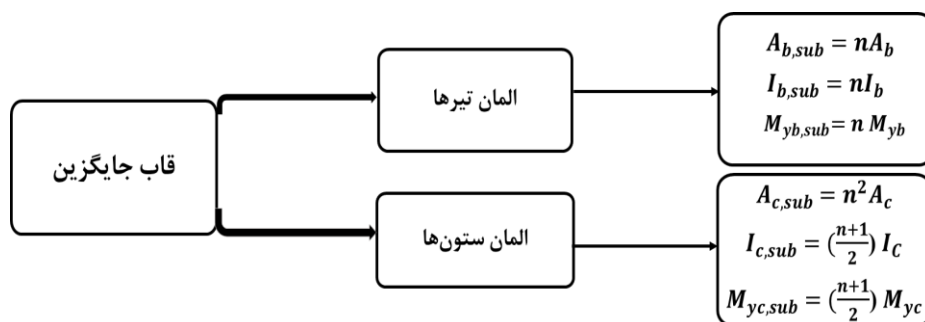


شکل ۶- تطابق نمودار برش بر حسب تغییر مکان نسبی بام حاصل از مدل سازی در این تحقیق و گزارش [۲۹]



شکل ۷- تطابق نمودار جابجایی بر حسب زمان حاصل از مدل سازی در این تحقیق و گزارش برای رکورد kocaeli ایستگاه Duzce180 [۲۹]

استفاده از مفهوم سختی موازی بین المانها، با کمک شکل (۸) و شکل (۹) یک قاب چند دهانه را به یک قاب یک دهانه تبدیل کرد. که در شکل (۹) A_b ، I_b و M_{yb} به ترتیب مساحت، ممان اینرسی و لنگر تیر در مدل با جزئیات، A_c ، I_c و M_{yc} به ترتیب



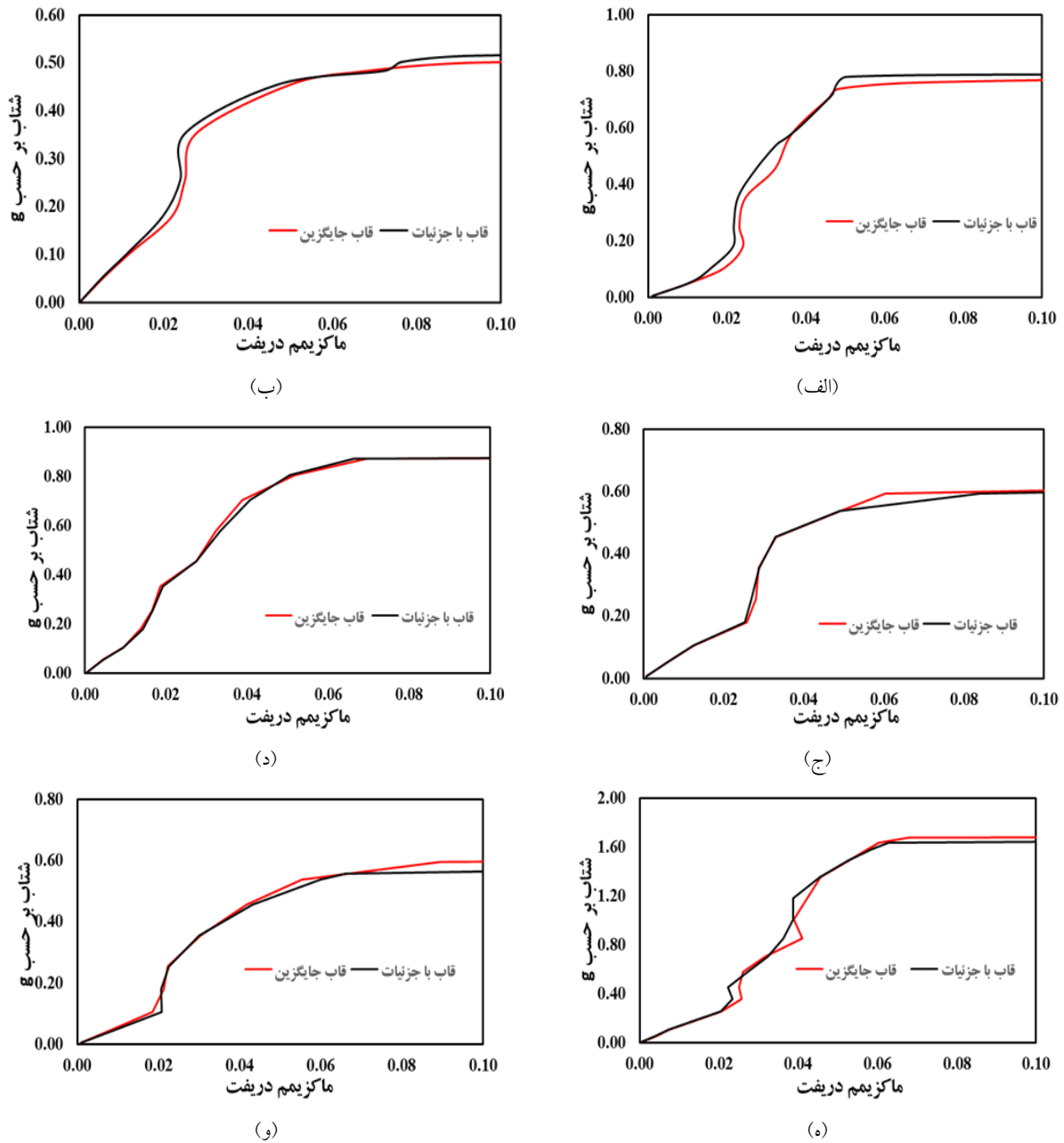
شکل ۹- دیاگرام تعیین پارامترهای قاب جایگزین با استفاده از پارامترهای مدل با جزئیات

جدول ۳- مشخصات ۲۲ جفت رکورد استفاده شده

ردیف	نام زلزله	نام ایستگاه	بزرگا (M_w)	PGA (g)	نوع خاک
۱	Northridge	Beverly Hills - Mulhol	۶/۷	۰/۵۲	D
۲	Northridge	Canyon Country-WLC	۶/۷	۰/۴۸	D
۳	Duzce,Turkey	Bolu	۷/۱	۰/۸۲	D
۴	Hector Mine	Hector	۷/۱	۰/۳۴	C
۵	Imperial Valley	Delta	۶/۵	۰/۳۵	D
۶	Imperial Valley	El Centro Array #11	۶/۵	۰/۳۸	D
۷	Kobe, Japan	Nishi-Akashi	۶/۹	۰/۵۱	C
۸	Kobe, Japan	Shin-Osaka	۶/۹	۰/۲۴	D
۹	Kocaeli, Turkey	Duzce	۷/۵	۰/۳۶	D
۱۰	Kocaeli, Turkey	Arcelik	۷/۵	۰/۲۲	C
۱۱	Landers	Yermo Fire Station	۷/۳	۰/۲۴	D
۱۲	Landers	Coolwater	۷/۳	۰/۴۲	D
۱۳	Loma Prieta	Capitola	۶/۹	۰/۵۳	D
۱۴	Loma Prieta	Gilroy Array #3	۶/۹	۰/۵۶	D
۱۵	Manjil, Iran	Abbar	۷/۴	۰/۵۱	C
۱۶	Superstition Hills	El Centro Imp. Co.	۶/۵	۰/۳۶	D
۱۷	Superstition Hills	Poe Road (temp)	۶/۵	۰/۴۵	D
۱۸	Cape Mendocino	Rio Dell Overpass	۷	۰/۵۵	D
۱۹	Chi-Chi, Taiwan	CHY101	۷/۶	۰/۴۴	D
۲۰	Chi-Chi, Taiwan	TCU045	۷/۶	۰/۵۱	C
۲۱	San Fernando	LA - HollywoodStor	۶/۶	۰/۲۱	D
۲۲	Friuli, Italy	Tolmezzo	۶/۵	۰/۳۵	C

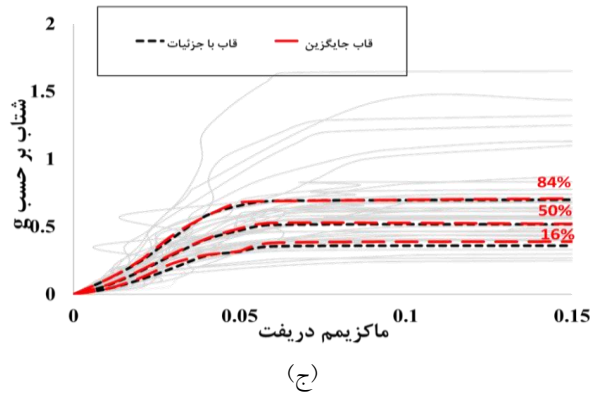
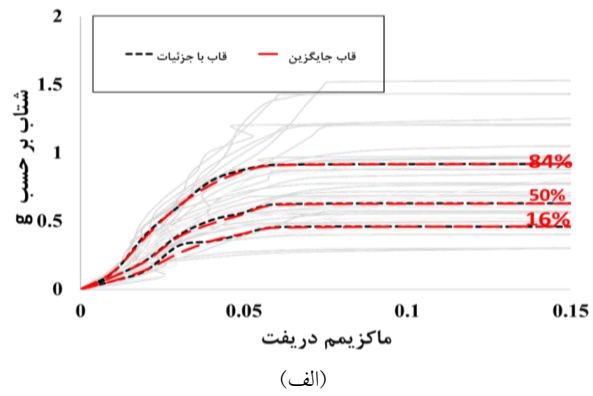
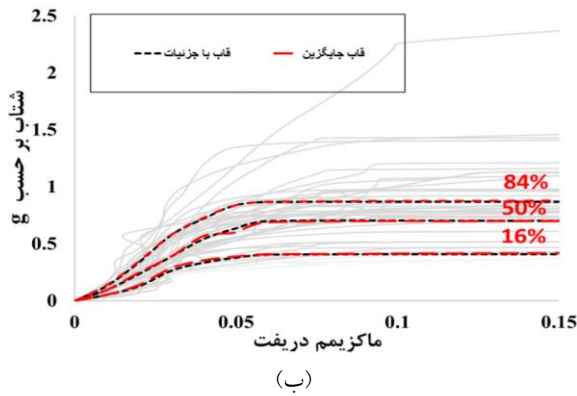
قاب با جزئیات و برای قاب جایگزین محاسبه شده است و در جدول (۴) آورده شده است. نتایج نشان می‌دهد که مدل قاب جایگزین با دقت بسیار بالایی نسبت مرز فروپاشی را محاسبه می‌کند.

برای هر دو مدل قاب جایگزین و مدل اصلی با در نظر گرفتن معیار دریفت ۵ درصد به عنوان نقطه فروریزش، شتابی که در آن نیمی از رکوردها فروریزش می‌کنند، مشخص می‌شود و مقادیر نسبت مرز فروپاشی سازه با توجه به رابطه (۱) برای

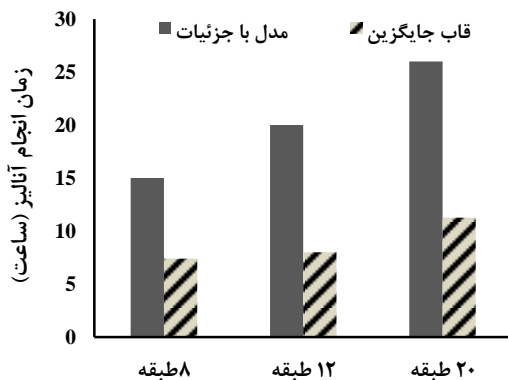


شکل ۱۰- نمودار منحنی‌های IDA: (الف) مدل ۸ طبقه (رکورد Northridge ایستگاه Mulhol)، (ب) مدل ۸ طبقه (رکورد Landers ایستگاه Yermo_Fire)، (ج) مدل ۱۲ طبقه (رکورد Hector mine ایستگاه Hector)، (د) مدل ۱۲ طبقه (رکورد Chi-Chi ایستگاه Chy101)، (ه) مدل ۲۰ طبقه (رکورد Imeprial valley ایستگاه EL centro)، (و) مدل ۲۰ طبقه (رکورد Kobe ایستگاه Shin Osaka)





شکل ۱۱- منحنی تحلیل دینامیکی افزاینده برای مدل قاب جایگزین و مدل با جزئیات: (الف) ۸ طبقه، (ب) ۱۲ طبقه، (ج) ۲۰ طبقه



شکل ۱۲- نمودار مقایسه‌ای زمان آنالیز برای قاب جایگزین و مدل با جزئیات

۵- نتیجه‌گیری

در این تحقیق، به منظور ارزیابی توانمندی مدل قاب جایگزین در تعیین نسبت مرز فروپاشی سازه، سه مدل با تعداد طبقات ۸، ۱۲ و ۲۰ در نظر گرفته شده است. با انجام تحلیل دینامیکی افزاینده، نمودار شتاب بر حسب تغییر مکان نسبی طبقات، میانه (۵۰٪) و نمودارهای ۱۶٪ و ۸۴٪ منحنی IDA برای هر مدل ترسیم شد. نتایج نشان می‌دهد که برای سه مدل مورد نظر در

جدول ۴- مقادیر نسبت مرز فروپاشی برای مدل با جزئیات و قاب جایگزین

مدل	۸ طبقه	۱۲ طبقه	۲۰ طبقه
مدل قاب با جزئیات	۱/۳۳	۱/۶۵	۱/۵۲
مدل قاب جایگزین	۱/۳۱	۱/۶۱	۱/۵۳

۴-۲- ارزیابی سرعت قاب جایگزین در تعیین نسبت مرز فروپاشی

به منظور ارزیابی سرعت قاب جایگزین در تعیین نسبت مرز فروپاشی سازه، مدل با جزئیات و قاب جایگزین برای ۲۲ جفت رکورد مشخص تحت تحلیل دینامیکی افزاینده فرار گرفتند و مجموع زمان انجام تحلیل هر یک از این دو مدل برای تعداد طبقات ۸، ۱۲ و ۲۰ طبقه برای ۲۲ جفت رکورد جدول (۳) محاسبه شده است. که نتایج آن در شکل (۱۲) نشان داده شده است. نتایج نشان می‌دهد زمان آنالیز مدل قاب جایگزین به ترتیب برای مدل ۸، ۱۲ و ۲۰ طبقه حدود ۲/۲۷، ۲/۳ و ۲/۳۱ برابر کمتر از مدل با جزئیات است. لازم به ذکر است که آنالیزهای انجام شده با استفاده از سیستم با ۵ هسته (CORE i5) و CPU ۱/۸ گیگاهرتز انجام شده است.

- 210.
- [12] Soleimani, R., Khosravi, H. and Hamidi, H. (2019), "Substitute Frame and adapted Fish-Bone model: Two simplified frames representative of RC moment resisting frames", *Engineering Structures*, Vol. 185, pp. 68-89.
- [13] Haghighat, A. and Sharifi, A. (2018), "Evaluation of Modified Fish-Bone Model for Estimating Seismic Demands of Irregular MRF Structures", *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, Vol. 62, pp. 800-811.
- [14] Qu, Z., Gong, T., Li, Q. and Wang, T. (2019), "Evaluation of the fishbone model in simulating the seismic response of multistory reinforced concrete moment-resisting frames", *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, Vol. 18, pp. 315-330.
- [15] Soleimani, R. and Hamidi, H. (2021), "Improved Substitute-Frame (ISF) model for seismic response of steel-MRF with vertical irregularities", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 186, pp. 106918.
- [16] Soleimani, R. and Hamidi, H. (2021), "General Substitute Frame Model (GSF) for efficient estimation of seismic demands of steel and RC moment frames", *Engineering Structures*, Vol. 246, pp. 113031.
- [17] Hosseini, M., Amiri, H.A. and Estekanchi, H.E. (2021), "Consistent one-bay frame simplified model for efficient seismic evaluation of steel moment frame buildings with equal and unequal bay lengths", *Structures*, Vol. 34, pp. 3345-3362.
- [18] Khaloo, A.R., Khosravi, H. and Hamidi, H. (2015), "Nonlinear interstory drift contours for idealized forward directivity pulses using 'modified fish-bone models'", *Advances in Structural Engineering*, Vol. 18, pp. 603-627.
- [19] Lignos, D.G., Putman, C. and Krawinkler, H. (2015), "Application of simplified analysis procedures for performance-based earthquake evaluation of steel special moment frames", *Earthquake Spectra*, Vol. 31, pp. 1949-1968.
- [20] Ghaderi, P., Khosravi, H. and Firoozjaee, A.R. (2020), "Consideration of strength-stiffness dependency in the determination of lateral load pattern", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 137, pp. 106287.
- [21] Jamšek, A. and Dolšek, M. (2020), "Seismic analysis of older and contemporary reinforced concrete frames with the improved fish-bone model", *Engineering Structures*, Vol. 212, pp. 110514.
- [22] Xiaohua, L., Kurata, M. (2019), "Probabilistic updating of fishbone model for assessing seismic damage to beam-column connections in steel moment-resisting frames", *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, Vol. 34, pp. 790-805.
- [23] FEMA, (2009), Quantification of building seismic performance factors, In FEMA P695, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
- [24] McKenna, F., Fenves, G.L. and Scott, M.H. (2000), "Open system for earthquake engineering simulation", University of California, Berkeley, CA.
- [25] Speicher, M.S., Speicher, M.S., Dukes, J.D. and Wong, K.K. (2020), "Collapse risk of steel Special moment frames per FEMA P695", US Department of Commerce, National Institute of Standards and Technology.
- [26] NIST (National Institute of Standards and Technology), (2017), Guidelines for Nonlinear Structural Analysis for Design of Buildings Part IIA-Steel Moment Frames.
- [27] Lignos, D.G. and Krawinkler, H. (2011), "Deterioration modeling of steel components in support of collapse prediction of steel moment frames under earthquake
- این تحقیق، نمودار میانه مدل قاب جایگزین و مدل با جزئیات با دقت خوبی بر روی هم منطبق اند. با استفاده از شتابی که در آن نیمی از رکوردها فروریزش می‌کنند، نسبت مرز فروپاشی سازه برای مدل با جزئیات و مدل قاب جایگزین محاسبه شده است. که نتایج نشان می‌دهد مدل قاب جایگزین مقادیر نسبت مرز فروپاشی را با خطای متوسط ۳٪ نسبت به مدل با جزئیات نشان می‌دهد. علاوه بر این نتایج نشان می‌دهد که استفاده از مدل قاب جایگزین زمان آنالیز را حدوداً ۲/۵ برابر کاهش می‌دهد. لازم به ذکر است که نسبت‌های به دست آمده بر مبنای نتایج مدل‌های استفاده شده در این تحقیق، ارائه شده است. بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که با بررسی مدل‌های مورد استفاده در این تحقیق، استفاده از مدل قاب جایگزین در انجام تحلیل دینامیکی فزاینده علاوه بر اینکه دقت بسیار بالایی پاسخ‌ها را نشان می‌دهد، زمان آنالیز را به میزان قابل توجهی کاهش می‌دهد.

۶- مراجع

- [1] Pensieri, J. (1960), Elasto-plastic response of idealized multi-story structures subjected to a strong motion earthquake", *Proceedings of the Second World Conference on Earthquake Engineering*, Japan.
- [2] Hisada, T., Nakagawa, K. and Izumi, M. (1965), "Earthquake response of idealized twenty story buildings having various elasto-plastic properties", In *WCEE 3rd Conference*.
- [3] Veletsos, A.S. and Vann, W.P. (1971), "Response of ground-excited elastoplastic systems", *Journal of the Structural Division*, Vol. 97, pp. 1257-1281.
- [4] Iwan, W.D. (1997), "Drift spectrum: measure of demand for earthquake ground motions", *Journal of structural engineering*, Vol. 123, pp. 397-404.
- [5] Huang, C.T. (2003), "Considerations of multimode structural response for near-field earthquakes", *Journal of engineering mechanics*, Vol. 129, pp. 458-467.
- [6] Gicev, V. and Trifunac, M.D. (2009), "Transient and permanent shear strains in a building excited by strong earthquake pulses", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 29, pp. 1358-1366.
- [7] Miranda, E. (1999), "Approximate seismic lateral deformation demands in multistory buildings", *Journal of structural engineering*, Vol. 125, pp. 417-425.
- [8] Miranda, E. and Akkar, S.D. (2006), "Generalized interstory drift spectrum", *Journal of Structural Engineering-ASCE*, Vol. 132, pp. 840-852.
- [9] Khaloo, A.R. and Khosravi, H. (2008), "Multi-mode response of shear and flexural buildings to pulse-type ground motions in near-field earthquakes", *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 12, pp. 616-630.
- [10] Nakashima, M., Ogawa, K. and Inoue, K. (2002), "Generic frame model for simulation of earthquake responses of steel moment frames", *Earthquake engineering & structural dynamics*, Vol. 31, pp. 671-692.
- [11] Khaloo, A.R. and Khosravi, H. (2013), "Modified fish-bone model: A simplified MDOF model for simulation of seismic responses of moment resisting frames", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 55, pp. 195-



engineering", Journal of Structural Engineering, Vol. 145(9), pp.04019083.

[29] Speicher, M.S., Speicher, M.S., Dukes, J.D. and Wong, K.K. (2020), "Collapse risk of steel special moment frames per FEMA P695", US Department of Commerce, National Institute of Standards and Technology.

loading", Journal of Structural Engineering-Reston, Vol. 137, pp. 1291.

[28] Lignos, D.G., Hartloper, A.R., Elkady, A., Deierlein, G.G. and Hamburger, R. (2019), "Proposed updates to the ASCE 41 nonlinear modeling parameters for wide-flange steel columns in support of performance-based seismic

پی نوشت

- ¹ Fish-bone model
- ² Generic frame
- ³ Modified fish-bone model
- ⁴ Substitute frame
- ⁵ Incremental dynamic analysis
- ⁶ Collapse margin ratio (CMR)
- ⁷ Reduced beam section (RBS)



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^۱ نام و نام خانوادگی مولف دوم^۲
- ♦ 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 زیرنویس 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	عنوان مقاله

جدول (۱): اندازه و نوع فونت ها

۵. کتب و مقالات

عنوان	موضوع	محل انتشارات	تاریخ
۱			
۲			
۳			
۴			
۵			

سایر موارد ضمیمه گردد .

۶. عضویت در سایر انجمن های علمی

نام انجمن	موضوع	نوع عضویت	تاریخ عضویت
۱			
۲			
۳			
۴			
۵			

سایر موارد ضمیمه گردد .

مدارک لازم جهت عضویت

۳ قطعه عکس ۴*۳- تصویر شناسنامه- تصویر آخرین مدرک تحصیلی (نماینده شرکت)- رسید پرداخت حق ورودیه- روزنامه رسمی و اساسنامه شرکت

حق عضویت :

- اعضای حقیقی پانصد هزار ریال
- اعضای دانشجویی دویست هزار ریال
- اعضای حقوقی سه میلیون و پانصد هزار ریال
- مجلات و موسسات علمی پژوهشی یک میلیون ریال

به حساب جاری شماره ۴۵۰۷۰۴۳۳ بانک تجارت شعبه مرکزی کد ۴۵۰ به نام انجمن سازه های فولادی ایران

درخواست عضویت در جلسه مورخ کمیته پذیرش انجمن سازه های فولادی ایران مطرح و با عضویت ایشان موافقت - مخالفت بعمل آمد .	تایید
کمیته پذیرش	
در جلسه هیأت مدیره مورخ مورد تایید قرار گرفت.	تایید
هیأت مدیره	

لطفاً پس از تکمیل این برگه را به همراه مدارک به نشانی زیر، دبیرخانه انجمن سازه های فولادی ایران ، ارسال فرمایید :

تهران - بزرگراه رسالت - انتهای پل سیدخندان - خ شهید کابلی (خ دبستان سابق) - پلاک ۱۰ - واحد ۱۰

تلفن: ۸۸۴۶۹۰۰۴ تلفکس: ۸۸۴۲۹۴۳۸

جهت اطلاعات بیشتر به نشانی www.iss.ir مراجعه نمایید .