



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 دوم - شماره‌ی بیست و نهم

پاییز ۱۳۹۹

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

ارزیابی پارامترهای نیاز لرزه‌ای ساختمان‌های بلند با اسکلت قاب خمشی محیطی دارای پیکربندی المان‌های بزرگ زیر خمشی-محوری ۵
Evaluation of Seismic Demand Parameters of Tall Framed Tube Skeleton contains Large Scale Zipper Elements

محبوبه ابوطالبی، افشین مشکوه‌الدینی، جعفر کیوانی قمصری

ارزیابی عملکرد قاب‌های خمشی فولادی ویژه پس کشیده تحت خرابی پیشرونده ۲۱
Evaluation of performance of post-tensioned special steel moment resisting frames against progressive collapse

عباس قاسمی، حمیدرضا متدین

ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سیستم‌های مهاربندی y شکل مجهز به میراگرهای اصطکاکی دورانی ۳۳
Seismic Performance Evaluation of Off-centre Bracing (y-shape) Equipped with Rotating Friction Damper

محمد رضا سلیمانی نژاد، موسی محمودی صاحبی

بررسی تأثیر طول تیر پیوند بر رفتار لرزه‌ای قاب‌های فولادی ساده میان مرتبه مهاربندی شده واگرا تحت زلزله‌های حوزه نزدیک گسل ۴۵
Investigation of the Link Beam Length Effect on Seismic Behavior of Mid-Rise Eccentric Braced Simple Steel Frames Under Near-Fault Earthquakes

عباس حق‌اللهی، امیررضا سلیمی

بررسی تأثیر سخت‌کننده لبه‌ای بر رفتار لرزه‌ای دیوار برشی فولادی متصل به تیر ۶۵
Investigation on the influence of edge stiffeners on the seismic behavior of steel plate shear walls connected to frame beams only (SSW-BO)

مسعود پورحسن شهری، علی منصوری

واکاوی کشسان-مومسان چند خرپا دارای تغییر شکل‌های بزرگ ۷۳
Elastic-plastic analysis of some trusses with large deformations

مجید یعقوبی، محمد رضایی پزند، محسن صداقت‌جو

یادداشت فنی

معرفی سیستم قاب سبک فولادی با استفاده از پروفیل‌های قوطی شکل کم ضخامت ۹۳
Introduced Light Steel Structural System with Thin Box Sections

سید مرتضی کاظمی، حجت معمارباشی، مصطفی قانعی یزد، محسن جهان‌آرا

شیوه نگارش ۱۰۳

فرم عضویت ۱۰۴

به نام خالق هستی

فولاد به عنوان مصالحی با مقاومت و دوام بالا و قابلیت شکل‌پذیری از دیر باز نقش عمده در شکل‌گیری تمدن بشری ایفا کرده است، در جوامع مسلمانان نیز بر اساس 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 بوده‌اند 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

ارزیابی پارامترهای نیاز لرزه‌ای ساختمان‌های بلند با اسکلت قاب خمشی محیطی دارای پیکربندی المان‌های بزرگ زیپر خمشی - محوری

محبوبه ابوطالبی^۱، افشین مشکوه‌الدینی^{۲*}، جعفر کیوانی قمصری^۳

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

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

۳- دانشیار، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه خوارزمی، تهران

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

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۷/۰۹/۰۵، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۹/۰۲/۱۰)

چکیده

سازمان این پژوهش دربرگیرنده نگرش تحلیلی بر موضوع بهبود عملکرد لرزه‌ای اسکلت مقاوم قاب محیطی خمشی است. در این خصوص، کاربرد پیکربندی المان‌های زیپر بزرگ مقیاس در اسکلت مقاوم سازه بررسی می‌شود. تعبیه یک پیکربندی مشخص از این المان‌ها فقط در طبقات پایینی سازه، می‌تواند تأثیرات مناسب در کاهش دامنه پارامترهای پاسخ دینامیکی سازه ترکیبی قاب خمشی محیطی داشته باشد. دامنه عملکرد مناسب‌تر اسکلت ترکیبی فوق به صورت روند کاهش برای دو پارامتر تغییرمکان نسبی جانبی (دریفت) و دریفت ماندگار طبقات، ایجاد روند نزولی برای تغییرات شتاب مطلق و سرعت نسبی طبقات و نیز کاهش دوران غیرخطی چشمه‌های اتصال (پانل زون‌ها) ملاحظه می‌شود. سازه‌های مطالعاتی در سه مدل ۳۰ طبقه با اسکلت مقاوم قاب خمشی محیطی و دو ساختار دارای پیکربندی المان‌های زیپر بزرگ مقیاس، انتخاب و طراحی شدند. بارگذاری جانبی سازه‌های مطالعاتی جهت انجام مجموعه تحلیل‌های غیرخطی نیز بر اساس انتخاب پنج رکورد نیرومند زلزله صورت گرفته است. وجود پالس‌های پرانرژی و اسپایک‌های پر دامنه شتاب همراه با پالس ترکیبی سرعت در تاریخچه زمانی رکوردهای پر قدرت انتخابی، مشخصه بارز جنبش هجومی زمین در حوزه نزدیک گسل می‌باشد. طراحی اسکلت مقاوم سازه‌های انتخابی بر اساس مباحث ششم و دهم مقررات ملی ساختمان و نیز استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم) انجام شده است. ارزیابی نتایج این پژوهش بیانگر آن است که وجود پیکربندی المان‌های زیپر بزرگ مقیاس در طبقات تحتانی، سبب ایجاد مکانیزم رفتاری یکپارچه و پیوستگی عملکرد لرزه‌ای برای اسکلت مقاوم ساختمان بلند می‌شود. حفظ مشخصات رفتار پایدار دینامیکی سازه به‌ویژه در بازه زمانی پالس بزرگ سرعت، همراه با کاهش پارامتر دریفت، مشخصه مهم کاربرد این‌گونه زیرسازه‌ها در اسکلت مقاوم ساختمان‌های بلند است.

واژگان کلیدی

قاب خمشی محیطی، المان زیپر بزرگ مقیاس، زیرسازه، پاسخ غیرخطی، رکورد حوزه نزدیک، پالس سرعت

Evaluation of Seismic Demand Parameters of Tall Framed Tube Skeletons with Large Scale Zipper Elements

M. Aboutalebi, A. Meshkat-Dini, J. Keyvani-Ghamsari

Abstract

This study includes an analytical approach to the issue of improving the seismic performance of frame tube resistant skeletons. In this regard, the utilization of large-scale zipper elements in the structural resisting skeleton is investigated. The results have shown that placement and collocation of configuration of large-scale zipper elements only at lower stories of the structure, has acceptable effects on limitation of nonlinear response parameters. The more considerable representations are respectively the reduction of both interstory and permanent drift values, the existence of a downward trend in absolute acceleration and relative velocity of stories, and the reduction of non-linear rotation of panel zones. These notifications can produce better seismic performance for a tall hybrid framed tube structure. Three 30-story studied structures comprising of a framed tube skeleton and two configurations of large-scale zipper elements were selected and designed. Several nonlinear time history analyses subjected to dynamic lateral loading caused by the ensemble of five selected earthquake records were performed to do the numerical assessment on the aimed response parameters. The presence of high-energy velocity pulses along with intensive acceleration spikes were considered to select the powerful nearfield ground motions containing directivity effects. Evaluation of the results has indicated that the presence of configuration of large-scale zipper elements in the lower parts of the high-rise resistant skeleton can lead to an integrated behavior mechanism as well as distinct continuity in the seismic performance of the structure. Moreover, maintaining the stable structural dynamic behavior particularly in the time domain of large velocity pulse along with reducing the drift parameter are of the most important characteristics of such substructures which used in the resistant skeleton of tall buildings.

Keywords

Framed tube, Large scale zipper element, Nonlinear response, Nearfield record, Velocity pulse

سازه قاب خمشی محیطی^۱ یک پیکره مقاوم سه بعدی است که با اتصال پیوسته میان چهار ساختار صفحه‌ای قاب‌های صلب تشکیل شده است. عملکرد این سیستم سازه‌ای از سختی المان‌های تیر عمیق و ستون‌های عریض، تاثیر می‌پذیرد. ویژگی هندسی خاص این ساختار سازه‌ای، فاصله ۲ تا ۳ متر میان المان‌های ستون عریض است که در محیط پلان قرار گرفته‌اند [۱]. این پیکربندی نیز ایجادکننده یک ساختار بزرگ لوله‌ای صلب است و افزایش پارامتر اینرسی مقطع معادل را نسبت به چهار صفحه قابی صلب در پی دارد. همچنین کارایی سازه‌ای و مشخصات رفتاری سازه قاب خمشی محیطی نیز وابسته به عملکرد اتصالات صلب و پانل زون‌های تشکیل شده در محل پیوستگی تیرهای عمیق و ستون‌های عریض است. بارهای جانبی توسط دیافراگم‌های صلب کف (تاوه‌های طبقات) به قاب های خمشی پیرامونی پلان منتقل می‌شود. همچنین بارگذاری وزنی نیز توسط شبکه ترکیبی قاب‌های داخلی با اتصالات مفصل و صفحات قاب صلب پیرامونی با اتصالات خمشی تحمل می‌گردد [۲]. این اسکلت مقاوم برای ساختمان‌های بلند تا ۵۰ طبقه مناسب است. نکته دیگر آن که یک حوزه تمرکز شدید تنش محوری برای المان‌های ستون گوشه‌ای پلان این اسکلت مقاوم وجود دارد. اندرکنش میان دو قاب خمشی با پیکره صفحه‌ای که عمل بال^۲ لوله معادل را انجام می‌دهند، با دو قاب خمشی دیگر که تشکیل‌دهنده بخش‌های جان^۳ می‌باشند، سبب بروز اثرات مذکور خواهد شد. بدین ترتیب، ستون‌های عریض قرار گرفته در وسط یال پلان، نسبت به ستون‌های گوشه تحت تنش محوری کمتری قرار می‌گیرند. این پدیده لنگی برش^۴ نام دارد و بر اثر آن از تمام ظرفیت محوری ستون‌های عریض محیطی پلان سازه، استفاده نخواهد شد. نمود مهندسی روش‌های حذف و یا کاهش هر چه بیشتر اثرات لنگی برش، در ایده طراحی قاب خمشی محیطی دسته شده^۵ و نیز قاب صلب لوله‌ای چندگانه قرار دارد. این دو ساختار سازه‌ای نیز به صورت منفرد و یا ترکیب شده با هسته برشی مرکزی، طراحی می‌شوند [۳].

مبنای طراحی و معیارسازی اسکلت مقاوم مدل مطالعاتی در این تحقیق، به صورت تعبیه یک پیکربندی متشکل از المان‌های زیپر بزرگ مقیاس است. وجود این زیرسازه^۶ ترکیب یافته از المان‌های مورب پوشش‌دهنده پانل‌های قاب صلب در پیرامون پلان، بویژه تحت اثر بارگذاری‌های دینامیکی شدید ناشی از زلزله‌های بزرگ می‌تواند سبب بهبود نسبی عملکرد لرزه‌ای سازه

گردد. مشخصات رفتاری اسکلت مقاوم یک ساختمان تحت اثر بارگذاری زلزله بستگی مستقیم به عوامل متعددی همانند هندسه و پیکربندی، پارامترهای سختی، مقاومت، شکل پذیری، شرایط ساختگاه، ویژگی‌های طیفی زمین لرزه ها دارد [۴-۶].

تغییر مکان نسبی بین دو تراز کف متوالی (دریافت) که نسبت به ارتفاع طبقه نرمال شده (دریافت جانبی)، یک پارامتر اصلی عملکرد لرزه‌ای می‌باشد. ارتباط مفهومی نزدیک میان پارامتر دریافت و تقاضای شکل‌پذیری هر طبقه وجود دارد [۷]. همچنین ملاحظه شده که بیشترین نیاز دریافت در طبقات بالاتر از تراز، $z=0.5H$ به ویژه در ساختمان‌های بلند مرتبه اتفاق می‌افتد. نکته دیگر این موضوع از دیدگاه نزدیکی نسبت T_1/T_p با توضیح آنکه T_1 پریود مود اول سازه و T_p پریود مشخصه پالس سرعت زمین است، مطرح می‌گردد. مسئله وجود پالس‌های بلند مدت سرعت با پارامتر T_p در حدود پریود ارتعاشات طبیعی ساختمان‌های بلند مرتبه، سبب وقوع دامنه غیرخطی بزرگ برای دوران اتصالات و تشکیل حوزه‌های پلاستیک خواهد شد. شکل‌گیری و گسترش این فرایند نیز با مسئله انتشار امواج زلزله در اسکلت مقاوم سازه و ایجاد یک اندرکنش شدید میان برآیندهای نیرویی المان‌های اصلی، ارتباط مستقیم دارد [۸].

توصیف درست و دقیق مشخصات پاسخ دینامیکی غیرخطی سازه‌ها بر اساس روش دینامیکی غیرخطی تاریخیچه زمانی استوار است [۹]. نکته دیگر آنکه بارگذاری جانبی ناشی از زلزله‌ها دارای ماهیت تصادفی است و کاربرد بارهای معادل استاتیکی جهت تعریف نیروهای دینامیکی زلزله نمی‌تواند رفتار واقعی سازه‌ها را به درستی بیان نماید. بدین ترتیب، نمی‌توان بدرستی تاثیرات واقعی پدیده تشدید، نیروهای اینرسی و میرایی را لحاظ نمود. یک فرایند تحلیل دقیق سازه بایستی امکان مدل‌سازی عوامل غیرخطی از قبیل تسلیم مصالح، تغییرشکل‌های بزرگ و کماتش را داشته باشد. همچنین روند مذکور باید قابلیت تعریف و برآورد درجه مشخصی از دامنه رفتار غیرخطی اسکلت مقاوم سازه و پلاستیک شدن موضعی المان‌ها را نیز لحاظ نماید. توصیف مفهوم سطوح عملکرد لرزه‌ای نیز بر همین اساس صورت می‌پذیرد.

تحلیل دینامیکی تاریخیچه زمانی غیرخطی، بهترین روش موجود برای پیش‌بینی پاسخ سازه در هر سطح شدتی از زمین لرزه است. افزون بر مطلب فوق، روش تحلیل دینامیکی فزاینده^۷ نیز شکل تعمیم‌یافته فرآیند مذکور بر اساس تعریف شدت فزاینده زلزله است. جنبه‌های مختلف روش تحلیل دینامیکی غیرخطی مانند معیارهای پذیرش، تقسیم المان‌ها و ساختارسازی



فرایند مستهلک شدن انرژی توسط میرایی ویسکوز بایستی بصورت مناسب تعریف شده و قابلیت به تصویر کشیدن مشخصه‌های رفتاری مختلف در مدل‌های غیرخطی را داشته باشد. چگونگی توصیف دو اثر کاهش پارامتر سختی^۸ و زوال پارامتر مقاومت^۹، معیارهای مهم روش تحلیل دینامیکی غیرخطی هستند. فرض پایه آن است که روش مذکور قابلیت شبیه‌سازی هم زمان اثرات تمامی مودهای ارتعاشی را در توصیف رفتار لرزه‌ای سازه، از حوزه خطی تا شروع اثرات غیرخطی موضعی و سپس رسیدن به فروریزش کلی دارد. تعریف بارگذاری سازه نیز در شکل ترکیبات دینامیکی و یا نیروهای ناشی از زلزله با استفاده از شتاب‌نگاشت‌های اصلاح شده صورت می‌گیرد [۱۰].

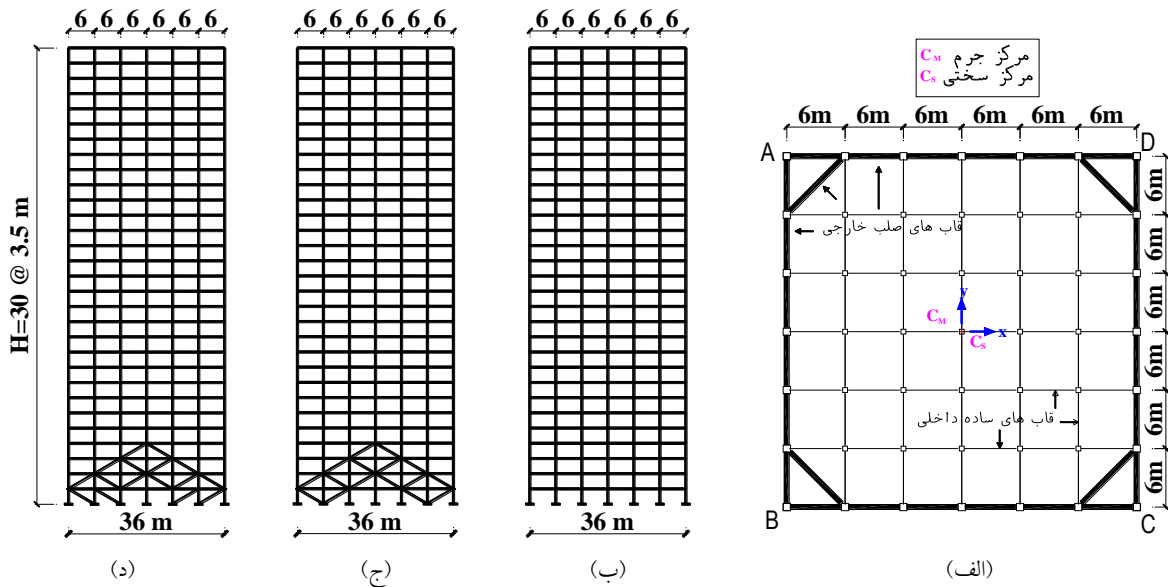
رکوردهای نیرومند حوزه نزدیک که حاوی مشخصات فرایند جهت‌داری پیش‌رو^{۱۰} نیز هستند، تاثیرات بزرگ و ویران‌گری را بر روی اسکلت مقاوم سازه‌ها دارند. نمود مشخص پدیده جهت‌داری و فرایند شکست پیش‌رونده گسل، هنگامی اتفاق می‌افتد که راستای انتشار امواج برشی زلزله در جهت لغزش صفحه گسیختگی گسل بوده و به سمت ساختمان باشد. اندازه و دامنه عددی مشخصات طیفی مربوط به مولفه افقی یک رکورد زلزله در راستای عمود بر شکست گسل (مولفه TR) نسبت به مولفه افقی موازی راستای مذکور (مولفه LN)، به مراتب بیشتر است. همچنین از ویژگی‌های بارز فرایند جهت‌داری پیش‌رو، وجود پالس‌های دامنه بزرگ و بلند مدت در تاریخچه زمانی سرعت و تغییر مکان زمین می‌باشد [۱۱] و [۱۲]. در اثر وجود چنین پالس‌هایی، انرژی زیادی در قالب حرکات ضربه‌ای زمین در یک بازه زمانی به نسبت کوتاه (متناظر با پالس سرعت) به سازه القاء می‌شود [۱۳ و ۱۴]. بدین ترتیب هر ساختار سازه‌ای بایستی بتواند در چندین سیکل ارتعاشات شدید رفت و برگشتی، این حجم بزرگ انرژی جنبشی را مستهلک نماید [۱۵ و ۱۶]. بر پایه نتایج مطالعات، نتیجه چنین رفتار لرزه‌ای پدیدار شدن و گسترش سریع مفاصل غیرخطی در سیستم باربر جانبی سازه و وارد شدن رفتار اعضای اصلی به حوزه پدیده غیرخطی می‌باشد [۱۷].

این پژوهش، شامل یک ارزیابی تحلیلی بر روی پارامترهای مشخصه رفتار لرزه‌ای ساختمان‌های بلند مرتبه دارای اسکلت مقاوم ترکیبی قاب خمشی محیطی همراه با المان‌های زیپر بزرگ مقیاس است. یک نگرش مطالعاتی بر روی چگونگی و روند تعدیل یافته پارامترهای نیاز تغییر مکان نسبی جانبی (دریفت)، سرعت نسبی، شتاب مطلق، تغییر مکان جانبی ماندگار طبقات و صورت پذیرفته است. سازه‌های مطالعاتی با اسکلت پایه قاب

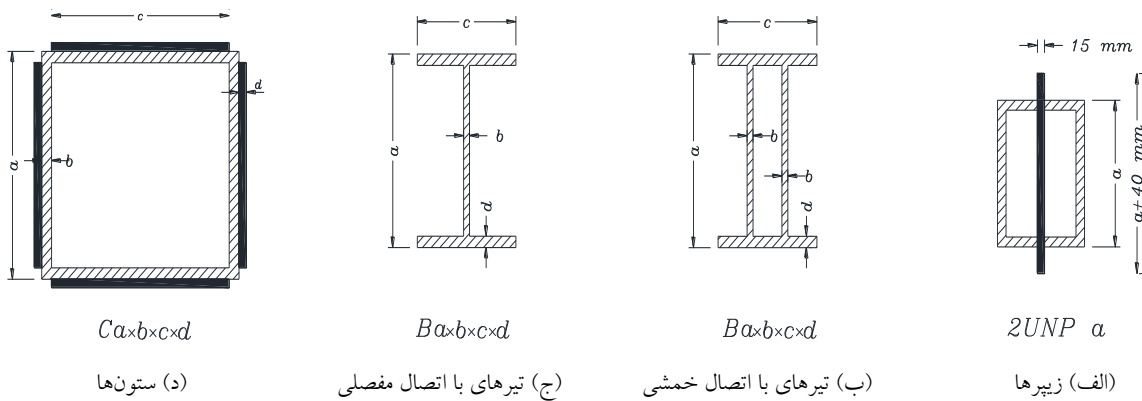
خمشی محیطی در سه مدل ۳۰ طبقه و به دو صورت دارا و بودن پیکربندی المان‌های زیپر طراحی شدند. فرآیند طراحی لرزه‌ای سازه‌ها بر اساس ضوابط مندرج در مبحث ششم و دهم مقررات ملی ساختمان و همچنین استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم) انجام شده است [۲۰-۱۸]. مدل‌سازی رفتار غیرخطی اعضا و تعریف مفاصل پلاستیک بر پایه FEMA356 و FEMA440 [۲۱ و ۲۲] بوده و مجموعه تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی با استفاده از نرم افزار SAP 2000 [۲۳] انجام شده‌اند. بر اساس نتایج این تحقیق ملاحظه می‌شود که تعبیه المان‌های زیپر بزرگ مقیاس، کاهش مقدار بیشینه شتاب مطلق و سرعت نسبی طبقات را در پی دارد. همچنین، می‌توان به کاهش دریفت ماندگار و جابجایی تراز بام ($z = H$) اشاره نمود.

۲- سازه‌های مطالعاتی

مدل‌های سه گانه مطالعاتی این پژوهش، سازه‌های قاب محیطی ۳۰ طبقه با ارتفاع ۱۰۵ متر هستند. پلان این سازه‌ها متقارن و دارای شش دهانه ۶ متری در دو جهت می‌باشد. مدل اول فاقد پیکربندی المان‌های زیپر بزرگ مقیاس است و مدل‌های دوم و سوم نیز دارای آرایش زیپر به ترتیب با اتصال به یک و دو ستون می‌باشند (شکل (۱)). المان‌های زیپر بزرگ مقیاس در مدل‌های دو و سه بر روی چهار طبقه ابتدایی سازه تعبیه گردیده‌اند. اتصال المان‌های زیپر به صورت صلب تعریف شده است. ارتفاع هر طبقه برابر با ۳/۵ متر، تاوله‌های کف از نوع دال بتنی دو طرفه با ضخامت ۱۵ سانتی متر، بار مرده برای تمامی طبقات، بار زنده برای بام و سایر طبقات بر طبق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان به ترتیب برابر با ۰/۵، ۰/۱۵ و ۰/۲۰ تن بر مترمربع در نظر گرفته شده است. سازه‌ها در شهر تهران با خطر لرزه‌خیزی خیلی زیاد بر روی خاک نوع II قرار گرفته و دارای اهمیت متوسط می‌باشند. جنس مقاطع از نوع فولاد ST37 با تنش تسلیم ۲۴۰۰ کیلوگرم بر سانتی مترمربع می‌باشد. مقادیر ضریب زلزله و برش پایه بر اساس آیین نامه طراحی ساختمان در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰، ویرایش ۴) محاسبه گردید. سازه‌های مطالعاتی بر اساس آیین‌نامه مذکور و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان طراحی شده‌اند. همچنین، برقراری دو معیار محدودیت جابه‌جایی نسبی طبقات و همچنین اصل ستون قوی و تیر ضعیف نیز بررسی و تایید شدند. مجموعه مقاطع طراحی شده برای سازه‌های مطالعاتی در جدول (۱) و شکل (۲) نشان داده شده است.



شکل ۱- (الف) پلان سازه‌های مطالعاتی، (ب) نمای سازه قاب خمشی محیطی پایه (مدل ۱)، (ج) نمای سازه قاب خمشی محیطی دارای المان‌های زیر بزرگ مقیاس با اتصال به یک ستون (مدل ۲) و (د) نمای سازه قاب خمشی محیطی دارای المان‌های زیر بزرگ مقیاس با اتصال به دو ستون (مدل ۳)



شکل ۲- شکل هندسی مقاطع طراحی شده

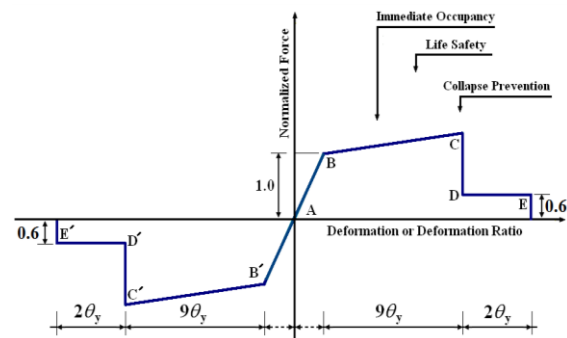
جدول ۱- مقاطع طراحی شده برای المان‌های سازه‌ای شامل ستون‌ها، تیرها و زیپرها بر اساس شکل‌های ۱ و ۲ (ابعاد به mm)

مقطع زیپرها	مقطع تیرها		مقطع ستون‌ها		گروه طبقات
	پانل مفصلی	پانل خمشی	پانل مفصلی	پانل خمشی	
2UNP300 (only 1-4)	B350×20×150×10	B500×20×500×25	C550×30	C750×30×650×25	۱-۵
	B350×20×150×10	B500×20×500×25	C550×30	C700×30	۶-۱۰
	B350×20×150×10	B500×20×500×25	C450×25	C650×30	۱۱-۱۵
	B350×20×150×10	B500×20×450×25	C400×25	C600×30	۱۶-۲۰
	B350×20×150×10	B450×20×400×25	C350×20	C550×25	۲۱-۲۵
	B350×20×150×10	B350×15×400×20	C300×10	C500×15	۲۶-۳۰

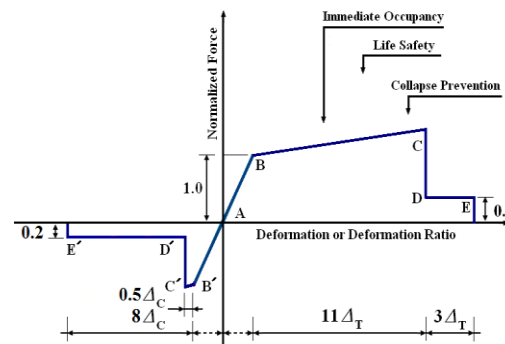
۳- تحلیل دینامیکی غیرخطی

۳-۱- تعریف رفتار غیرخطی

مدل‌سازی رفتار واقعی المان‌های یک سازه تحت اثر عدم قطعیت‌های فراوانی است. منحنی‌های معیار نیرو-تغییرشکل اعضا جهت بررسی دقیق فرآیند فروریزش سازه تحت رکوردهای نیرومند زلزله باید ضمن انطباق با نتایج و سوابق آزمایشگاهی، توانایی توصیف روند کاهش سختی و زوال مقاومت دارا باشند [۲۴ و ۲۵]. تعریف و کاربرد منحنی‌های معیار نیرو-تغییرشکل در این پژوهش بر پایه FEMA 356 انجام شده است. مفاصل غیرخطی P-M2-M3 (اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی) در دو بخش انتهایی ستون‌ها، همچنین مفصل M3 برای تیرها با صلبیت کامل چشمه اتصال و نیز مفصل P برای زیپرها استفاده شد (شکل (۳)).



(الف) المان‌های تیر و ستون



(ب) المان‌های زیپر بزرگ مقیاس

شکل ۳- مدل رفتار غیرخطی

۳-۲- انتخاب رکوردها

مسئله انتخاب شتاب‌نگاشت‌ها در یک پروژه مهندسی، ارتباط نزدیکی با ساختار زمین‌شناسی و مکانیزم گسل‌های منطقه ساختگاه دارد. وجود پالس‌های پرانرژی و بلندمدت در تاریخچه زمانی هر کدام از مولفه‌های یک رکورد نیرومند حوزه نزدیک،

می‌تواند پارامترهای پاسخ و مشخصات رفتار سازه را تحت تاثیر شدید قرار دهد [۲۶-۲۹]. معیار اصلی در انتخاب رکوردهای زلزله در این پژوهش؛ وجود اثرات نیرومند جهت‌داری، انطباق نوع خاک ساختگاه، همچنین وجود پالس بزرگ و پر دامنه در تاریخچه زمانی سرعت زمین بوده است. چهار رکورد حوزه نزدیک سه مولفه‌ای انتخابی (SPV) Sepulveda V.A. (SPV)، Northridge 1994 (WPI) Newhall W.Pico و Saticoy (STC) از زلزله Erzincan 1992 (ERZ) نیز رکورد ترکیه می‌باشند. رکورد El Centro 1940 (ELC) به عنوان معیار حوزه دور انتخاب شده است. پارامترهای فیزیکی این رکوردها در جدول (۲) آورده شده و تاریخچه زمانی شتاب و سرعت هر سه مولفه نیز در شکل (۴) مشهود می‌باشد.

ملاحظه می‌شود که رکورد حوزه دور ELC فاقد هر گونه پالس سرعت است. همچنین رکورد WPI دارای بزرگ‌ترین پالس سرعت، متناظر با مولفه نرمال (مولفه TR) و با مقدار بیشینه‌ای برابر با ۹۳ سانتی‌متر بر ثانیه می‌باشد. رکورد نیرومند ERZ دارای PGV برابر با مقدار ۸۴ سانتی‌متر بر ثانیه است. تاریخچه زمانی سرعت زمین برای دو مولفه LN و TR رکوردهای STC و SPV نیز دارای مجموعه‌ای از ساختارهای پیوسته و موجک‌های کم‌دامنه می‌باشد. یک پالس کوچک و نه چندان نیرومند در بازه زمانی ۳ ثانیه تا ۵ ثانیه در تاریخچه سرعت مولفه TR رکورد SPV وجود دارد. تاریخچه سرعت مولفه LN این رکورد دارای دو پالس کوچک و به نسبت کم‌دامنه در دو محدوده زمانی ۳ ثانیه تا ۴/۵ ثانیه و نیز ۶ ثانیه تا ۹ ثانیه است. تاریخچه زمانی شتاب رکورد SPV دارای حداکثر شتاب زمین PGA برابر با ۰/۹۳g می‌باشد.

مولفه قائم (مولفه UP) رکوردهای شکل (۴) نیز به مراتب ضعیف‌تر از دو مولفه LN و TR است. ساختار لرزه‌شناسی و مشخصات طیفی مولفه قائم یک رکورد حوزه نزدیک، بستگی مستقیم به ساختار گسیختگی گسل و شاخص انرژی متناظر با محدوده فرکانس‌های بالا (بازه طیفی بیش از ۲۰ هرتز) دارد. مولفه قائم رکوردهای نیرومند حاصل از ارتعاشات حوزه گسیختگی گسل‌های نرمال، دارای پتانسیل بالای آزادسازی انرژی است.

همچنین، مولفه UP مربوط به رکورد SPV دارای یک مجموعه اسپایک‌های به نسبت دامنه بلند و با گام زمانی کوچکتر از ۰/۲۵ ثانیه است. شاخص عددی یا همان دامنه ارتفاعی اسپایک‌های کوچک موجود در تاریخچه زمانی شتاب مولفه UP از رکوردهای STC 1994، ERZ 1992 و همچنین رکورد حوزه

ملاحظه می‌شود. قابل ذکر است که پالس‌های مشخص بزرگ و پیوسته شتاب و سرعت در تاریخچه زمانی هر دو مولفه LN و TR این رکورد وجود دارند.

دور ELC 1940، بسیار پایین و کمتر از $0.1/5g$ است. تنها یک ساختار موجی شکل کوچک با گام زمانی حدود 0.05 ثانیه، همراه با گروه اسپایک‌های ضعیف شتاب در تاریخچه زمانی مولفه عمودی رکورد پالس‌گونه WPI از زلزله نورتریج ۱۹۹۴

جدول ۲- مشخصات فیزیکی رکوردهای انتخابی

بزرگا M_w	حداکثر جابجایی زمین PGD (cm)	حداکثر سرعت زمین PGV (cm/s)	حداکثر شتاب زمین PGA (g)		
۶.۷	۱۶/۱	۶۷/۴	۰/۳۲۵	مؤلفه موازی صفحه شکست گسل	نورتریج ۱۹۹۴ رکورد WPI
	۵۶/۶	۹۲/۸	۰/۴۵۵	مؤلفه عمود بر صفحه شکست گسل	
	۱۳/۳	۳۷/۲	۰/۲۹۰	مؤلفه قائم	
۶.۷	۸/۴۵	۲۸/۸۵	۰/۳۶۸	مؤلفه موازی صفحه شکست گسل	نورتریج ۱۹۹۴ رکورد STC
	۲۲/۷	۶۱/۵۹	۰/۴۷۷	مؤلفه عمود بر صفحه شکست گسل	
	۳/۳۲	۶/۲۶	۰/۱۵۳	مؤلفه قائم	
۶.۷	۱۵/۱	۷۵/۹۶	۰/۹۳۹	مؤلفه موازی صفحه شکست گسل	نورتریج ۱۹۹۴ رکورد SPV
	۱۸/۷	۸۴/۸۳	۰/۷۵۲	مؤلفه عمود بر صفحه شکست گسل	
	۹/۳	۳۳/۰۵	۰/۴۶۷	مؤلفه قائم	
۶.۷	۲۳/۹	۴۶/۴۷	۰/۴۰۳	مؤلفه موازی صفحه شکست گسل	ارزینکن ۱۹۹۲ رکورد ERZ
	۶۱/۹	۸۳/۹۵	۰/۵۱۵	مؤلفه عمود بر صفحه شکست گسل	
	۶/۶۹	۱۷/۲	۰/۲۴۸	مؤلفه قائم	
۷/۰	۲۳/۹	۳۰/۲	۰/۲۱۵	مؤلفه موازی صفحه شکست گسل	السترو ۱۹۴۰ رکورد ELC (حوزه دور)
	۱۳/۳	۲۹/۸	۰/۳۱۳	مؤلفه عمود بر صفحه شکست گسل	
	۹/۱۶	۱۰/۷	۰/۲۰۵	مؤلفه قائم	

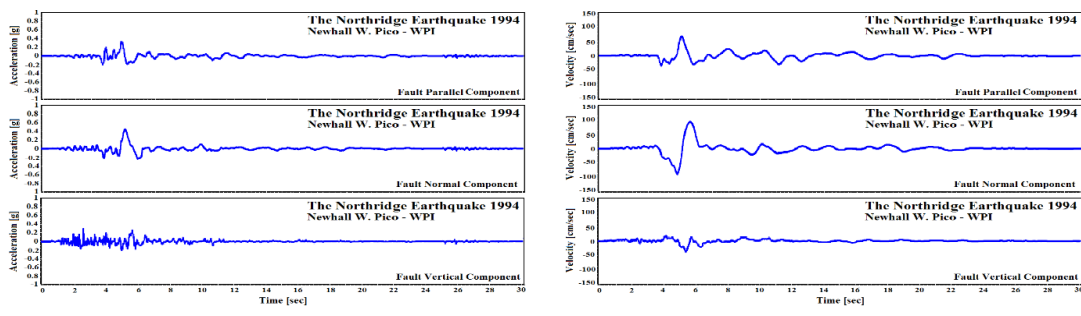
یک نمونه از فرآیند مذکور در شکل‌های (۵) و (۶) ملاحظه می‌شود. شکل (۵) حاوی طیف‌های طرح استاندارد ۲۸۰۰، طیف جذر مجموع مربعات و نیز طیف پاسخ شتاب متناظر با هر سه مولفه رکورد پالس‌گونه ERZ از زلزله Erzincan ترکیه است. شکل (۶) نیز تاریخچه زمانی سرعت مولفه TR این رکورد را در حالت طبیعی (میدان آزاد) و مقیاس شده برای سازه‌های مطالعاتی نمایش می‌دهد.

مطابق شکل (۶) پس از اعمال ضریب مقیاس به تاریخچه زمانی سرعت متناظر با مولفه TR رکورد ERZ 1992، ملاحظه می‌شود که همراه با پالس مشخص و بزرگ مربوط به محدوده زمانی ۲ ثانیه تا ۵/۵ ثانیه، یک مجموعه موجک‌های به نسبت پر دامنه نیز پدیدار خواهند شد. این روند بزرگنمایی برای مولفه‌های افقی LN و TR و نیز مولفه قائم UP رکورد شتاب زلزله اعمال می‌گردد. بدین ترتیب هر دو پالس مشخص شتاب موجود در تاریخچه زمانی مولفه‌های LN و TR رکورد ERZ در شکل (۴-د)، تبدیل به ساختارهای موجی شکل بسیار پر قدرت

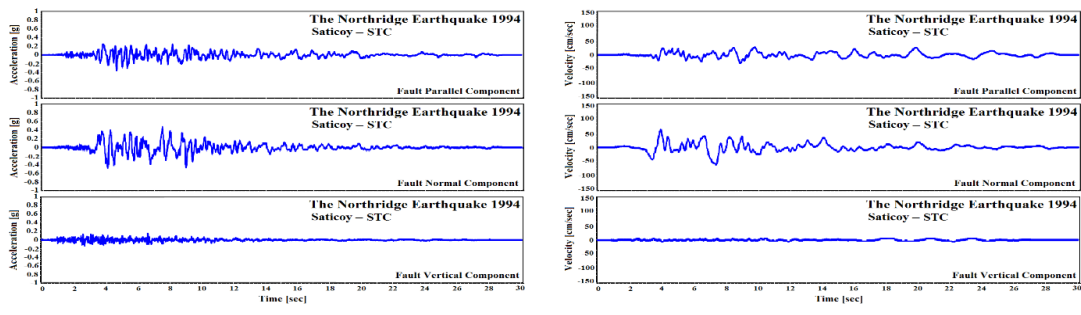
۳-۳- مقیاس‌گذاری رکوردها

با توجه به معیارهایی همانند اثرات لایه‌های خاک، نوع گسل، فاصله از گسل که بر ویژگی‌های رکوردها تاثیر می‌گذارند، نیاز به مقیاس‌گذاری بر اساس هم پایه‌سازی جنبش‌های نیرومند زمین در زلزله‌های مختلف با پهنه‌بندی خطر در حوزه ساختگاه مورد نظر، امری مهم است [۳۰ و ۳۱]. در این پژوهش، ضرایب مقیاس برای هر یک از رکوردهای انتخابی بر اساس بند ۲-۳-۵-۳ ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ به طور مجزا محاسبه گردید. هر مولفه از شتاب‌نگاشت به حداکثر مقدار PGA خود، افزاز شده و طیف پاسخ برای هر کدام نیز با منظور کردن نسبت میرایی ۵ درصد تعیین گردید. طیف پاسخ سه مولفه شتاب‌نگاشت با روش جذر مجموع مربعات با یکدیگر ترکیب شده و سپس هر شتاب‌نگاشت به گونه‌ای مقیاس می‌گردد که در محدوده $0.2T$ تا $1/5T$ مقدار طیف جذر مجموع مربعات (SRSS) از $1/31$ برابر مقدار طیف طرح استاندارد کمتر نشود. پارامتر T پیوند مود اول نوسانی سازه‌های مطالعاتی می‌باشد.

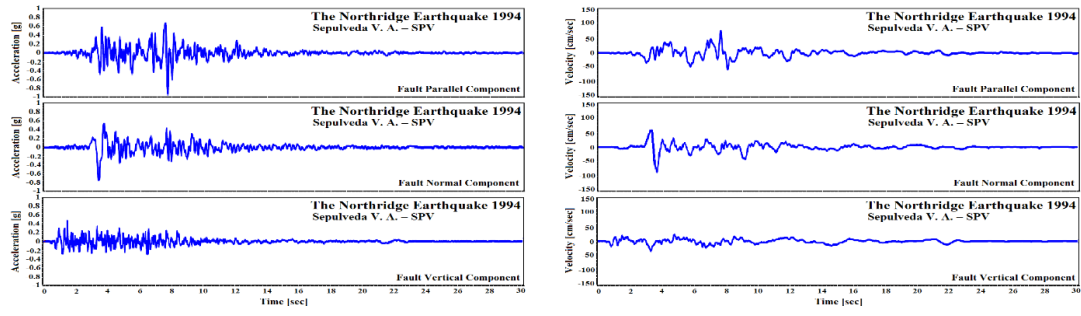




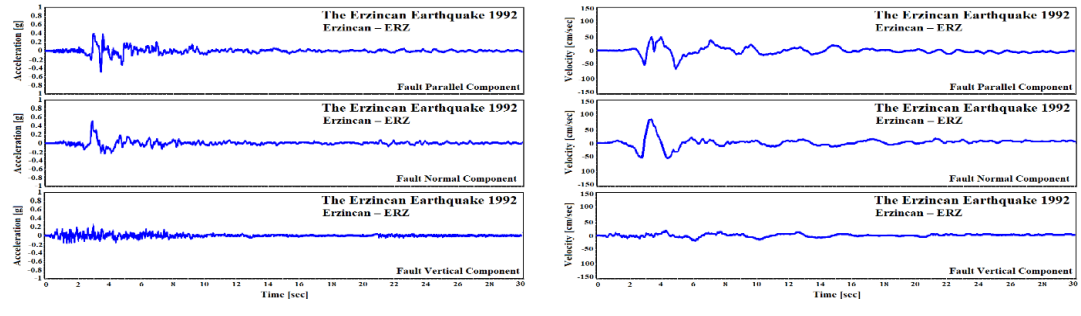
الف) رکورد سه مولفه‌ای WPI 1994



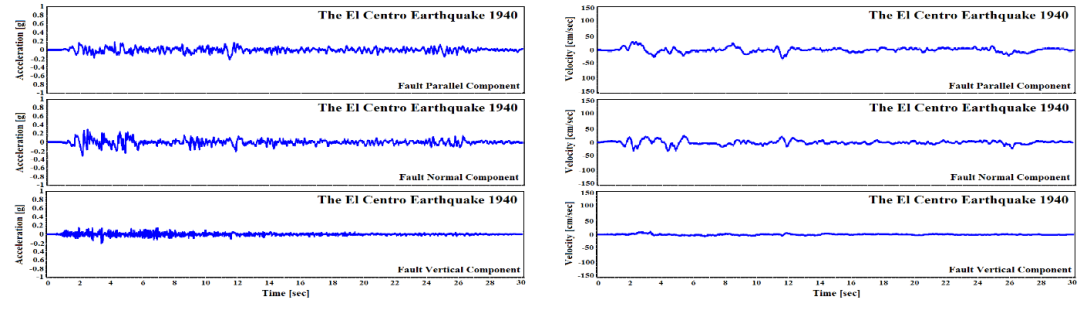
ب) رکورد سه مولفه‌ای STC 1994



ج) رکورد سه مولفه‌ای SPV 1994



د) رکورد سه مولفه‌ای ERZ 1992

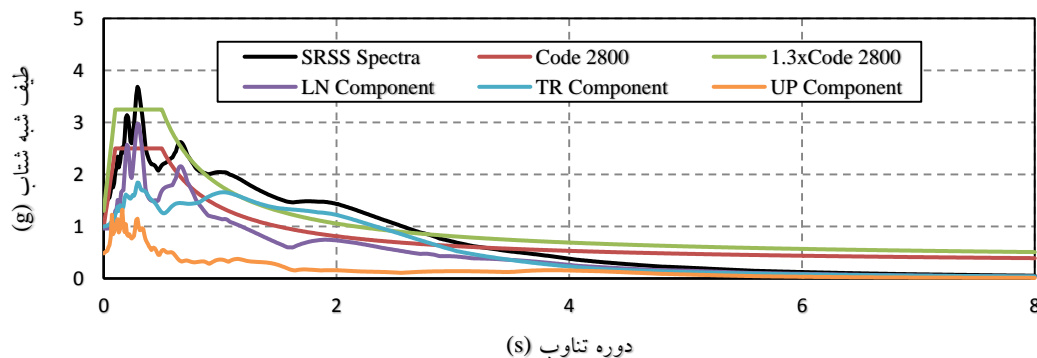


ه) رکورد سه مولفه‌ای ELC 1940

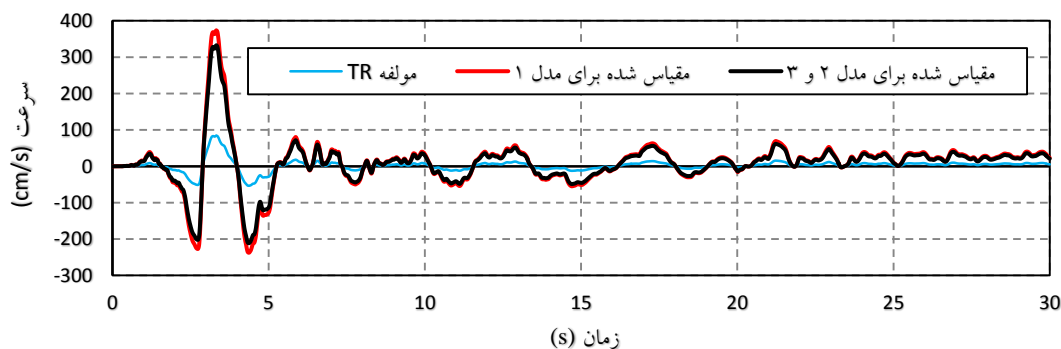
شکل ۴- تاریخچه زمانی شتاب و سرعت زمین متناظر با رکوردهای مختلف

Erzincan باشد. همانطور که در شکل (۶) نشان داده شده، عدد ضریب مقیاس این رکورد برای مدل ۲ و ۳ (دارای پیکربندی المان‌های زیپر) کمی کمتر از مقدار متناظر برای مدل ۱ (فاقد آرایش المان‌های زیپر) است. این امر به علت کاهش دوره تناوب سازه دارای المان‌های زیپر می‌باشد، (شکل (۱)).

می‌شوند. همچنین در کنار روند بزرگ شدن هر دو پالس مذکور، مجموعه اسپایک‌های کم دامنه شتاب نیز بصورت یک گروه موجک‌های به نسبت نیرومند پدیدار خواهند شد. بزرگنمایی پالس‌های سرعت رکورد ERZ سبب می‌شود که حالت مقیاس شده آن بسیار نیرومندتر از شکل واقعی زمین لرزه



شکل ۵- طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰؛ معیار ۱/۳۱ برابر طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰؛ طیف جذر مجموع مربعات سه مولفه؛ طیف‌های شبه شتاب سه مولفه افقی LN، عمودی TR و قائم UP برای رکورد ERZ 1992



شکل ۶- نمایش تاریخچه زمانی سرعت مولفه TR رکورد ERZ در حالت طبیعی، مقیاس شده برای مدل ۱، مقیاس شده برای مدل‌های ۲ و ۳

رفتار غیرخطی با دامنه بزرگ را در پی دارد. بروز و گسترش تدریجی اثرات نامطلوب ناشی از کاهش سختی و زوال مقاومت در رفتار لرزه‌ای المان‌های اصلی اسکلت مقاوم سازه، سبب گذر سریع از عملکرد ایمنی جانی و حاکم شدن احتمالی وضعیت آستانه فروریزش می‌گردد.

۴- بررسی پارامترهای نیاز لرزه‌ای

نتایج حاصله در این پژوهش نشان می‌دهد که تعبیه پیکربندی المان‌های زیپر بزرگ مقیاس در مدل‌های ۲ و ۳ (شکل (۱))، سبب افزایش مدت زمان برقراری پایداری دینامیکی سازه تحت ارتعاشات به مراتب نیرومندتر شده زمین می‌شود، (جدول (۳)).

بدین ترتیب با ضریب‌دار شدن هر سه مولفه یک رکورد نیرومند حوزه نزدیک، ساختارهای چند موجی بزرگ و بلند مدت، نظیر پالس‌های ترکیبی سینوسی در تاریخچه زمانی تغییرمکان زمین ظاهر خواهند شد. نمود رفتار ضربه‌ای زمین ناشی از ارتعاشات پر قدرت در حوزه نزدیک گسل بر همین مبنا استوار است [۳۱ و ۳۲]. تعریف ضریب مقیاس برای رکوردهای حاوی اثرات جهت داری و شکست پیش‌رونده گسل، ساختار تغییرمکان دینامیکی زمین را به یک جنبش هجومی شامل ضربات چندگانه بسیار پرانرژی و ویران‌گر تبدیل می‌نماید. نمود این رفتار بصورت ضربات متوالی به اسکلت مقاوم ساختمان است که پدیدار شدن مکانیزم‌های پلاستیک و نیز گسترش سریع

همچنین دانسته شده که محدوده افزایش از مدت ۰/۵ ثانیه برای رکورد WPI تا ۱۶/۵۲ ثانیه برای رکورد STC ادامه دارد. بدیهی است که اعمال ضرایب مقیاس سبب افزایش دامنه و بزرگ شدن پیکره پالس‌های شتاب و سرعت خواهد شد. این فرایند نیز منتهی به نیرومندتر شدن رکورد حوزه نزدیک می‌شود. بر پایه شکل (۷)، حداکثر برش پایه تحت مولفه TR (راستای Y پلان) بزرگ‌تر از پارامتر نظیر تحت مولفه LN (راستای X پلان) می‌باشد.

پیکربندی المان‌های زیپر بزرگ مقیاس باعث افزایش میزان برش پایه محاسباتی هر دو جهت پلان سازه‌های مطالعاتی ۲ و ۳ نسبت به مدل ۱ گردیده است. مقدار این افزایش در راستای X با حداکثر برابر با ۲۹ درصد تحت رکورد STC ایجاد شده و در راستای Y نیز با حداکثر برابر با ۱۶ درصد برای رکورد ELC می‌باشد. علت این افزایش در مقدار برش پایه، کاهش پریود طبیعی سازه‌های ۲ و ۳ به علت وجود المان‌های زیپر است. نتایج مربوط به دو رکورد مقیاس شده WPI و ERZ که خود دارای پالس‌های بزرگ و مشخص شتاب و سرعت در هر دو مولفه LN و TR می‌باشند، نسبت به موارد متناظر حاصل از رکوردهای ضریب‌دار شده SPV و STC، بطور تقریبی کمتر است. بر مبنای شکل (۴) تاریخچه زمانی حالت میدان آزاد هر دو رکورد SPV و STC حاوی مجموعه بزرگی از اسپایک‌های به نسبت پدیده شتاب است که با اعمال ضریب مقیاس (جدول (۳)) تبدیل به یک گروه ساختارهای موجی‌شکل پرنرژی خواهند شد. این موضوع نمودی از ماهیت راندوم رکوردهای زلزله است.

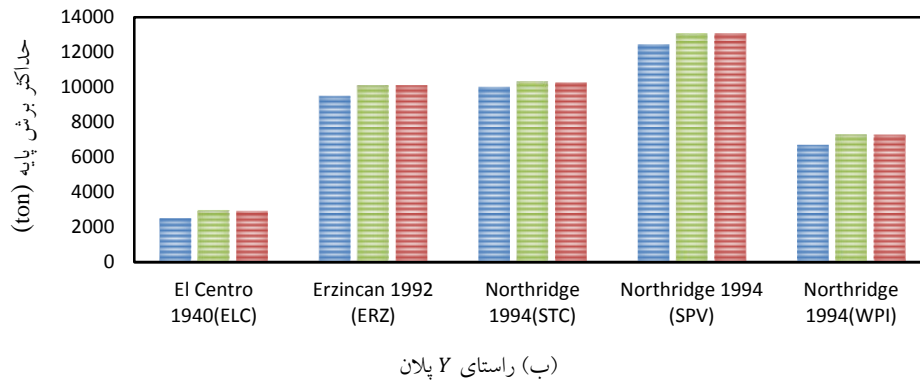
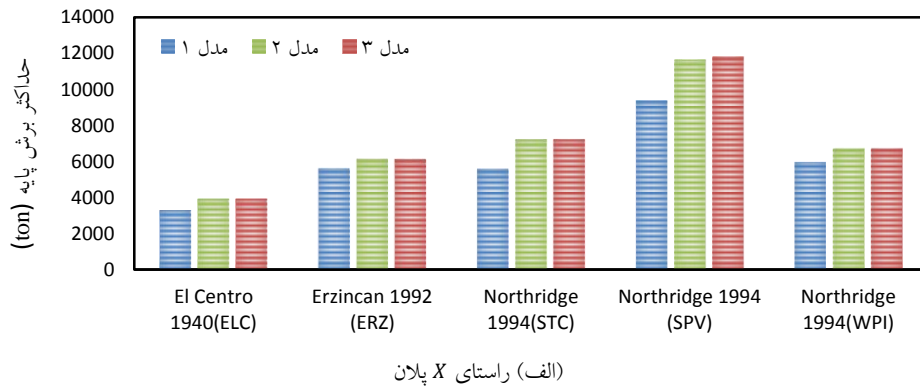
بیشینه تغییرمکان جانبی طبقه ۳۰م (تراز بام) در نقطه A تحت مولفه TR (راستای Y پلان) برای هر سه مدل مطالعاتی در شکل (۸) نشان داده شده است. پیکربندی المان‌های زیپر بزرگ مقیاس باعث کاهش قابل توجه میزان بیشینه تغییرمکان جانبی

بام (تراز z=H) در سازه‌های مطالعاتی ۲ و ۳ نسبت به مدل ۱ گردیده است. حداکثر و حداقل مقدار این کاهش به ترتیب برابر با ۶۵ درصد تحت رکورد STC در مدل ۳ و ۱۳ درصد تحت رکورد ERZ در مدل‌های ۲ و ۳ می‌باشد. همچنین پارامتر مذکور تحت رکورد حوزه دور ELC در مدل‌های ۲ و ۳ نسبت به مدل پایه، ۷ درصد افزایش نشان داده است. ماهیت فیزیکی متفاوت رکوردهای حوزه دور نسبت به جنبش‌های نیرومند ثبت شده در نزدیک گسل، عامل مهم تاثیرگذار در این مقوله است.

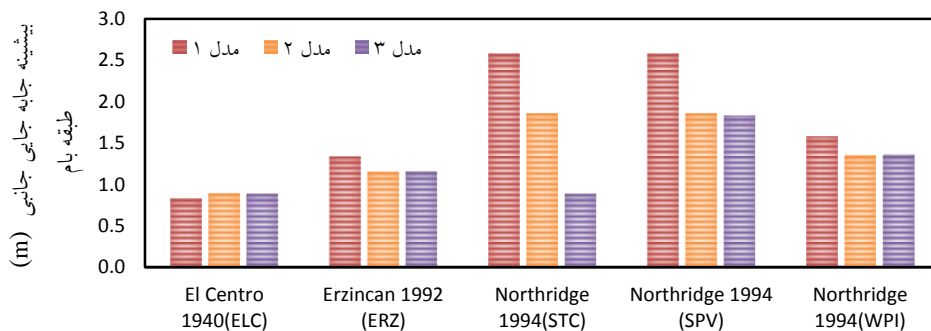
جابجایی نسبی طبقه‌ای (دریفت) در نقطه A و در راستای Y پلان مدل‌های مطالعاتی در شکل (۹) نشان داده شده است. ملاحظه می‌شود که با حضور المان‌های زیپر، مقدار دریفت در این طبقات به طرز محسوسی کاهش یافته است. نکته دیگر آن که محل حداکثر این پارامتر نیز به طبقات بالاتر منتقل شده، در حالی که مقدار آن در اکثر موارد کاهش یافته است. همچنین، در موارد خاصی که مقدار آن دچار افزایش شده نیز می‌توان علت را اضافه شدن زمان مربوط به برقراری پایداری دینامیکی اسکلت مقاوم سازه قبل از ایجاد وضعیت فروریزش کلی تحت رکورد نیرومند مقیاس شده دانست. این موضوع می‌تواند به عنوان یک نمود مثبت حاصل از کاربرد پیکربندی المان‌های زیپر بزرگ مقیاس شناخته شود. نتایج دو پیکربندی متفاوت المان‌های زیپر (مدل‌های ۲ و ۳) بسیار مشابه می‌باشند. تاریخچه زمانی رکورد حوزه دور و نه چندان نیرومند ELC 1940 حاوی یک مجموعه پر تعداد اسپایک‌های کم‌دامنه شتاب است. ملاحظه می‌شود که تحت رکورد ELC، پیکربندی المان‌های زیپر بزرگ مقیاس باعث کاهش بسیار ناچیز در دامنه تغییرات دریفت سازه‌ها می‌گردد. ماهیت فیزیکی متفاوت رکوردهای حوزه دور نسبت به جنبش‌های نیرومند حوزه نزدیک، عامل تاثیرگذار در این مساله است.

جدول ۳- دامنه زمانی متناظر با اوج روند آزاد شدن انرژی جنبشی رکورد نسبت به بازه ۳۰ ثانیه‌ای (بر حسب ثانیه)

مدل‌ها	WPI	STC	SPV	ERZ	ELC
مدل ۱	۷/۰۵	۱۳/۴۸	۴/۶۰	۵/۲۳	۳۰
مدل ۲	۷/۲۴	۳۰	۵/۶۸	۶/۵۱	۳۰
مدل ۳	۷/۵۷	۳۰	۶/۰۸	۶/۲۳	۳۰
ضریب مقیاس مدل ۱	۲/۸۶۲	۵/۷۵۳	۸/۰۲۲	۴/۴۴۵	۳/۶۷۲
ضریب مقیاس مدل ۲ و ۳	۲/۶۶۴	۴/۷۹۵	۷/۳۵۸	۳/۹۵۶	۳/۶۷۲



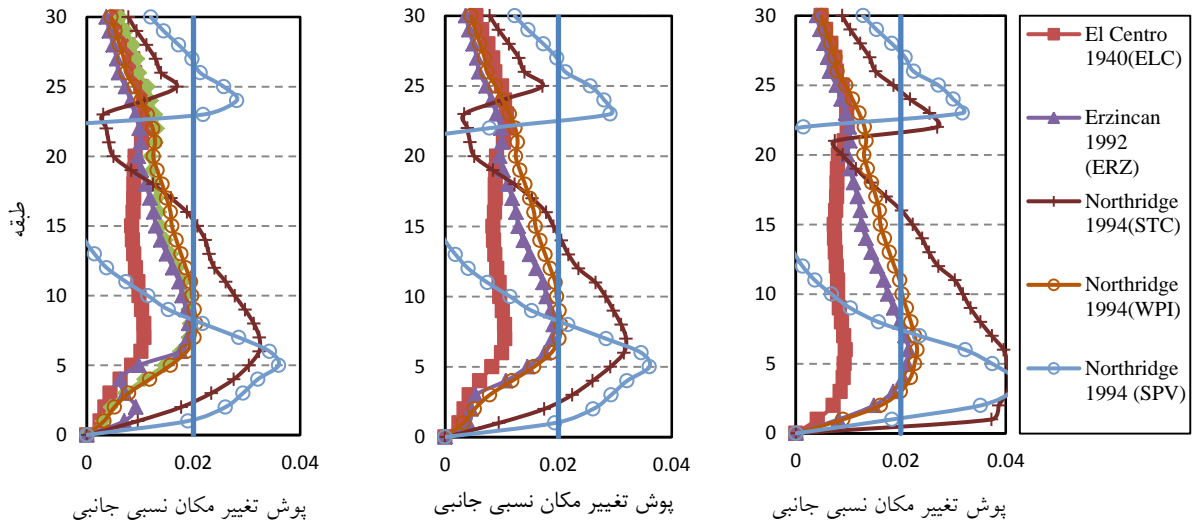
شکل ۷- حداکثر برش پایه در سه مدل مطالعاتی (شکل (۱)) تحت پنج رکورد انتخابی



شکل ۸- بیشینه تغییر مکان جانبی طبقه بام (طبقه ۳۰) در نقطه A در سه مدل مطالعاتی (شکل (۱)) تحت پنج رکورد انتخابی در راستای Y پلان

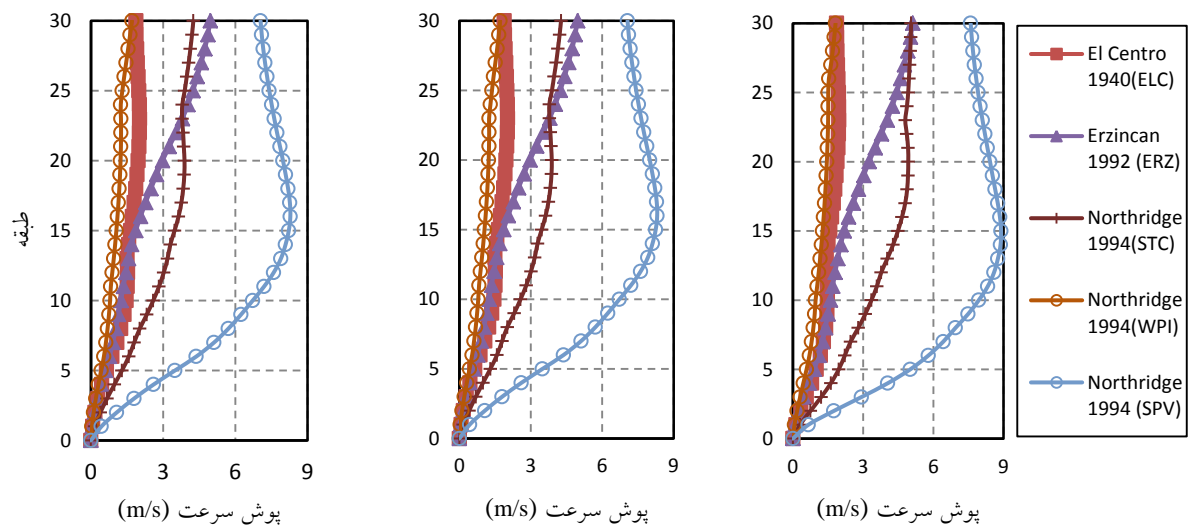
با پیکربندی المان‌های زیپر بزرگ مقیاس (مدل‌های ۲ و ۳) نسبت به مدل پایه، دارای روند یکنواخت‌تری است. چنانچه تغییرات بیشینه سرعت نسبی تحت رکورد نیرومند SPV بررسی گردد، مقدار آن در طبقات پانزدهم و سی‌ام در مدل‌های دارای پیکربندی المان‌های زیپر بزرگ مقیاس (مدل‌های ۲ و ۳)، به ترتیب ۱۵ و ۶ درصد کوچک‌تر از مقادیر مربوط به مدل پایه می‌باشد. در خصوص بیشینه شتاب مطلق طبقات، کاهش ایجاد شده در دامنه پارامتر مذکور کمتر از پارامتر سرعت نسبی بوده و بیشتر در طبقات تحتانی محسوس است.

شکل‌های (۱۰) و (۱۱) به ترتیب نشان دهنده نمودارهای پوش بیشینه سرعت نسبی و شتاب مطلق طبقات در محل مرکز جرم C_M و در راستای Y پلان هستند. دامنه تغییرات پارامتر سرعت نسبی به دلیل وجود اثرات نیرومند جهت‌داری در برخی رکوردها و نیز وجود پالس در تاریخچه زمانی سرعت زمین، به نسبت دارای مقادیر بزرگی می‌باشد. این اثر در نمودارهای پوش شتاب طبقات سازه‌ها نیز قابل مشاهده است. نتایج این پژوهش بیانگر آن است که پارامترهای پاسخ سازه‌ها به شدت تحت تأثیر ساختار فیزیکی رکوردهای زلزله هستند. تغییرات هر دو پارامتر پاسخ سرعت نسبی و شتاب مطلق طبقات در ساختارهای



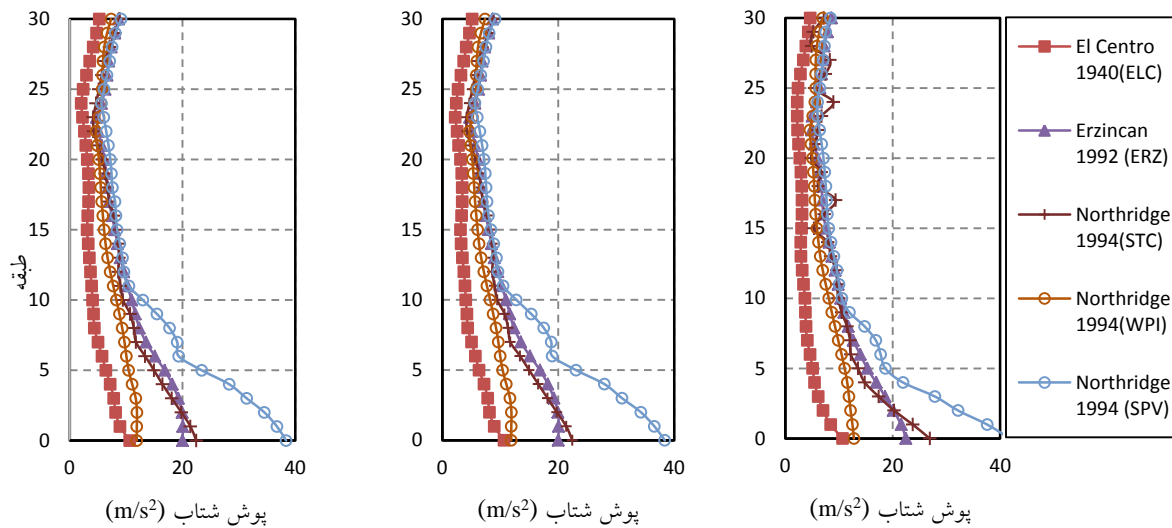
الف) مدل ۱ با ساختار قاب خمشی محیطی پایه
 ب) مدل ۲ با ساختار قاب خمشی محیطی دارای المان‌های زیپر بزرگ مقیاس با اتصال به یک ستون
 ج) مدل ۳ با ساختار قاب خمشی محیطی دارای المان‌های زیپر بزرگ مقیاس با اتصال به دو ستون

شکل ۹- پوش بیشینه تغییر مکان نسبی جانبی طبقات در نقطه A و راستای Y پلان (مقدار ۰/۰۲ بیانگر حد مجاز تعریف شده در استاندارد ۲۸۰۰ است).



الف) مدل ۱ با ساختار قاب خمشی محیطی پایه
 ب) مدل ۲ با ساختار قاب خمشی محیطی دارای المان‌های زیپر بزرگ مقیاس با اتصال به یک ستون
 ج) مدل ۳ با ساختار قاب خمشی محیطی دارای المان‌های زیپر بزرگ مقیاس با اتصال به دو ستون

شکل ۱۰- نمودار پوش بیشینه سرعت نسبی طبقات در محل مرکز جرم C_M و راستای Y پلان



(ج) مدل ۳ با ساختار قاب خمشی محیطی دارای المان‌های زیر بزرگ مقیاس با اتصال به دو ستون

(ب) مدل ۲ با ساختار قاب خمشی محیطی دارای المان‌های زیر بزرگ مقیاس با اتصال به یک ستون

(الف) مدل ۱ با ساختار قاب خمشی محیطی پایه

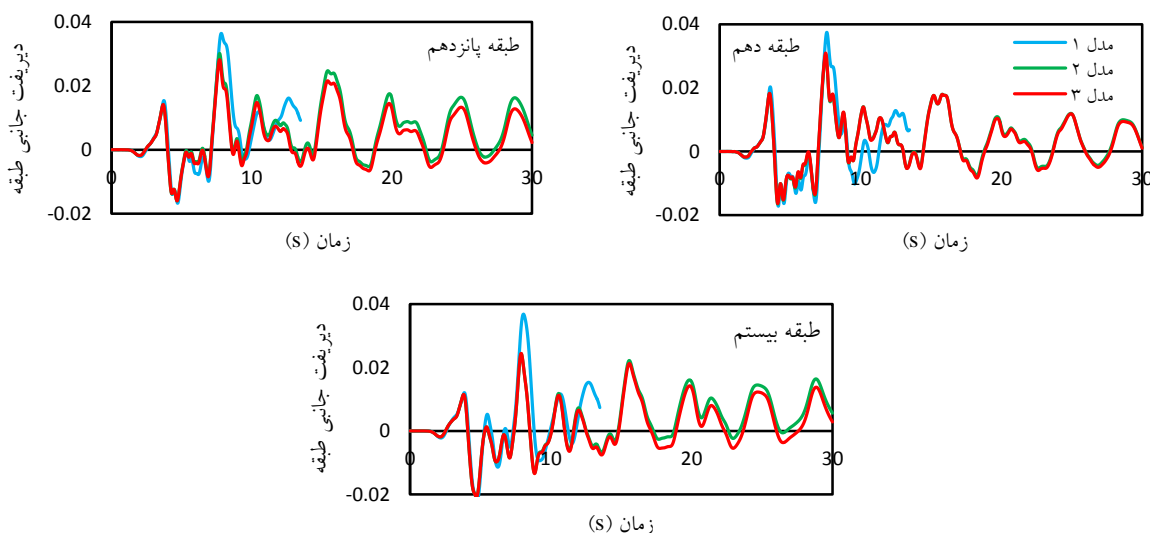
شکل ۱۱- نمودار پوش بیشینه شتاب مطلق طبقات در محل مرکز جرم C_M و راستای Y پلان

بوده و هیچ‌گونه روند یکنواختی ندارد. پیکربندی المان‌های زیر بزرگ مقیاس سبب کاهش محسوس تغییرات دررفت ماندگار شده و یکنواختی نسبی برای این پارامتر در سراسر ارتفاع سازه ملاحظه می‌شود. نمود تحلیل این مورد نیز در برقرار ماندن پایداری دینامیکی سازه تا محدوده بزرگتری از بازه زمانی رکوردهای حوزه نزدیک می‌باشد.

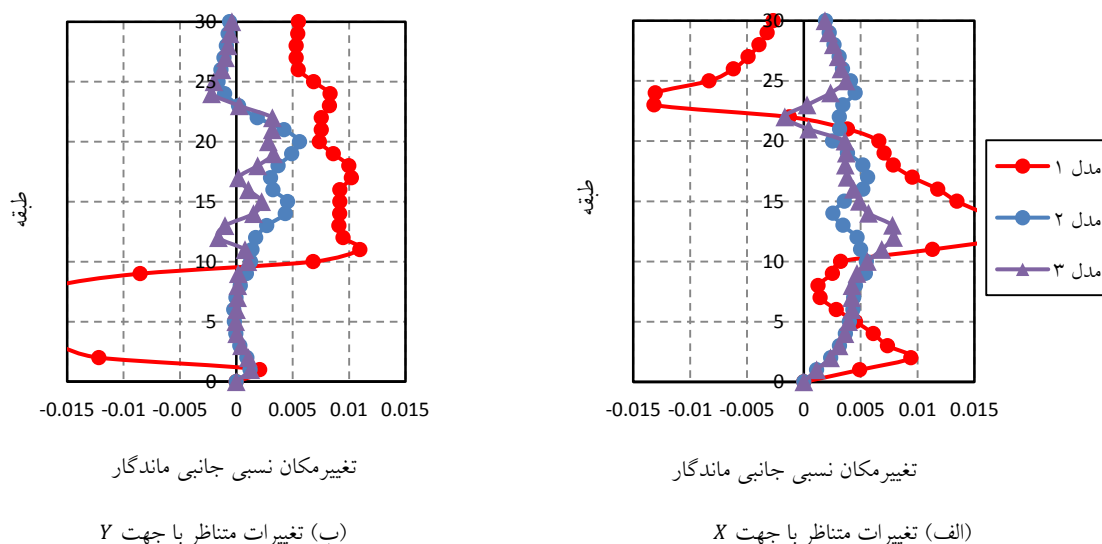
بدیهی است که با اعمال ضرایب مقیاس بر رکوردهای زلزله، شدت و دامنه بارگذاری دینامیکی معادل وارد بر اسکلت مقاوم سازه نیز تغییر می‌کند. هر اندازه که این ضرایب بزرگ‌تر باشند، رکوردهای مقیاس شده نیز بصورت نیرومندتری به سازه وارد خواهند شد. نتیجه این رویه نیز تشکیل ساختار گسترش یافته مکانیزم‌های پلاستیک در اسکلت مقاوم سازه است، به طوری که دامنه غیرخطی شدن در بسیاری از المان‌های اصلی به حدود بالاتر از ایمنی جانی نیز می‌رسد. آرایش و محل تشکیل مفاصل پلاستیک در صفحه قاب صلب گوشه‌ای پلان و به موازات محور X هر یک از مدل‌های مطالعاتی، تحت رکورد مقیاس شده STC در شکل (۱۴) به نمایش در آمده است. همچنین به جهت درک بهتر شدت شتاب اعمال شده به سازه‌های مطالعاتی توسط این رکورد، تاریخچه زمانی شتاب دو مولفه LN و TR مربوطه در حالت طبیعی و مقیاس شده در شکل (۱۵) به نمایش در آمده است.

یک ارزیابی تحلیلی نیز بر روی اثرات ناشی از پالس سرعت رکوردهای حوزه نزدیک بر رفتار لرزه‌ای سازه‌های مطالعاتی از دیدگاه تاریخچه زمانی دررفت جانبی طبقات صورت گرفته است. نمودارهای تاریخچه زمانی پارامتر نیاز دررفت طبقات دهم، پانزدهم و بیستم برای هر سه مدل مطالعاتی تحت رکورد STC در شکل (۱۲) آورده شده و این نمودارها مربوط به نقطه A طبقات سازه در جهت Y هستند. سازه مطالعاتی پایه (مدل ۱) در زمان $۱۳/۴۸$ ثانیه دچار فروریزش شده و ملاحظه شد که پیکربندی المان‌های زیر باعث افزایش پایداری سازه و قابلیت تحمل بار جانبی تا پایان ۳۰ ثانیه می‌شود. همچنین مشهود است که مدل‌های ۲ و ۳ مقادیر کمتری از دررفت را در زمان اعمال بار جانبی تحمل کرده و مقدار حداکثر آن مربوط به طبقه دهم می‌باشد. نکته دیگر آن که در تاریخچه زمانی پارامتر دررفت در شکل (۱۲)، پدیدار شدن تغییرشکل نسبی ماندگار در طبقات مذکور مشاهده می‌شود.

دررفت ماندگار طبقات می‌تواند به عنوان یک معیار جهت ارزیابی میزان خسارت وارده بر سازه تحت اثر جنبش‌های نیرومند حوزه نزدیک تعیین گردد. تغییرات دررفت ماندگار طبقات در نقطه A و در هر دو راستای پلان سازه‌های مطالعاتی در شکل (۱۳) نشان داده شده است. تغییرات این پارامتر در راستای ارتفاع سازه با مدل پایه (شکل ۱)، به مراتب بزرگ



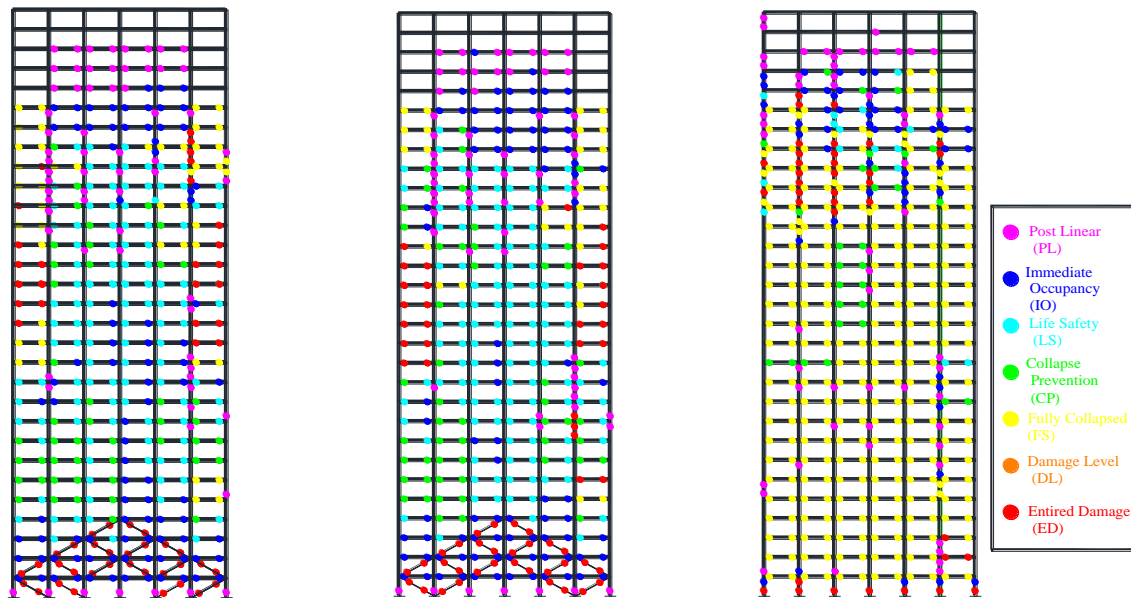
شکل ۱۲- نمودار تاریخچه زمانی دریفت طبقات دهم، پانزدهم و بیستم در نقطه A در جهت Y تحت رکورد STC: مدل ۱ با اسکلت قاب خمشی محیطی پایه (آبی)؛ مدل ۲ با اسکلت قاب خمشی محیطی دارای المانهای زیر بزرگ مقیاس با اتصال دو طرفه به ستونهای تکیه گاهی (سبز)؛ مدل ۳ با اسکلت قاب خمشی محیطی دارای المانهای زیر بزرگ مقیاس با اتصال یک طرفه به ستونهای تکیه گاهی (قرمز)



شکل ۱۳- نمودار پوش بیشینه تغییر مکان نسبی جانبی ماندگار طبقات در نقطه A پلان سازه پس از اتمام دامنه زمانی متناظر با اوج روند آزاد شدن انرژی جنبشی رکورد STC

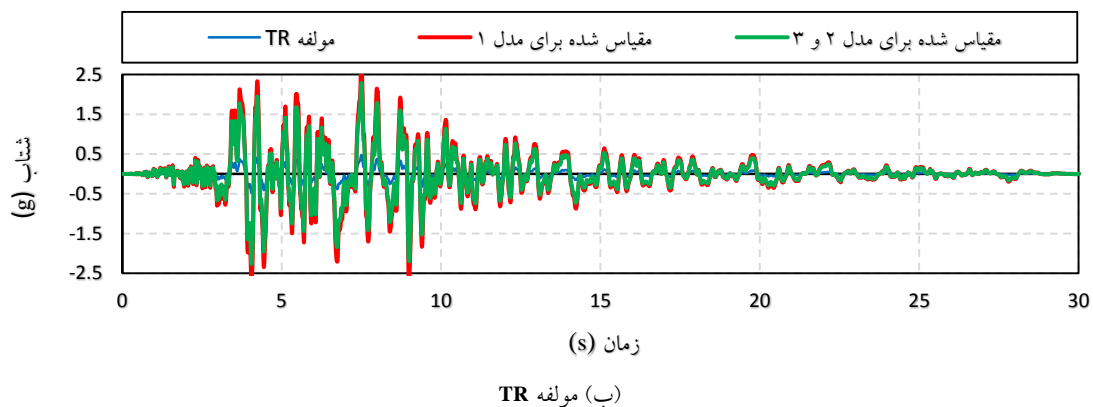
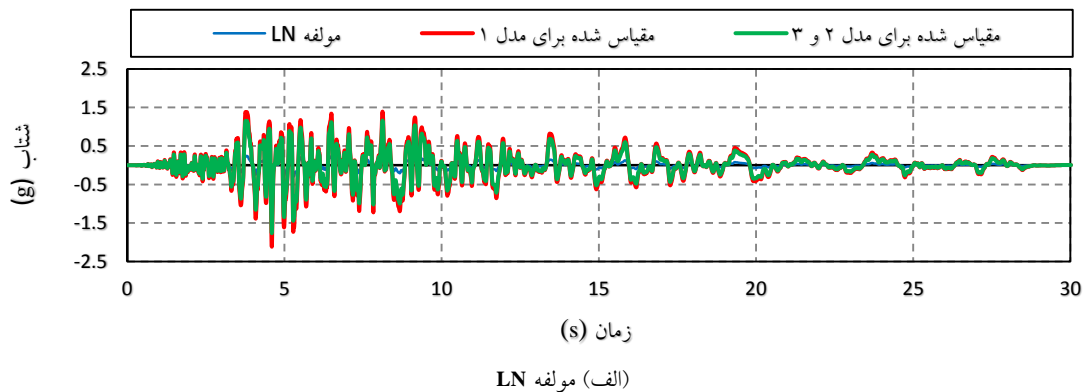
ساختار پاسخ لرزه‌ای مدل ۱، طبقات تحتانی سازه به سطح عملکرد ایمنی جانبی می‌رسند. همچنین، دو سطح عملکرد آستانه فروریزش (CP) و فروریزش کلی (C) نیز از ترازهای پایین‌تری شروع به تشکیل می‌نمایند. ساختار رفتاری مدل‌های ۲ و ۳ به گونه‌ای است که به طور نسبی، دامنه پاسخ لرزه‌ای طبقات تحتانی در حدود سطح عملکرد استفاده بی‌وقفه باقی مانده و همچنین رسیدن به سطح عملکرد آستانه فروریزش نیز در ترازهای ارتفاعی بالاتر سازه پدیدار می‌گردد.

همانطورکه در شکل (۱۴) مشاهده می‌شود، در پیکره سازه‌های ۲ و ۳ تعداد مفاصل پلاستیک کمتری نسبت به مدل ۱ تشکیل شده است. بدین ترتیب، دامنه آسیب کمتری به اسکلت مقاوم سازه وارد شده و پایداری دینامیکی در بازه زمانی گسترده‌تری برقرار می‌باشد. نکته دیگر آن که وجود زبیرها در طبقات تحتانی باعث شده که روند تشکیل و گسترش حوزه‌های غیرخطی، بیشتر و با دامنه بزرگ‌تر در این المان‌ها صورت گیرد. ملاحظه می‌شود که در



(الف) مدل ۱ با اسکلت قاب خمشی محیطی پایه
 (ب) مدل ۲ با پیکربندی المان‌های زیر بزرگ مقیاس دارای اتصال دو طرفه ستون‌های تکیه گاهی
 (ج) مدل ۳ با پیکربندی المان‌های زیر بزرگ مقیاس دارای اتصال یک طرفه ستون‌های تکیه گاهی

شکل ۱۴- آرایش مفاصل پلاستیک تشکیل شده در پیکره قاب صلب گوشه ای پلان و هم راستا با محور X در آخرین ثانیه قبل از فروریزش کلی اسکلت مقاوم سازه تحت رکورد مقیاس شده STC



شکل ۱۵- نمایش تاریخچه زمانی شتاب رکورد STC در حالت طبیعی (آبی)، مقیاس شده برای مدل ۱ (قرمز)، مقیاس شده برای مدل‌های ۲ و ۳ (سبز)، (جدول (۳))

همچنین برای بررسی کارایی و بهره‌وری اثر چیدمان المان‌های زیر بزرگ مقیاس، وزن اسکلت و میزان تغییرات جابجایی نسبی جانبی (دریفت) نقطه A پلان در سازه‌های شکل (۱) به ترتیب در جدول‌های (۴) و (۵) نشان داده شده است. اطلاعات جدول (۴) جهت مقایسه وزن مدل‌های مختلف تنظیم شده و بیان‌گر آن است که تعبیه پیکربندی زیرهای بزرگ مقیاس سبب افزایش بسیار کوچک و کمتر از ۰/۱ درصد این مشخصه می‌شود. جدول (۵) دربرگیرنده اطلاعات و مقایسه مقادیر میانگین، انحراف استاندارد و ماکزیمم دریفت جانبی

است. ارزیابی و برازش این اطلاعات نیز نشان می‌دهد که چیدمان المان‌های زیر بزرگ مقیاس در دو مدل ۲ و ۳ به ترتیب و به طور متوسط سبب کاهش ۱۴ و ۱۵ درصدی مقدار میانگین دریفت جانبی می‌شود. همچنین یک کاهش ۱۴ درصدی نیز در مقدار حداکثر دریفت جانبی رخ داده است. این نتایج نیز تأییدی بر جنبه کارایی و بهره‌وری مرتبط با جایگزینی و کاربرد آرایش مناسب زیرهای بزرگ مقیاس در اسکلت مقاوم ساختمان‌های بلند مرتبه است.

جدول ۴- وزن مصالح مصرفی سازه‌های مطالعاتی شکل (۱) (برحسب تن)

مدل‌ها	۱	۲	۳
وزن مصالح مصرفی	۴۶۷۳/۷	۴۶۷۸/۳	۴۶۷۸/۳
افزایش وزن نسبت به مدل ۱	---	کمتر از ۰/۱ درصد	کمتر از ۰/۱ درصد

جدول ۵- میانگین، انحراف استاندارد و ماکزیمم جابجایی نسبی جانبی برای نقطه A پلان سازه‌های مطالعاتی (شکل (۱))

نام رکورد	ERZ			STC			WPI			SPV		
	مدل ۱	مدل ۲	مدل ۳	مدل ۱	مدل ۲	مدل ۳	مدل ۱	مدل ۲	مدل ۳	مدل ۱	مدل ۲	مدل ۳
سازه مطالعاتی	۰/۰۱۲۳	۰/۰۱۰۶	۰/۰۱۰۷	۰/۰۲۳۷	۰/۰۱۷۰	۰/۰۱۷۱	۰/۰۱۲۵	۰/۰۱۲۵	۰/۰۱۲۵	۰/۰۱۲۹	۰/۰۱۲۹	۰/۰۱۲۱
میانگین	۰/۰۰۵۶	۰/۰۰۵۲	۰/۰۰۵۲	۰/۰۱۱۵	۰/۰۰۹۶	۰/۰۰۹۶	۰/۰۰۶۰	۰/۰۰۵۷	۰/۰۰۵۷	۰/۰۱۶۰	۰/۰۱۳۷	۰/۰۱۴۰
انحراف استاندارد	۰/۰۲۱۵	۰/۰۱۹۱	۰/۰۱۹۱	۰/۰۴۰۵	۰/۰۳۲۵	۰/۰۳۲۴	۰/۰۲۳۱	۰/۰۲۰۴	۰/۰۲۰۴	۰/۰۴۱۵	۰/۰۳۵۸	۰/۰۳۵۸
ماکزیمم												

۵- نتیجه گیری

بر اساس نتایج بدست آمده در این تحقیق ملاحظه می‌شود که پیکربندی المان‌های زیر بزرگ مقیاس باعث افزایش نسبی سختی سازه و به تبع آن کاهش نسبی دوره تناوب (پریود مود اول) خواهد شد. کاهش دوره تناوب اسکلت مقاوم سازه نیز باعث افزایش نسبی برش پایه و همچنین یک تغییر مشخص در اندازه ضریب مقیاس جهت هم‌پایه سازی رکورد با سطح خطر حوزه ساختگاه خواهد شد. اضافه مقاومت ایجاد شده ناشی از تعبیه پیکربندی المان‌های زیر، باعث می‌شود که پایداری دینامیکی اسکلت مقاوم سازه تا محدوده بزرگتری از بازه زمانی کامل رکوردهای نیرومند زلزله برقرار باشد. افزون بر مطلب فوق، درباره رکوردهای حوزه نزدیک ضعیف‌تر که تنها حاوی اسپایک‌های کم‌دامنه شتاب و یک پالس ترکیبی کوچک و کوتاه مدت سرعت می‌باشند، مجموعه پارامترهای پاسخ لرزه‌ای دارای دامنه عددی به مراتب کمتری خواهند بود. بر اساس نتایج این تحقیق، دانسته شد که روند تشکیل

مکانیزم مفاصل پلاستیک در بخش‌های میانی و فوقانی اسکلت مقاوم مدل پایه، دارای شدت بیشتری بوده و از حدود عملکردی ایمنی جانی و آستانه فروریزش نیز تجاوز نموده است. نمود اساسی فرآیند فوق در رفتار لرزه‌ای غیرخطی مدل‌های ۲ و ۳ بصورت دامنه پایین‌تر آسیب‌ها بوده و در نتیجه اسکلت مقاوم سازه دیرتر به ناپایداری دینامیکی محتمل خواهد رسید. پارامتر بیشینه تغییر مکان نسبی جانبی (دریفت) برای مدل‌های ۲ و ۳ در اکثر موارد از مدل ۱ کمتر بوده و محل وقوع مقدار حداکثر به طبقات بالاتر منتقل شده است. همچنین یک کاهش نسبی نیز در مقدار بیشینه شتاب مطلق و سرعت نسبی طبقات ایجاد می‌شود. مجموعه آورده‌های این تحقیق نشان دهنده بهره‌وری خوب و عملکرد لرزه‌ای تعدیل‌یافته اسکلت‌های مقاوم و بلند مرتبه حاوی زیرهای بزرگ مقیاس است.

۶- مراجع

- [۱] استفورد اسمیت، ب.، کول، ا. و حاجی کاظمی، ح. (مترجم)، (۱۳۷۹)، آنالیز و طراحی سازه‌های بلند، انتشارات دانشگاه فردوسی مشهد.

- [۱۹] کمیته دائمی بازنگری آیین نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، (۱۳۹۳)، آیین نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش ۴)، مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی، تهران.
- [۲۰] دفتر مقررات ملی ساختمان، (۱۳۹۲)، مقررات ملی ساختمان ایران، مبحث دهم: طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی، وزارت راه، مسکن و شهرسازی، معاونت مسکن و ساختمان، نشر توسعه ایران، تهران.
- [21] Federal Energy Management Agency (FEMA), (1998), *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, FEMA 356.
- [22] Federal Energy Management Agency (FEMA), (2005), *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*, FEMA 440.
- [23] SAP2000, Computers and Structures, Berkeley, CA, 1976-2010, *Integrated Structural Analysis and Design Software*.
- [24] Lignos, D.G. and Krawinkler, H. (2011) "Deterioration modeling of steel components in support of collapse prediction of steel moment frames under earthquake loading", *Journal of Structural Engineering (ASCE)*, Vol. 137, pp. 1291-1302.
- [25] Ibarra, L.F., Medina, R.A. and Krawinkler, H. (2005) "Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 34, pp. 1489-1511.
- [26] Movahed, H., Meshkat-Dini, A. and Tehranizadeh, M. (2014) "Seismic evaluation of steel special moment resisting frames affected by pulse type ground motions", *Asian Journal of Civil Engineering (BHRC)*, No.15, pp. 575-585.
- [27] Azhdarifar, M., Meshkat-Dini, A. and Sarvghad-Moghadam, A. (2015) "Study on the seismic response of steel medium-height buildings with framed-tube skeleton under near-fault records", *Electronic Journal of Structural Engineering (EJSE)*, Vol. 15, pp. 70-87.
- [28] 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.
- [29] Mukhopadhyay, S. and Gupta, V.K. (2013) "Directivity pulses in near-fault ground motions-II: Estimation of pulse parameter", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 50, pp. 38-52.
- [30] Somerville, P.G. (2003) "Magnitude scaling of the near-fault rupture directivity pulse", *Physics of the Earth and Planetary*, Vol. 137, pp. 201-212.
- [31] Haj Najafi, L. and Tehranizade, M. (2015) "Selecting appropriate intensity measure in view of efficiency", *Civil Engineering Infrastructures Journal*, Vol. 48, pp. 251-269.
- [32] 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 analyze earthquakes strong-motion waveforms", *Bulletin of Earthquake Engineering (Springer)*, Vol. 16, pp. 2641-2651.
- [33] 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 (EERI)*, Vol. 33, pp. 809-835.
- [2] Gunel, M.H. and Ilgin H.E. (2007), "A proposal for the classification of structural systems of tall", *Journal of Building and Environment*, Vol. 42, pp. 2667-2675.
- [3] Lue, Q.Z., Tang, J. and Li, Q.S. (2003), "Shear lag analysis in beam columns", *Engineering Structure*, Vol. 25, pp. 1131-1138.
- [4] Elghazouli, A.Y., Castro, J.M. and Izzudin, B.A. (2008), "Seismic performance of composite moment-resisting frames", *Engineering Structure*, Vol. 30, pp. 1802-1819.
- [5] Tenchini, A., D'Aniello, M., Rebelo, C., Landolfo, R., Silva, L.S. and Lima, L. (2014), "Seismic performance of dual-steel moment resisting frames", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 101, pp. 437-454.
- [6] Ke, K. and Chen, Y. (2016), "Seismic performance of MRFs with high strength steel main frames and EDBs", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 126, pp. 214-228
- [7] Iwan, W. (1995) "Drift demand spectra for selected Northridge sites", California Institute of Technology, Report No. EERL 95/07 Pasadena, California.
- [8] Elawady, A., Okail, H.O., Abdelrahman, A.A., Sayed-Ahmed E.Y. (2014) "Seismic Behavior of High-Rise Buildings with Transfer Floors", *Electronic Journal of Structural Engineering*, No.14, pp. 57-70
- [9] Krawinkler, H. (2006), "Importance of good nonlinear analysis", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, Vol. 15, pp. 515-531.
- [10] State of the art report on systems performance of steel moment frames subject to earthquake ground shaking, FEMA-355C (September 2000).
- [11] Krawinkler, H. and Alavi, B. (2004), "Behavior of moment-resisting frame structures subjected to near-fault ground motions", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 33, pp. 687-706.
- [12] Tehranizade, M. and Meshkat-Dini, A. (2007), "Non-linear response of high rise building to pulse type ground motions", *Australian Earthquake Engineering Society Conference (AEES 2007)*, Paper No. 38, Wollongong, Australia.
- [13] 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.
- [14] Hall, J.F. (1998) "Seismic response of steel frame buildings to near-source ground motions", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 27, pp. 1445-1464.
- [15] Baker, J.W. and Cornell, C.A. (2008) "Vector-valued intensity measures for pulse-like near-fault ground motions", *Engineering Structures*, Vol. 30, pp. 1048-1057
- [16] Baker, J.W. (2007) "Quantitative classification of near-fault ground motions using wavelet analysis", *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 97, No. 5, pp. 1486-1501.
- [17] Kalkan, E., Eeri, S.M., Kunnath, S.K. and Eeri M. (2006) "Effects of fling step and forward directivity on seismic response of buildings", *Earthquake Spectra*, Vol. 22, pp. 367-390.
- [۱۸] دفتر مقررات ملی ساختمان، (۱۳۹۲)، مقررات ملی ساختمان ایران، مبحث ششم: بارهای وارده بر ساختمان، وزارت راه، مسکن و شهرسازی، معاونت مسکن و ساختمان، نشر توسعه ایران، تهران.

پی نوشت

⁶ Substructure

⁷ Incremental dynamic analysis

⁸ Stiffness deterioration

⁹ Strength degradation

¹⁰ Forward directivity

¹ Framed tube

² Flange part

³ Web part

⁴ Shear lag

⁵ Bundled tube



ارزیابی عملکرد قاب‌های خمشی فولادی ویژه پس کشیده تحت خرابی پیش‌رونده

عباس قاسمی^{۱*}، حمیدرضا متدین^۲

۱- استادیار، گروه عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران مرکزی، تهران
۲- کارشناسی ارشد، گروه عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران مرکزی، تهران
*تهران، صندوق پستی ۱۶۹۹۱-۶۹۹۶، abb.ghasemi@iauctb.ac.ir
(تاریخ دریافت: ۱۳۹۷/۱۱/۳۰، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۹/۰۲/۱۰)

چکیده

به دلیل عملکرد نامناسب اتصالات خمشی جوشی در زلزله‌های اخیر، جزئیات مختلفی برای اتصالات خمشی به منظور حصول پاسخ شکل پذیر تحت بارگذاری لرزه‌ای پیشنهاد گردید. استفاده از اتصالات پس کشیده در قاب خمشی فولادی راهکاری جهت دستیابی به پاسخ شکل پذیر بوده که روش‌های مختلفی برای این اتصالات توسط محققین ارائه شده است. نتایج بررسی‌های آزمایشگاهی حاکی از مقاومت، سختی و توانایی خود مرکزی مناسب این اتصالات، و ظرفیت اتلاف انرژی بالا در صورت استفاده از سیستم مذکور خواهد بود. در این تحقیق برای بررسی خرابی پیش رونده از سه تیپ سازه با تعداد طبقات ۱۵، ۱۰، ۵ طبقه استفاده شده است. تحلیل غیرخطی سازه‌ها توسط نرم افزار OPENSEES صورت پذیرفته است. نتایج بدست آمده از پژوهش نشان داد که حذف ستون گوشه نسبت به ستون میانی اثرات شدیدتری در سازه ایجاد می‌کند. همچنین با بیشتر شدن تعداد طبقات سازه تغییر مکان قائم اتصال بالای ستون حذف شده کمتر می‌شود و این امر نشان دهنده آن است که باز توزیع نیرو در سازه‌های با تعداد طبقات بیشتر، بهتر صورت می‌گیرد. استفاده از اتصالات پس کشیده منتج به کاهش محسوس جابه جایی قائم در موقعیت ستون حذف شده دارد که میزان کاهش در ستون گوشه حذف شده بیشتر از حالت حذف ستون میانی می‌باشد. این موضوع با توجه به بحرانی تر بودن حذف ستون گوشه به افزایش تاب آوری سازه در برابر خرابی پیش رونده کمک شایانی خواهد نمود. در قاب‌های خمشی ویژه ۵ و ۱۰ طبقه در حالت حذف ستون گوشه میزان چرخش تیر مجاور ستون حذف شده فراتر از چرخش متناظر سطح عملکرد ایمنی جانی بوده در صورتیکه در قاب پس کشیده از میزان حدی سطح عملکرد ایمنی جانی به میزان قابل توجهی کمتر می‌باشد.

واژگان کلیدی

قاب فولادی، پس کشیده، خودمرکزگرا، خرابی پیش‌رونده

Seismic performance evaluation of post-tensioned steel frames against progressive collapse

A. Ghasemi, H. Motedayen

Abstract

Due to the poor performance of welded moment connections in recent earthquakes, various details were proposed for moment connections in order to obtain a ductile response. The use of post-tensioned connections (PTED) in steel moment frames is a solution to achieve a ductile response, and various methods for these connections have been proposed by researchers. The experimental results indicate the strength, stiffness and self-centering ability of these connections and the energy dissipation capacity will increase. The evaluation of the progressive collapse is based on the design and nonlinear response of 5-, 10- and 15- story steel moment frames (MRFs). In order to estimate the seismic response of the MRFs, OpenSees software was used. The Results shown that by using of PTED Connection, the vertical displacement of the top point of removed column are reduced. As the number of stories increased, the vertical displacement of the connection above the removed column will decrease. The mentioned issue is due to the proper force redistribution. The vertical displacement reduction in the elimination of the corner columns is greater than the removal of the middle column. The beam rotation in MRFs and PTED are different from each other. The rotation in MRFs exceeds from the Life safety performance level, while this does not happen for PTED.

Keywords

Steel frames, post-tensioned, self-centering, progressive collapse

پس از زلزله نورتریج و عملکرد نامناسب اتصالات جوشی، محققین جهت حصول یک پاسخ شکل پذیر تحت بارگذاری زلزله جزئیات مختلفی برای اتصالات پیشنهاد نمودند. جلوگیری از گسیختگی جوش و ایجاد تغییر شکل‌های پلاستیک در تیرها و در ناحیه‌ای خارج از اتصال تیر به ستون هدف این جزئیات پیشنهادی بود. یکی از این پیشنهادات، استفاده از اتصالات پس کشیده در قاب خمشی فولادی بوده است. نتایج بررسی‌های آزمایشگاهی حاکی از مقاومت، سختی و توانایی خودمركزی مناسب این اتصالات، و ظرفیت اتلاف انرژی بالا در صورت استفاده از اتلاف کننده در محل اتصال می‌باشد. یکی از موضوعات قابل بحث در سال‌های اخیر، عملکرد اتصالات فولادی و بررسی اثر نوع اتصال بر رفتار تیرها در خرابی پیش رونده می‌باشد. تلاش‌های تحقیقاتی زیادی جهت شناخت بهتر رفتار سازه‌ها در برابر خرابی پیش رونده و همچنین ارائه راهکارهای مستدل برای ارزیابی میزان تاب آوری سازه‌ها صورت گرفته و با توسعه آیین نامه‌های معتبر طراحی همراه بوده است. *Astaneh-Asl* [۱] ده نمونه آزمایشگاهی ساختمان یک طبقه در مقیاس اصلی را با استفاده از کابل‌های مورد استفاده در کف تحت آزمایش قرار دادند. نتایج نشان داد که عمل زنجیره‌ای کابل‌ها می‌تواند از نظر کیفی در خرابی پیش رونده کمک شایانی نماید. *Kaewkulchai* و همکارانش [۲] روش تحلیلی خرابی پیش‌رونده قاب‌های ساختمانی را ارائه نمودند. خرابی در اعضا زمانی رخ خواهد داد که شاخص آسیب به مقدار یک برسد. *Yin* و *Wang* [۳] روش تحلیلی برای عمل زنجیره‌ای تیرهای فلزی تحت پیچش و انحنای بزرگ ناشی از آتش ارائه نمودند. *Khandelwal* و همکارانش [۴] به بررسی تاثیر شکل پذیری اتصالات قاب خمشی ویژه بر خرابی پیش رونده پرداختند. *Byfield* و همکارانش [۵] نتیجه‌گیری نمودند اتصالات صنعتی استاندارد، از شکل پذیری کافی جهت تطبیق با جابجایی‌های بزرگ عمل زنجیره‌ای رخ می‌دهد را دارا نمی‌باشند. *Marjanshivili* [۶] نشان داد که تحلیل استاتیکی غیرخطی بدلیل حرکت صرفاً قائم مسیر بار ممکن است شکل پذیری بیشتری از خود نشان دهد. *Crawford* [۷] استفاده از برخی اتصالات نظیر ساید پلیت، استفاده از کابل در تیرهای بتنی مسلح، استفاده از سیستم مگاتراس و مگابریس در ساختمان‌های بلند را جهت جلوگیری از خرابی پیش‌رونده پیشنهاد نمود. *Suzuki* و همکارانش [۸] استفاده از سیستم هت بریسینگ در بالای ساختمان را جهت جلوگیری از خرابی پیش‌رونده پیشنهاد دادند. *Hayes* و همکارانش [۹] به بررسی و مقاومت قاب‌های خمشی

ویژه در قیاس با قاب خمشی معمولی در برابر فجار و خرابی پیش‌رونده پرداختند. *Dusenberry* و *Hamburger* [۱۰] روش مبتنی بر تعادل انرژی را در آنالیز خرابی پیش‌رونده توسعه دادند. *Wibowo* و *Lau* [۱۱] بر اهمیت تاثیر بارهای لرزه‌ی بر رفتار خرابی پیش‌رونده سازه تمرکز کردند و به این نتیجه رسیدند که خرابی پیش‌رونده لرزه‌ی سازه را می‌توان از طریق اصلاح روش‌های متداول، تحلیل نمود. *Powell* [۱۲] جهت تحلیل خرابی پیش‌رونده از ضریب ضربه ۲ در تحلیل استاتیکی خطی استفاده نمود. *Ruth* و همکارانش [۱۳] نشان دادند ضریب ۱/۵ تأثیر دینامیکی را به خصوص برای قاب‌های خمشی فولادی بهتر نشان می‌دهد. *Kim* و همکارانش [۱۴] ظرفیت مقاومت در برابر گسیختگی پیش‌رونده قاب‌های خمشی فولادی را با استفاده از روش جایگزین بررسی نمودند و مشاهده گردید که تحلیل دینامیکی غیرخطی منجر به پاسخ‌های قابل ملاحظه‌ای در سازه می‌گردد. *Liu* [۱۵] روش‌های جلوگیری از خرابی پیش‌رونده را با تقویت اتصالات تیر به ستون مورد بررسی قرار داد. *Song* و *Sezen* [۱۶] به ارزیابی رفتار یک ساختمان فولادی دارای سیستم قاب خمشی در برابر خرابی پیش‌رونده با حذف چهار ستون طبقه اول پرداختند. آنها با استفاده از تحلیل استاتیکی و دینامیکی غیرخطی، به مقایسه نتایج حاصل از شبیه‌سازی عددی و نتایج آزمایشگاهی پرداختند. این تحقیق به منظور شناخت رفتار اتصالات پس کشیده فولادی با نبشی‌های اتلاف کننده انرژی در بالا و پائین تحت خرابی پیش‌رونده انجام گردیده است. در این مطالعه سعی می‌گردد در ابتدا رفتار قاب‌های خمشی فولادی ویژه با اتصالات صلب تحت خرابی پیش‌رونده بررسی می‌شود. سپس تاثیر استفاده از این نوع اتصالات جدید در بهبود عملکرد قاب‌های خمشی فولادی در برابر خرابی پیش‌رونده مورد بررسی قرار خواهد گرفت.

۲- روش‌های تحلیل خرابی پیش‌رونده

روش اولیه تحلیل که در آئین نامه [۱۷] *GSA* ارائه شده است، روش استاتیکی خطی می‌باشد. بدلیل عدم لحاظ اثرات دینامیکی و رفتار غیرخطی مصالح کاربرد روش استاتیکی خطی برای سازه‌های ساده و کمتر از ۱۰ طبقه محدود می‌شود. برای تحلیل خرابی پیش‌رونده، آئین نامه *GSA* ترکیب بار زیر را در دهانه‌های مجاور ستون حذف شده اعمال می‌نماید. برای در نظر گرفتن اثرات دینامیکی از ضریب افزایش دینامیکی ۲ استفاده می‌شود.

$$Load = 2(DL + 0.25 LL) \quad (1)$$



است. در تحلیل دینامیکی غیرخطی ترکیب بار ثقلی ارائه شده توسط GSA و UFC برای تمامی دهانه‌ها به ترتیب مطابق روابط (۲) و (۴) خواهد بود. در روش مسیر بارجایگزین در دو مورد المان برابر حذف می‌شود. (الف) در سازه‌هایی که المان‌های آن مقاومت کافی را ندارد، المان ناکارآمد باید حذف شود. (ب) برای سازه‌های که برای سطوح محافظت متوسط و بالا طراحی می‌شوند، به منظور کنترل مقاومت خمشی عمل پل زدن بر المان حذف شده، المان‌های خاص جهت حذف مدنظر قرار خواهد گرفت. حذف ستون‌های خارجی نزدیک وسط دهانه کوچک کناری، نزدیک وسط دهانه بزرگ کناری و در گوشه‌های ساختمان به عنوان حداقل گزینه‌های حذف ستون قلمداد می‌گردند. همچنین حذف ستون‌هایی که منتج به تغییر قابل توجه هندسه‌ی ساختمان در پلان گردد نظیر کاهش ناگهانی در اندازه‌ی دهانه و همچنین ستون‌هایی که باربری کمتر دارند نیز مدنظر خواهد بود. برای تشخیص محل ستون‌های بحرانی قضاوت مهندسی به کار برده می‌شود و برای هر یک از گزینه‌های حذف ستون، روش مسیر بار جایگزین به صورت جداگانه انجام می‌شود. حذف ستون‌های داخلی برای سازه‌های دارای پارکینگ در طبقه همکف و یا محل‌های عمومی در طبقه همکف ساختمان‌ها، نزدیک وسط دهانه‌های کوچک پلان، نزدیک وسط دهانه‌های بزرگ پلان و در گوشه فضاهای غیرقابل کنترل صورت می‌پذیرد. شایان ذکر است اتصالات در روش مسیر بار جایگزین نباید دچار آسیب گردند.

۳- اتصالات فولادی پس کشیده

بر اساس تحقیقات انجام شده یکی از راه‌کارهای افزایش مقاومت سازه در برابر خرابی پیش‌رونده استفاده از اتصالات پس‌کشیده^۱ می‌باشد که نخستین بار توسط Ricles و همکارانش در سال ۲۰۰۱ میلادی ارائه شد [۱۹]. دو قسمت اصلی اتصالات پس‌کشیده فولادی عبارتند از: (الف) کابل‌های پر مقاومت فولادی پس کشیده که خاصیت خود مرکزی^۲ در اتصال ایجاد می‌نماید و (ب) ابزارهای مستهلک کننده انرژی نصب شده در اتصالات خمشی فولادی پس‌کشیده که از آن جمله می‌توان به میله فولادی تسلیم شده [۲۰]؛ نبشی‌های فوقانی و تحتانی [۱۹] و اعضای اصطکاکی [۲۱] اشاره نمود.

مطابق شکل (۲) و در دیاگرام آزاد جسم، نیروی برشی نبشی کششی (V_a) ممان در نبشی‌های کششی و فشاری (M_a^c و M_a^t) در محل مفصل‌های پلاستیک و نیروی تماسی (C)، در اتصال پس‌کشیده مشارکت دارند. ممان ایجاد شده در اتصال

بارگذاری در سایر دهانه‌ها مطابق ترکیب بار زیر می‌باشد.

$$\text{Load} = (DL + 0.25 LL) \quad (۲)$$

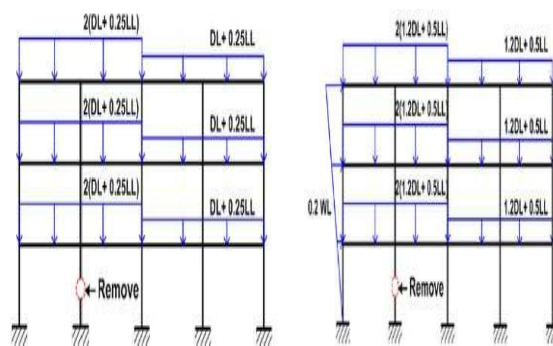
آیین نامه [۱۸] UFC دارای رویکردی مشابه آیین نامه GSA می‌باشد با این تفاوت که ترکیب بارگذاری برای دهانه‌های مجاور ستون حذف شده مطابق رابطه زیر می‌باشد.

$$\text{Load} = [(0.9 \text{ or } 1.2)DL + (0.5 LL \text{ or } 0.2 S)] + 0.2w \quad (۳)$$

و برای سایر دهانه‌ها از رابطه (۴) استفاده می‌گردد.

$$\text{Load} = 2[(0.9 \text{ or } 1.2)DL + (0.5 LL \text{ or } 0.2 S)] + 0.2w \quad (۴)$$

در روابط فوق DL بار مرده، LL بار زنده، S بار برف و w بار باد می‌باشد (شکل (۱)).



شکل ۱- ترکیب بارگذاری تحلیل استاتیکی مطابق GSA (۲۰۰۳) و UFC [۱۷ و ۱۸] (۲۰۰۵)

با مقایسه مقادیر نیازها در اعضا و اتصالات با مقادیر ظرفیت بحرانی می‌توان به پذیرش یا عدم پذیرش اجزاء سازه ای پی برد.

در روش استاتیکی غیرخطی، رفتار غیرخطی مصالح و رفتار غیرخطی هندسی سازه در نظر گرفته می‌شود. در این روش پس از حذف المان برابر، بار قائم به صورت گام به گام از مقدار صفر افزایش می‌یابد تا زمانی که بار به مقدار حداکثر برسد یا سازه فروریزد. به این روش تحلیل، تحلیل پوش‌دان (Push Down) نیز گفته می‌شود. بار قائم حداقل باید در ۱۰ گام به مقدار نهایی برسد. استفاده از این روش برای محاسبه پتانسیل خرابی پیش‌رونده محافظه کارانه می‌باشد. ترکیبات بارگذاری برای دهانه‌های مجاور ستون حذف شده و سایر دهانه‌ها مطابق روابط فوق الذکر می‌باشد. در تحلیل دینامیکی خطی ترکیب بار ثقلی ارائه شده توسط GSA برای تمامی دهانه‌ها مطابق رابطه (۲) می‌باشد. به این روش تحلیل در آیین نامه UFC اشاره نشده

در رابطه فوق، t ضخامت نبشی (برحسب میلیمتر)، Δ_{gap} میزان بازشدگی در نبشی کششی است، $M_{a,p}$ ظرفیت ممان پلاستیک نبشی و g^2 فاصله بین محور ساق نبشی و لبه مهره پیچ ستونی می‌باشد [۲۲]. لذا نیروی پس کشیدگی کلی برابر است با:

$$T_{th} = T_0 + 2d_2 \left(\frac{K_s K_b}{K_s + K_b} \right) \theta_r \quad (10)$$

در این رابطه K_s و K_b سختی محوری (EA/L) کابل‌های پس کشیده و تیر، L طول یک دهانه و ضریب ۲ جهت دو اتصال در هر دهانه است. فرض می‌گردد مقادیر A و E و L در تمامی طول کابل‌های پس کشیده ثابت هستند [۲۲ و ۲۴]. شیوه جدید طراحی سازه‌ها، طراحی بر اساس عملکرد است. عملکرد لرزه‌ای با توجه به آسیب وارده بر اعضای سازه‌ای و غیر سازه‌ای ناشی از زلزله با شدت‌های متفاوت، تعریف می‌شود. سازه‌های طراحی شده با این روش باید قادر به برآورده کردن عملکردهای مناسب در آیین نامه‌ها، سطوح عملکرد متفاوتی تعریف شده‌اند که در جدول (۱) ارائه شده است. برای طراحی قاب پس کشیده دو سطح زلزله طرح (DBE) و بیشینه زلزله محتمل (MCE) برای شدت حرکت زمین در نظر گرفته می‌شود.

جدول ۱- حالات حدی برای اعضای یک قاب پس کشیده برای

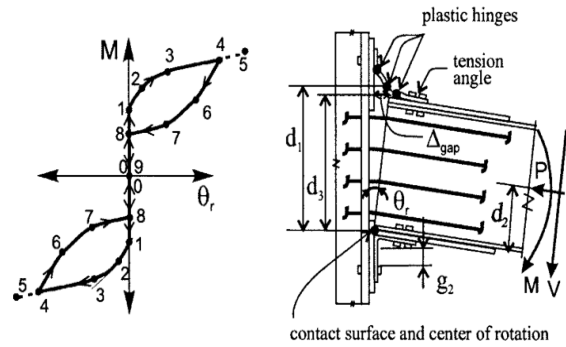
سطوح عملکرد IO و CP [۲۵]

Conform to IO	Do not conform to IO but Conform to CP	Do not conform to CP
<ul style="list-style-type: none"> - Connection decompression; - Angle yield. 	<ul style="list-style-type: none"> - Collector beam plastic hinge; - Angle fracture; - Panel zone yield; - Column plastic hinge; - Beam strain=2ε_y - Beam bearing yield at column face; - Beam horizontal shear yield in web; - Story drift floor system deformation beyond IO limits. 	<ul style="list-style-type: none"> - Beam local buckling - Strand yield; - Story drift or floor system deformation beyond CP limits.

دو هدف عملکردی می‌بایستی بگونه‌ای باشد که الف) آسیب سیستم قاب پس کشیده تحت DBE می‌بایستی با سطح عملکرد IO مطابقت نماید ب) آسیب سیستم قاب پس کشیده تحت MCE باید با سطح عملکرد CP مطابقت کند.

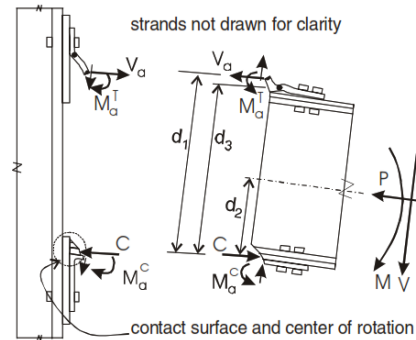
۳-۱- تقاضا و ظرفیت لرزه‌ای سیستم قاب پس کشیده

تقاضای سازه‌ای حداقل مقادیر تغییر شکل‌ها، نیروها و لنگرها در سیستم قاب پس کشیده را برای زلزله‌ی سطح DBE و MCE مشخص می‌کنند که در ضوابط طراحی مورد استفاده قرار می‌گیرند. نیاز تغییر مکان بام برای سطوح مختلف شدت زلزله به



(ب)

(الف)



(ج)

شکل ۲- الف) رابطه ممان - دوران اتصال، ب) بازشدگی اتصال پس از فشار برداری و ج) دیاگرام جسم آزاد اتصال پس کشیده [۲۲]

پس کشیده، از روابط زیر حاصل می‌شود:

$$M = (d_1 - d_2)V_a + Cd_2 + M_a^T + M_a^C \quad (5)$$

$$C = T + F_{fd} + V_a \quad (6)$$

$$M = d_1V_a + (T + F_{fd})d_2 + M_a^T + M_a^C \quad (7)$$

$$M_{a,th} = d_c T_0 / 2 \quad (8)$$

در روابط فوق F_{fd} نیروی محوری اضافه در تیر ناشی از اندرکنش قاب پس کشیده با دیافراگم کف، T نیروهای پس کشیدگی کابل‌ها و d_c فاصله بین مراکز سطح نواحی تماس بین تیر و ستون می‌باشد.

Garlock و همکارانش [۲۳] در مطالعه آزمایشگاهی نشان دادند که در نبشی‌ها مکانیزمی با سه مفصل پلاستیک مطابق شکل (۲-ب) ایجاد خواهد شد و علاوه بر آن به دلیل سخت شونده‌گی مصالح و سخت شونده‌گی هندسی، نبشی‌ها پس از نیرویی که در آنها مکانیزم تسلیم رخ می‌دهد، مقاومت قابل توجهی از خود نشان می‌دهد. معادله (۹) برای تخمین نیروی کششی نبشی، پس از تشکیل مکانیزم در نبشی ارائه شده است:

$$V_a = (1.13 + 0.047\Delta_{gap}) \times (1.35 - 0.027t) \times (2M_{a,p}) / g^2 \quad (9)$$



صورت زیر تخمین زده می‌شود:

$$\Delta_{roof,DBE} = C_{\xi} \times C_T \times R \times \Delta_{el-des} \quad (11)$$

$$\Delta_{roof,MCE} = 1.5\Delta_{roof,DBE} \quad (12)$$

که R ضریب اصلاح پاسخ، Δ_{el-des} تغییر مکان بام ناشی از تحلیل الاستیک خطی، C_{ξ} ضریب اصلاح میرایی، T_{des} زمان تناوب طراحی، T_1 زمان تناوب واقعی سازه نباشد و C_T ضریب اصلاح زمان تناوب سازه می‌باشد.

$$C_T = \frac{T_{des}}{T_1} \quad (13)$$

$$C_{\theta} = \frac{\theta}{\theta_{roof}} \quad (14)$$

که θ و θ_{roof} به ترتیب نیاز دررفت طبقه و نیاز دررفت بام می‌باشند. براساس مطالعات Rojas و همکارانش [۲۶] مقدار C_{θ} برابر ۱/۵ پیشنهاد شده است. نیاز دررفت طبقه برای سطوح DBE و MCE به صورت زیر به دست می‌آید:

$$\theta_{DBE} = \frac{C_{\theta} \times C_{\xi} \times C_T \times R \times \Delta_{el-des}}{H_f} \quad (15)$$

$$C_{MCE} = 1.5\theta_{DBE} \quad (16)$$

تیرها، ستون‌ها و چشمه اتصال یک قاب پس‌کشیده تحت زلزله اساساً الاستیک باقی می‌مانند. بنابراین دررفت الاستیک طبقه θ_e باید از دررفت کل طبقه کسر شود.

$$\theta_r = \theta - \theta_e \quad (17)$$

نیاز دررفت نسبی طبقه می‌باشد که برای زلزله سطوح DBE و MCE به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$\theta_{r,DBE} = \theta_{DBE} - \frac{C_{\theta} \times V_{DBE}}{K_{f\Delta} \times H_f} \quad (18)$$

$$C_{r,MCE} = \theta_{MCE} - \frac{C_{\theta} \times V_{MCE}}{K_{f\Delta} \times H_f} \quad (19)$$

سختی اولیه الاستیک قاب است که از تقسیم برش پایه بر تغییر مکان بام به دست می‌آید.

$$V_{DBE} = \Omega_{DBE} V_{des} \quad (20)$$

$$V_{MCE} = \Omega_{MCE} V_{des} \quad (21)$$

Ω_{DBE} و Ω_{MCE} ضرایب افزایش مقاومت برای زلزله ی سطوح DBE و MCE می‌باشند. لنگر اتصال زمانی که نبشی تسلیم می‌شود:

$$M_a = d_2 T_0 + d_1 V_t \left(1 + \frac{(2d_2^2)}{K_{a,i} d_1 d_3} \left(\frac{(k_b k_s)}{(k_b + k_s)} \right) \right) \quad (22)$$

که T_0 ، d_1 ، d_2 ، d_3 ، V_t ، $K_{a,i}$ ، k_b و k_s به ترتیب نیروی

پس‌کشیدگی اولیه کابل‌ها، فاصله مرکز دوران اتصال تا مفصل پلاستیک نبشی، فاصله مرکز دوران اتصال تا خط مرکز دوران اتصال تا خط مرکز نبشی کششی، نیروی تسلیم نبشی، سختی اولیه منحنی نیرو-تغییر مکان نبشی، سختی محوری تیر و سختی محوری کابل‌ها می‌باشند. دوران نسبی اتصال به هنگام گسیختگی نبشی $\Delta_{r,af}$ و دوران نسبی اتصال به هنگام تسلیم کابل‌ها $\theta_{r,s}$ (متناظر نقطه‌ی ۴ در نمودار شکل (۲-الف) از رابطه زیر بدست می‌آید.

$$\theta_{r,af} = \frac{\Delta_f}{d_3} \quad (23)$$

$$\theta_{r,s} = \frac{N_s(t_y - t_0)}{2d_2} \left(\frac{k_b + k_s}{k_b k_s} \right) \quad (24)$$

Δ_f شکاف در هنگام شکست نبشی، t_y و t_0 به ترتیب نیروی تسلیم و نیروی پس‌کشیدگی اولیه در یک کابل می‌باشند. وقتی θ زیاد شود، کابل‌ها افزایش طول می‌دهند و به حالت حدی بحرانی تسلیم می‌رسند.

۴- مدل‌سازی قاب‌های مورد مطالعه

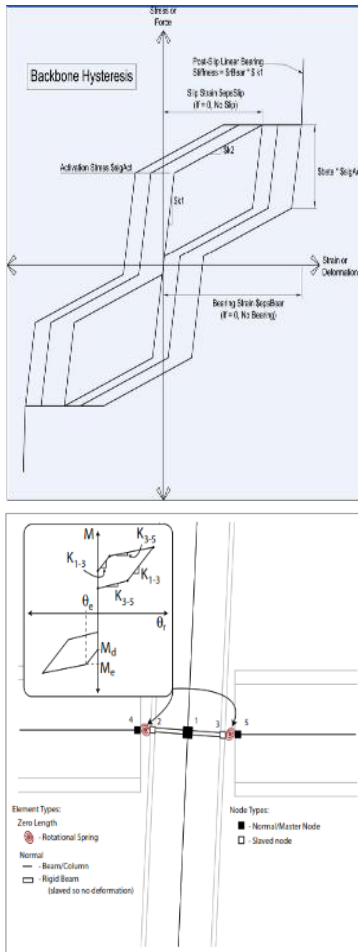
برای این تحقیق سه قاب فولادی با تعداد طبقات ۵، ۱۰ و ۱۵ و دارای سه دهانه مورد استفاده قرار گرفته است. ارتفاع طبقات ۳ متر و عرض دهانه‌ها ۷ متر در نظر گرفته شده است. قاب‌ها بر اساس ضوابط لرزه‌ای آیین نامه AISC طراحی و در Opensees مدل شده است. بار مرده طبقات 450 kg/m^2 ، بار مرده بام 550 kg/m^2 ، بار زنده طبقات 200 kg/m^2 و بار زنده بام 150 kg/m^2 در محاسبات منظور شده است. خاک محل تپ C مطابق آیین نامه NEHRP در نظر گرفته شده است. مقاطع تیر و ستون استفاده شده در قاب‌ها در جدول (۲) نشان داده شده است.

۴-۱- مدل‌سازی قاب خمشی ویژه در نرم افزار Opensees

برای تمامی مقاطع فولادی از فولاد با مقاومت تسلیم 2400 kg/cm^2 و مقاومت نهایی 3700 kg/cm^2 و مدول الاستیسیته 2.1×10^6 با ضریب سخت شونده 0.02 استفاده شده است. رفتار مصالح فولاد به صورت دو خطی معرفی شده که بدین منظور مصالح steel02 به کار رفته است. تمامی مقاطع با استفاده از مقطع فایبر که قادر به در نظر گرفتن اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی به صورت خود کار می‌باشند، ایجاد شده است. برای مدل‌سازی المان‌های تیر و ستون، از المان بر اساس نیرو (NonLinear Beam-Column) استفاده شده است، که دارای ۷ نقطه انتگرال گیری هستند. تمام تحلیل‌های



باگزینه مدل‌سازی لغزش یک فیوز اصطکاکی خارجی (که موجب یک تغییر شکل غیر قابل بازگشت در ناحیه پس از کرنش معرفی شده در مهاربند می‌شود)، استفاده می‌گردد. در واقع فیوز اصطکاکی برای محدود کردن نیروی مهاربند به کار برده می‌شود. گزینه نشیمنگاه^۷ برای مدل‌سازی تقریبی تکیه‌گاه پیچی در مهاربند و یا یک مکانیزم فیوز خارجی کاربرد داشته که موجب افزایش شدید سختی مهاربند می‌شود. از این مصالح در هر گونه سیستمی که رفتار شبه پرچمی دارد می‌توان استفاده کرد. در شکل (۴) رفتار چرخه‌ای این مصالح نشان داده شده است.



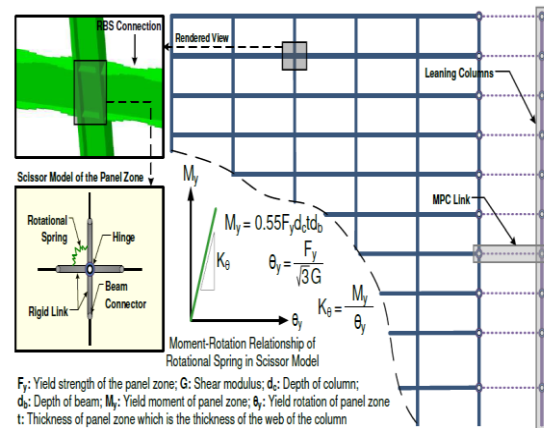
شکل ۴- مدل فنر پیچشی و رفتار مصالح خودمركزگرا [۴۸]

مصالح ElasticMultiLinear برای ایجاد رفتار الاستیک چند خطی کاربرد دارد. رابطه غیر خطی بین تنش و کرنش با استفاده از معرفی یک سری از نقاط میسر می‌شود. رفتار این مصالح غیر خطی ولی الاستیک می‌باشد. سختی اولیه منحنی $M - \theta$ اتصال^۸ (K_{1-3}) ، سختی اتصال پس از تسلیم نبشی (K_{3-5}) و

غیرخطی انجام شده در این تحقیق با گام‌های ۰/۰۱ است. نحوه مدل‌سازی ستون متکی $(P - \Delta)$ ، RBS و مدل‌سازی چشمه اتصال در قاب خمشی ویژه در نرم افزار Opensees در شکل (۳) نشان داده شده است.

جدول ۲- مقاطع تیر و ستون قاب‌های مورد مطالعه

ساختمان	طبقات	ستون‌ها	تیرها
۵ طبقه	۱-۳	W۱۴×۱۳۲	W۱۶×۴۰
	۴-۵	W۱۴×۱۰۹	W۱۴×۳۴
۱۰ طبقه	۱-۴	W۱۴×۲۱۱	W۱۶×۴۵
	۵-۷	W۱۴×۱۷۶	W۱۶×۴۰
	۸-۱۰	W۱۴×۱۵۹	W۱۴×۳۴
۱۵ طبقه	۱-۴	W۱۴×۲۵۷	W۱۶×۵۰
	۵-۸	W۱۴×۲۱۱	W۱۶×۴۵
	۹-۱۳	W۱۴×۱۷۶	W۱۴×۴۰



شکل ۳- نحوه مدل‌سازی ستون $P - \Delta$ ، RBS و مدل‌سازی چشمه اتصال در قاب خمشی ویژه در نرم افزار Opensees

۲-۴- مدل‌سازی اتصال پس کشیده

برای مدل‌سازی اتصالات PT از روش پیشنهادی Dobossy و همکارانش [۲۷] استفاده شده است. همان‌طور که در شکل (۳) مشاهده می‌شود، در این روش هر اتصال با یک فنر پیچشی، معادل‌سازی می‌گردد. رفتار برگ شکل اتصال که در شکل (۳) نشان داده شده، با موازی کردن مصالح SelfCentering و صالح ElasticMultiLinear و تخصیص آن به فنر پیچشی مدل شده است. مصالح SelfCentering برای ایجاد مصالح شبه پرچمی^۹ خودمركز به کار می‌رود. از این رو از این مصالح عمدتاً در مدل‌سازی مهاربندهای مستهلک‌کننده انرژی خود مرکز^۶ همراه

$$\frac{1}{K_{i,bend}} = \frac{V}{\Delta_{CL}} = \frac{12EI_a}{g^3} - \frac{6EI_a C_\theta}{g^2} \quad (29)$$

$$\frac{1}{K_{i,shear}} = \frac{VI_a}{0.26gt^2} \quad (30)$$

$$C_\theta = \left[\frac{\frac{3}{g^2} \left(1 + 2\frac{e}{g}\right)}{\frac{2}{g} \left(1 + \frac{3e}{2g}\right) + \frac{2}{L} \left(1 + \frac{3e}{2L}\right)} \right] \quad (31)$$

که $K_{i,th}$ سختی اولیه نبشی، $K_{i,bend}$ سختی خمشی نبشی، $K_{i,shear}$ سختی برشی نبشی، V نیروی نبشی، Δ_{CL} جابه‌جایی نبشی، E مدول الاستیسیته نبشی، I_a ممان اینرسی نبشی و t ضخامت نبشی است. طبق توصیه $g = g'_1$ ، $L = L'_1$ و $e = t/2$ می‌باشد. نیروی V_c در محل تقاطع سختی اولیه و سختی پس تسلیم در نمودار نیرو-تغییر مکان نبشی منظور می‌گردد و از روابط ذیل حاصل می‌شود.

$$V_c = \frac{1.13V_t K_{i,th}}{K_{i,th} - K_p} \quad (32)$$

$$V_t = (1.35 - 0.027t) \left(\frac{2M_p}{g_2} \right) \quad (33)$$

$$K_p = 0.047V_t \quad (34)$$

که V_t نیروی تسلیم نبشی و M_p ظرفیت خمشی پلاستیک مقطع نبشی است. برای محاسبه نیروی نبشی در شاخه دوم ($V > V_c$) از رابطه زیر استفاده می‌شود:

$$V_c = (1.13 + 0.047\Delta_{CL})V_t \quad (35)$$

در رابطه فوق الذکر Δ_{CL} بر حسب میلی‌متر است.

۴-۳- صحت سنجی مدل تحلیلی اتصال پس‌کشیده

برای مدل‌سازی اتصال پس‌کشیده با کابل‌های PT و نبشی‌های ED از مدل پیشنهادی Ricles و همکارانش [29] همانند شکل (5) استفاده شده است. این شکل یک مدل اجزاء محدود پیشنهادی برای مدل‌سازی یک اتصال داخلی از اتصالات پس‌کشیده را نشان می‌دهد. نمونه اتصالات تحلیل شده در آزمایشگاه توسط Ricles و همکارانش، به شکل صلیبی، از دو تیر در دو طرف یک ستون، کابل، نبشی و ورق‌های تقویت‌کننده و پیشانی ساخته شده‌اند، که نمونه‌ای از اتصال داخلی قاب‌ها است. تیرها در انتهای آزاد دارای تکیه‌گاه غلطکی و ستون در پایین دارای تکیه‌گاه مفصلی و در بالا آزاد است تا تغییر مکان جانبی اعمال شود. این شرایط تکیه‌گاهی منطبق بر نقاط عطف تیرها و ستون‌ها (در وسط طول اعضا) در قاب، زیر بار جانبی، است. ارتفاع ستون استفاده شده در نمونه‌های اتصال، برابر 3658 میلی‌متر و طول کل نمونه‌ها، شامل دو تیر و ارتفاع مقطع ستون،

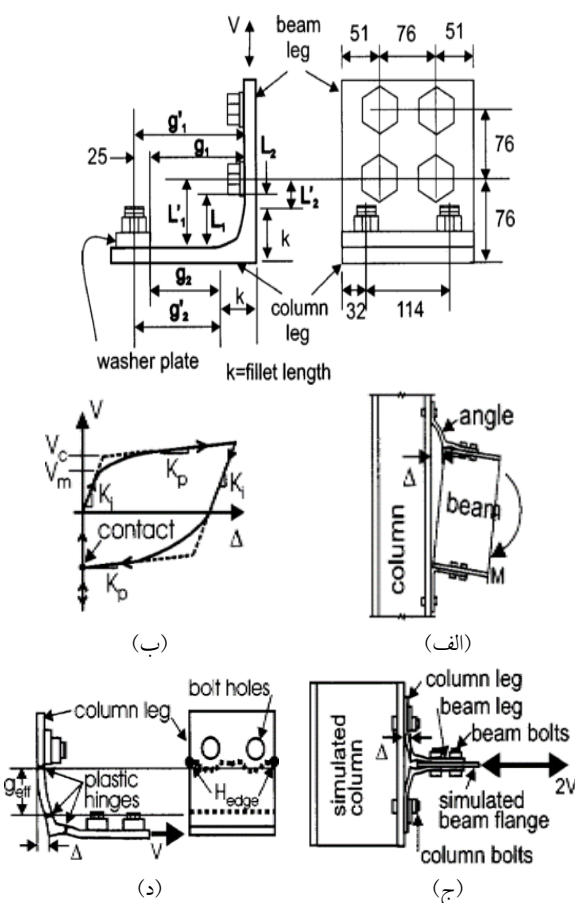
همچنین دوران متناظر با تسلیم در نبشی θ_a برابر است با:

$$K_{1-3} = K_{a,i} d_1 d_3 + 2d_2^2 \left(\frac{k_b k_s}{k_b + k_s} \right) + K_{fd} \quad (25)$$

$$K_{3-5} = K_p d_1 d_3 + 2d_2^2 \left(\frac{k_b k_s}{k_b + k_s} \right) + K_{fd} \quad (26)$$

$$\theta_a = \frac{V_{a,i}}{d_3 K_{a,i}} \quad (27)$$

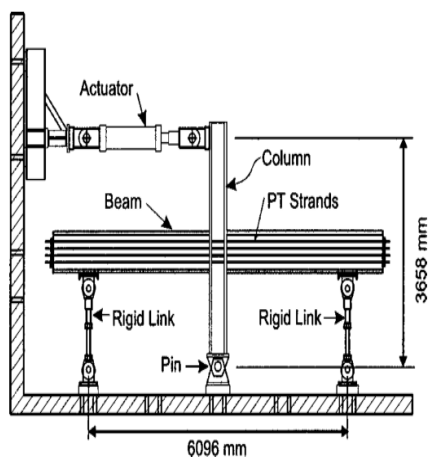
K_{fd} سختی ناشی از دیافراگم طبقه می‌باشد که به دلیل دو بعدی بودن مدل، از سختی ناشی از دیافراگم صرف‌نظر شده است. K_p سختی پس از تسلیم نبشی و $V_{a,i}$ نیروی متناظر با تسلیم نبشی است. Garlock [28] رفتار نبشی‌های پیچ شده در اتصال تیر-ستون را به صورت آزمایشگاهی مطابق شکل (5) مورد مطالعه قرار دادند.



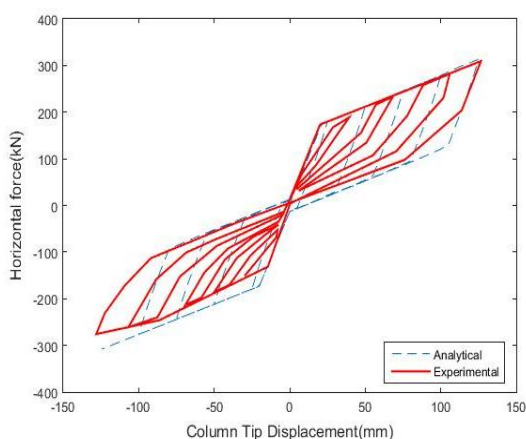
شکل 5- نبشی اتصال: (الف) نمونه اتصال، (ب) نمودار نیرو-جابه‌جایی، (ج) مدل آزمایشگاهی و (د) محل مفاصل پلاستیک [28]

بر این مبنا مقادیر سختی و مقاومت به شرح ذیل محاسبه می‌گردد.

$$\frac{1}{K_{i,th}} = \frac{1}{K_{a,i}} = \frac{1}{K_{i,bend}} + \frac{1}{K_{i,shear}} \quad (28)$$



(الف)



(ب)

شکل ۶- (الف) نمونه آزمایشگاهی (ب) مقایسه نمودار رفتار بار-تغییر مکان تحلیلی با نتایج آزمایشگاهی نمونه PC4 [۲۹]

FEMA معیار ارزیابی بر اساس سطوح عملکرد، θ_y یا دوران تسلیم اجزای سازه‌ای است که برای تیرها بر اساس رابطه (۳۶) بدست می‌آید.

$$\theta_y = \frac{Z_b F_{ye} l_b}{6EI_b} \quad (36)$$

که Z_b مدول مقطع پلاستیک تیر، E مدول الاستیسیته تیر، F_{ye} تنش تسلیم مورد انتظار، I_b ممان اینرسی تیر و l_b طول تیر می‌باشد. در شکل (۷) دوران انتهای نزدیک تیر مجاور ستون حذف شده در حالت حذف ستون دهانه میانی (سناریو اول) سازه ۵ طبقه و در شکل (۸) دوران انتهای نزدیک تیر در حالت حذف ستون گوشه (سناریو دوم) در دو حالت با اتصالات صلب و پس‌کشیده مقایسه شده است. با توجه به این نمودار می‌توان نتیجه گرفت، پس‌کشیده کردن اتصالات تاثیر بسیار زیادی بر دوران انتهای نزدیک تیر مجاور ستون حذف شده دارد.

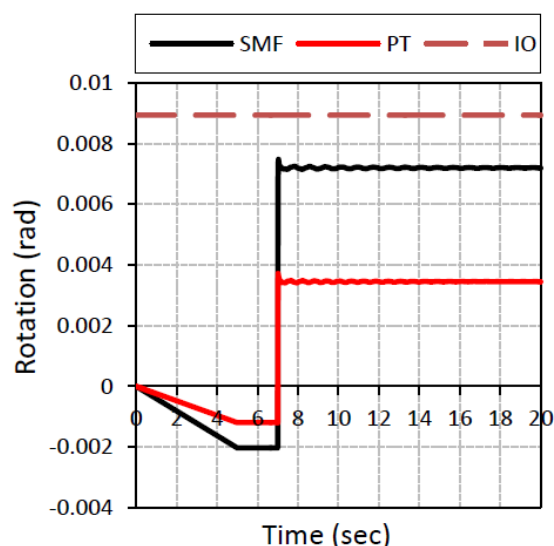
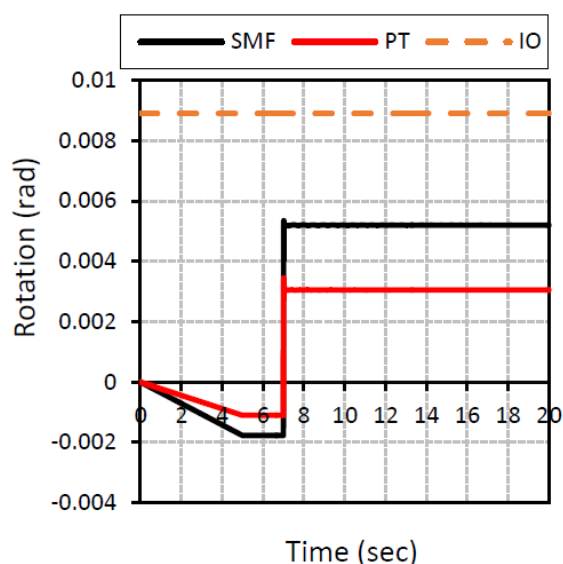
برابر ۶۰۹۶ میلی‌متر است. طرح کلی نمونه ای ساخته شده در آزمایشگاه، در شکل ۶ مشاهده می‌شود. تیرها در فواصل ۱۵۲۰ یک چهارم دارای تکیه گاه جانبی بوده و ستون‌ها نیز در بالا و پایین، دارای تکیه‌گاه جانبی هستند تا از جابجایی خارج از صفحه نمونه‌ها، در حین تحلیل، جلوگیری شود. مقاطع تیر و ستون به ترتیب $W14 \times 311$ و $W24 \times 26$ می‌باشد. هر نمونه اتصال، دارای ۸ کابل که در ۴ تراز و در دو طرف جان تیر دارد تشکیل شده است. سطح مقطع هر کابل ۱۴۰ میلی‌متر مربع است. در این تحقیق نمونه اتصال PC4 طراحی شده توسط **Ricles** و همکارانش شبیه سازی شده است، در این نمونه از نبشی $L203 \times 203 \times 15/9$ به عنوان اتلاف کننده استفاده شده است. نبشی با یک ردیف پیچ ۲ تایی به بال ستون و با دو ردیف پیچ ۲ تایی به بال تیر متصل شده است. پیچ‌ها به قطر ۲۵ میلی‌متر و از نوع A325 هستند. فاصله مرکز سوراخ ساق نبشی متصل به ستون تا انتهای ماهیچه نبشی، برابر $63/6$ میلی‌متر است.

در آزمایشات و تحلیل‌ها، نوک ستون تحت یک سری سیکل‌های تغییر مکان جانبی متقارن با دامنه افزایشی قرار می‌گیرد. در سیکل‌های اولیه، ممان خمشی کمتر از ممان فشاری برداری است و در سیکل‌های انتهایی، دریفت قاب به ۳ درصد می‌رسد. همانگونه که از شکل ۵ مشخص است رفتار بار تغییر مکان در اتصال پس‌کشیده دارای سه ناحیه مجزا است. ناحیه اول از زمان آغاز اعمال بار تا مرحله بازشدگی اتصال، ناحیه دوم از بازشدگی اتصال تا تسلیم نبشی‌ها و ناحیه سوم از مرحله تسلیم نبشی‌ها تا قبل از تسلیم کابل‌ها. شکل (۵-ب) بیانگر تطابق مناسب نتایج تحلیلی و آزمایشگاهی می‌باشد.

۵- تاثیر پس‌کشیدگی بر خرابی پیش‌رونده قاب‌های خمشی فولادی ویژه

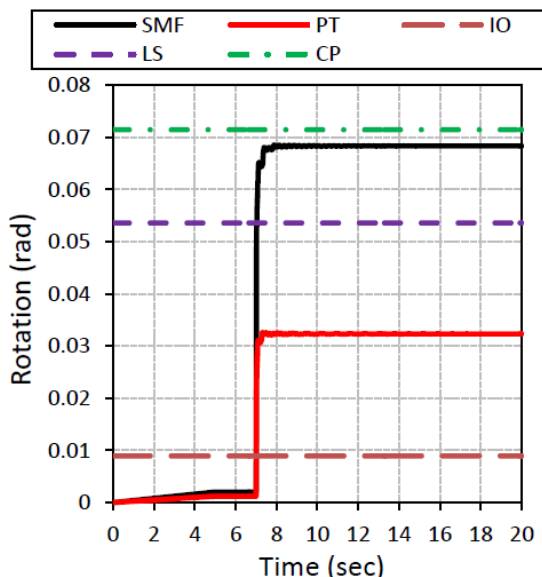
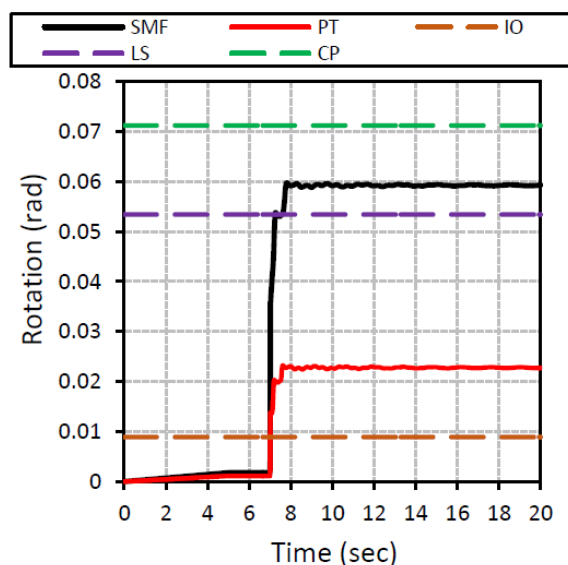
معیار ارزیابی سازه‌ها در برابر خرابی پیش‌رونده طبق آیین‌نامه‌های UFC و GSA برای تحلیل دینامیکی غیر خطی، دوران مفاصل پلاستیک است، که براساس سه سطح عملکرد طبق نشریه FEMA356 مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. با توجه به اینکه در سازه‌های قاب خمشی فولادی ویژه، تشکیل مفصل پلاستیک تنها در تیرها مجاز است و از آنجایی که سر نزدیک تیر مجاور ستون حذف شده بحرانی‌ترین حالت پس از حذف ستون محسوب می‌شود، بنابراین در این بخش مقادیر دوران مفصل پلاستیک سر نزدیک تیر مجاور ستون حذف شده مورد بررسی قرار می‌گیرد، که مجاز بودن این مقادیر به منزله مقاوم بودن کل سازه در برابر خرابی پیش‌رونده خواهد بود. طبق ضوابط [۳۰]

دوم مقادیر چرخش مربوط به قاب خمشی ویژه از حد عملکردی LS فراتر رفته است در حالیکه مقادیر متناظر در قاب پس کشیده از مقادیر عملکردی IO فراتر رفته و از مقادیر عملکردی LS تجاوز نموده است. در شکل های (۹) تا (۱۲) نیز مقادیر دوران در دو سناریوی مورد نظر بررسی گردیدند. نتایج حاصله در سازه های ۱۰ طبقه و ۱۵ طبقه نیز مشابه نتایج سازه ۵ طبقه می باشد.



شکل ۷- منحنی مقایسه دوران انتهای نزدیک تیر مجاور ستون حذف شده سازه ۵ طبقه (سناریو اول)

شکل ۹- منحنی مقایسه دوران انتهای نزدیک تیر مجاور ستون حذف شده سازه ۱۰ طبقه (سناریو اول)

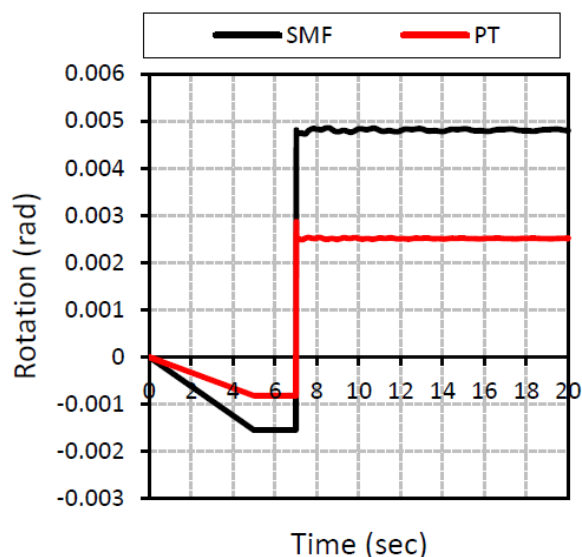
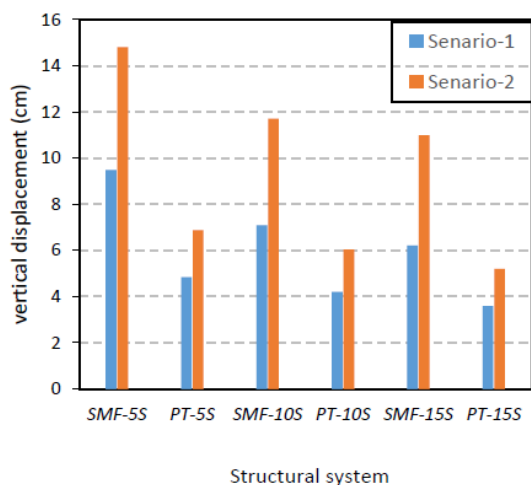


شکل ۸- منحنی مقایسه دوران انتهای نزدیک تیر مجاور ستون حذف شده سازه ۵ طبقه (سناریو دوم)

شکل ۱۰- منحنی مقایسه دوران انتهای نزدیک تیر مجاور ستون حذف شده سازه ۱۰ طبقه (سناریو دوم)

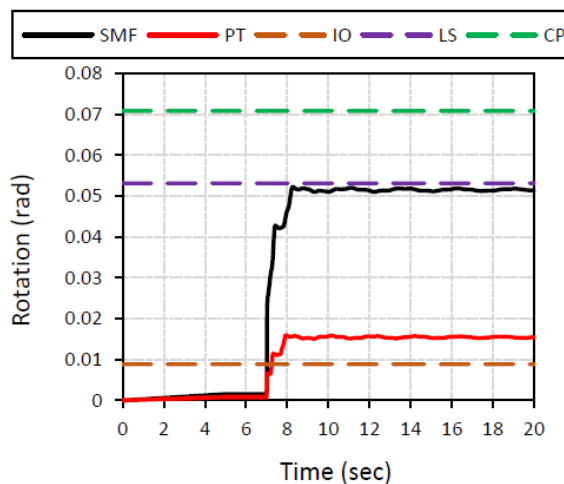
همانگونه از اشکال مشخص است پس کشیدگی به میزان قابل توجهی بر دوران تیر در مجاورت ستون حذف شده تاثیرگذار میباشد. به نحوی که مقادیر چرخش تیرها در قاب دارای کابل پس کشیدگی کمتر از مقادیر متناظر در قاب خمشی ویژه می باشد. همچنین برای سنایور اول که مربوط به حذف ستون میانی است مقادیر دوران به میزان قابل توجهی کمتر از سناریوی دوم که به مربوط به حذف ستون گوشه است، خواهد بود. در سناریوی

همانگونه که مشهود است میزان کاهش سیستم سازه ای کابل پس کشیده کاملاً ملموس می‌باشد و این کاهش در محدوده ۴۰ تا ۵۵ درصد مشاهده می‌شود.



شکل ۱۱- منحنی مقایسه دوران انتهای نزدیک تیر مجاور ستون حذف شده سازه ۱۵ طبقه (سناریو اول)

شکل ۱۳- مقایسه تغییر مکان قائم اتصال بالای ستون حذف شده سازه های مورد مطالعه تحت سناریوهای مختلف



شکل ۱۲- منحنی مقایسه دوران انتهای نزدیک تیر مجاور ستون حذف شده سازه ۱۵ طبقه (سناریو دوم)

۶- نتیجه گیری

بر اساس مطالعات صورت گرفته در این تحقیق نتایج به شرح زیر قابل استخراج می‌باشد:

- با مقایسه دو سناریو مزبور در هر دو قاب پس کشیده و قاب خمشی ویژه می‌توان نتیجه گرفت، حذف ستون گوشه برای هر دو قاب بحرانی‌تر بوده و باز توزیع نیرو در سناریو اول (حذف ستون دهانه میانی) بهتر می‌باشد.
- با بالاتر رفتن تعداد طبقات سازه مقدار تغییر مکان قائم بالای ستون کاهش می‌یابد.
- استفاده از اتصالات پس کشیده باعث کاهش قابل توجه تغییر مکان قائم اتصال بالای ستون حذف شده نسبت به حالت با اتصالات صلب می‌شود.
- میزان کاهش تغییر مکان قائم در تمامی سازه‌ها در حالت حذف ستون گوشه بیشتر از حالت حذف ستون میانی است، که با توجه به بحرانی بودن حذف ستون گوشه نسبت به ستون میانی در پدیده خرابی پیش‌رونده، این امر منجر به بهبود سطح عملکردی سازه در برابر خرابی پیش‌رونده می‌شود.
- دوران تیر مجاور ستون حذف شده در دو قاب خمشی ویژه ۱۰ و ۵ طبقه در حالت حذف ستون گوشه که حالت بحرانی می‌باشد از سطح عملکرد ایمنی جانی (LS) عبور کرده ولی

در اشکال فوق SMF و PT به ترتیب بیانگر قاب خمشی ویژه و قاب پس کشیده می‌باشد. همانگونه که از اشکال مشخص است یکی از مواردی که باعث کاهش جابجایی قائم در سازه های بلند مرتبه شده است اثر نامعینی و بازتوزیع لنگر می‌باشد. این پدیده باعث می‌گردد سازه در بار بزرگتر دچار شکست گردیده و یا به عبارتی مکانیسم خرابی در سازه دیرتر تشکیل گردد. در شکل ۱۳ مقایسه ای بین تغییر مکان قائم در سازه های مختلف صورت پذیرفته و میزان اختلاف جابجایی های قائم ملموس است.



- [13] Ruth, P., Marchand, K.A. and Williamson, E.B. (2006), "Static equivalency in progressive collapse alternative path analysis: Reducing conservatism while retaining structural integrity", *Journal of Performance of Constructed Facilities*, Vol. 20, pp. 349-364.
- [14] Kim, J. and Lim, T. (2009), "Assessment of progressive collapse-resisting capacity of steel moment frames", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 65, pp. 169-179.
- [15] Liu, J.L. (2010), "Preventing progressive collapse through strengthening beam-to-column connection, Part1: Theoretical analysis", *Journal of constructional steel Research*, Vol. 66, pp. 229-237.
- [16] Song, B.I. and Sezen, H. (2013), "Experimental and analytical progressive collapse assessment of a steel frame building", *Engineering Structures*, Vol. 56, pp. 664-672.
- [17] Gsa, U., (2003), *Progressive collapse analysis and design guidelines for new federal office buildings and major modernization projects*, Washington, DC.
- [18] Department of Defense, (2005), *Unified facilities criteria: Design of buildings to resist progressive collapse (UFC 4-023-03)*.
- [19] Ricles, J., Sause, R., Garlock, M. and Zhao, C. (2001), "Posttensioned seismic-resistant connections for steel frames", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 127, pp. 113-121.
- [20] Christopoulos, C., Filiatrualt, A., Uang, C. and Folz, B. (2002), "Post-tensioned energy dissipating connections for moment-resisting steel frames", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 128, pp. 1111-1120.
- [21] Rojas, P., Ricles, J. and Sause, R. (2004), "Seismic response and design of posttensioned steel moment resisting frames with friction components", *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, B.C., Canada. Paper No. 1603.
- [22] Garlock, M.M., Ricles, J.M. and Sause, R., (2005), "Experimental studies of full-scale post-tensioned steel connections", *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 131, pp. 438-448.
- [23] Garlock, M.M., Ricles, J.M. and Sause, R. (2005), "Cyclic load tests and analysis of bolted top-and-seat angle connections", *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 129, pp. 1615-1625.
- [24] Garlock, M.M., Ricles, J.M. and Sause, R. (2004), "Design and behavior of post-tensioned steel moment frames", *13th world conference on Earthquake Engineering*, Canada, pp. 2560-2576.
- [25] Garlock, M.M., Sause, R. and Ricles, J.M. (2007), "Behavior and design of posttensioned steel frame systems", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 133, pp. 389-399.
- [26] Rojas, P., Ricles, J.M. and Sause, R. (2004), "Seismic response and design of post-tensioned steel moment resisting frames with friction components", *13th world conference on Earthquake Engineering*, Canada, pp. 1603-1618.
- [27] Dobosy, M., Garlock, M. and VanMarcke, E. (2006), "Comparison of two self-centering steel moment frame modeling techniques: explicit gap models, and non-linear rotational spring models", *4th international conference on earthquake engineering*, Taipei, Taiwan, pp. 12-13.
- [28] Garlock, M. (2002), "Full-scale testing, seismic analysis, در قاب پس کشیده از حد سطح عملکرد ایمنی جانی (LS) عبور نکرده و مقدار آن بسیار کمتر از مقدار این سطح عملکرد می باشد و همین تفاوت قابل توجه را نیز در قاب ۱۵ طبقه می توان مشاهده کرد، که بر همین اساس می توان نتیجه گرفت که استفاده از اتصال پس کشیده باعث بهبود عملکرد سازه در خرابی پیش رونده می شود.
- ۷ مراجع
- [1] Astaneh-Asl, A. (2003), "Progressive collapse prevention in new and existing buildings", In *Proceedings of the 9 Arab Structural Engineering Conference*, Abu Dhabi, UAE; Nov. 29 - Dec. 1, pp. 1001-1008.
- [2] Kaewkulchai, G. and Williamson, E.B. (2004), "Beam element formation and solution procedure for dynamic progressive collapse analysis", *Computers and Structures*, Vol. 82, pp. 639-651.
- [3] Yin, Y.Z. and Wang, Y.C. (2005), "Analysis of catenary action in steel beams using a simplified hand calculation method, Part 1: Theory and validation for uniform temperature distribution", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 61, pp. 183-211.
- [4] Khandelwal, k. and E1-Tawis, S. (2007), "Collope behavior of steel special moment resisting frame connections", *Journal of structural Engineering*, ASCE, Vol. 133, pp. 646-655.
- [5] Byfield, M. and Paramasivam, S. (2007), "Catenary action in steel - framed buildings", *Structures and Buildings*, Vol. 160, pp. 247-257.
- [6] Marjansishvili, S. (2007), "Progressive analysis procedure for progressive collapse", *Journal of Performance of Constructed Facilities*, Vol. 18, pp. 79-85.
- [7] Crawford, J.E. (2002), "Retrofit methods to mitigate progressive collopase the multi hazard mitigation", *Council of the National Institute of Building Sciences, Report on the National Workshop and Recommendations for Future Effort*.
- [8] Suzuki, I, Wada, A., ohi, k, Sakumoto, Y., Fusimi, M. and Kamura, H. (2003), "Study on high-rise steel building structure that excels in redundancy, Part II evaluation of redundancy considering heat induced by fire and loss of verticalLoad resistant members", *The Proceedings of the CIB-CTBUH International Conference on Tall Buildings*, pp. 251-259.
- [9] Hayes Jr. J.R., Woodson, S.C., Pekelniky, R.G., Poland, C.D., Corley, W.G. and Sozen, M. (2005), "Can strengthening for earthquake improve blast and progressive collapse resistance?", *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 131, pp. 1157-1177.
- [10] Dusenberry, D.O. and Hamburger, R. (2006), "Practical means for energy-based analyses of disproportionate collopse potentid", *ASCE, Journal Performance of Constructed Facilities*, Vol. 20, pp. 336-348.
- [11] Wibowo, H. and Lau, D.T. (2009), "Seismic progressive collapse qualitative point of view", *Civil Engineering Dimention*, Vol. 11, pp. 8-14.
- [12] Powell, G. (2005), "Progressive collapse: Case studies using nonlinear analysis", In *Proceedings of the 2005 Structures Congress*, pp. 1-14.



and design of post-tensioned seismic resistant connections for steel frames”, Ph.D.dissertation, Civil and Environmental Engineering Dept., Lehigh Univ., Bethlehem, Pa.

- [29] Ricles, J.M., Sause, R. and Peng, S.W. (2002), “Experimental evaluation of earthquake resistant post-tensioned steel connections”, Journal of Structural Engineering, Vol. 128, pp.850-859.
- [30] FEMA. Federal Emergency AgencyWorld Trade Center Building Performance Study, (2002), Data collection, preliminary observation and recommendation, Report: FEMA 403. Washington, D. C.
- [31] Wolsky, M., Ricles, J.M. and Sause, R. (2009), “Experimental study of self-centering beam-column connections with a bottom flange friction device”, ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 135, pp. 479-488.
- [32] Tsai, K.C., Chou, C., Lin, L., Chen, C. and Jhang, S. (2008), “Seismic self-centering beam-to-column moment connections using bolted friction devices”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.37, pp. 627-645.
- [33] Chou, C.C. and Chen, J.H. (2010), “Test and analysis of a full-scale post-tensioned RCS frame subassembly”, Journal of constructional steel research, Vol. 66, pp. 1354-1365.
- [34] Pirmoz, A. and Liu, M.M., (2016), “Finite element modeling and capacity analysis of post-tensioned steel frames against progressive collapse”, Engineering Structures, Vol. 126, pp.446-456.

پی نوشت

- ¹ Post-tensioned steel moment connection
- ² Self-centering
- ³ Design basis earthquake
- ⁴ Maximum considered earthquake
- ⁵ Flag shaped
- ⁶ Self centering energy dissipative (SCED)
- ⁷ Bearing
- ⁸ Post decompression
- ⁹ Post yielding stiffness



ارزیابی پارامترهای مقاومتی قاب فولادی با سیستم مهاربندی Y شکل مجهز به میراگرهای اصطکاکی دورانی

محمد رضا سلیمانی نژاد^{۱*}، موسی محمودی صاحبی^۲

۱- دانشجوی دکتری، مهندسی عمران، دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی، تهران

۲- دانشیار، مهندسی عمران، دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی، تهران

*تهران، صندوق پستی ۱۳۶-۱۶۷۸۵، soleimani.m@abhariau.ac.ir

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۷/۰۹/۰۹، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۸/۱۲/۲۷)

چکیده

مهاربندهای Y شکل فولادی یکی از سیستم‌های باربر جانبی به حساب می‌آیند. این مهاربندها علی‌رغم دارا بودن عملکرد معماری مناسب، مقاومت و سختی قابل قبول، دارای ظرفیت شکل‌پذیری خوبی نیستند. استفاده از میراگرها از جمله میراگر اصطکاکی دورانی می‌تواند ظرفیت شکل‌پذیری آن‌ها را افزایش دهد. هدف این مقاله ارزیابی لرزه‌ای مهاربندهای Y شکل مجهز به میراگرهای اصطکاکی دورانی است. برای این منظور یک قاب یک طبقه و یک دهانه با مهاربند Y شکل انتخاب شد و در دو حالت با و بدون میراگر اصطکاکی دورانی مورد ارزیابی قرار گرفت. در ارزیابی این دو قاب ظرفیت‌های سختی، مقاومت و جذب انرژی مورد توجه قرار گرفت. نتایج نشان می‌دهد که مقدار مقاومت و سختی در حالت با میراگر به ترتیب حدود ۲۰ و ۳۵ درصد کاهش پیدا می‌کند ولی جذب انرژی حدود ۵۰ درصد افزایش می‌یابد.

واژگان کلیدی

میراگر اصطکاکی دورانی، قاب Y شکل، استهلاک انرژی، سختی، مقاومت و شکل‌پذیری

Evaluation of resistive parameters of steel frame with Off-centre Bracing (y-shape) Equipped with Rotating Friction Damper

M. Solaimani Nezhad, M. Mahmoudi

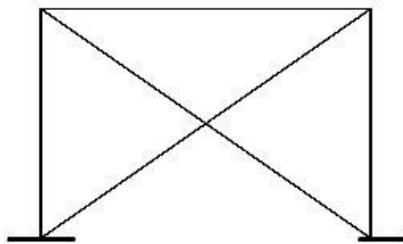
Abstract

y-shaped steel braces one of the systems is the lateral load. These braces, despite having the performance good architecture and resistance and hardness acceptable, they are not ductility. The use of dampers, such a rotary friction damper can increase their ductility capacity. The purpose of this paper is to evaluate the seismicity of y-shaped braces with rotary frictional damper. For this purpose, a frame of a floor and a span with y-shaped brace was selected and evaluated in two cases with and without rotary frictional damper. In evaluating these two frame, the stiffness, strength and energy absorption were considered. The results show that the strength and stiffness in the case with the damper decreases by 20% and 35%, but the energy absorption increases by 50%.

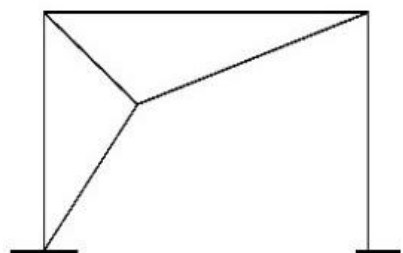
Keywords

Rotary friction damper, y-shape frame, Depreciation of energy, Stiffness, Strength and ductility

اصطکاکی با اعمال میرایی اضافی، نیروهای وارد بر سازه، دامنه ارتعاش و شتاب کفها را به طور قابل توجهی کاهش می دهند و آسیب پذیری سازه و تجهیزات داخل آن را به حداقل می رسانند. این میراگرها مکانیسم ساده ای دارند به طوری که ساخت، نصب و نگهداری آنها آسان می باشد و فضای کمتری را در سازه اشغال می کنند. همه این مزایا باعث می شود هزینه اولیه ساخت سازه جدید یا بهسازی یک سازه موجود کاهش یابد [۱].



شکل ۱- مهاربند هم محور (مانند x شکل)



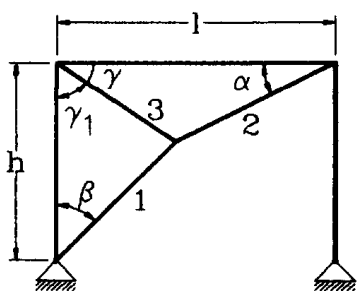
شکل ۲- مهاربند برون محور (مانند y شکل)

محافظة از سازه ها در مناطق لرزه خیز در برابر آسیب دیدگی و کاهش پاسخ دینامیکی سازه ها در مقابل زلزله یکی از مهم ترین موضوعات مورد توجه مهندسی عمران در دهه های گذشته بوده است. سیستم های مقاوم لرزه ای مختلفی مورد استفاده قرار گرفتند که هر کدام دارای معایب و مزایایی هستند. یکی از متداول ترین روش ها برای مقابله با نیروهای جانبی در سازه های فولادی استفاده از مهاربند است. مهاربندها به شکل های گوناگونی اجرا می شوند. پیکربندی سیستم های مهاربندی عموماً از نوع هم مرکز (هم محور) (شکل (۱)) و یا خارج از مرکز (برون محور) است (شکل (۲)). مهاربندهای هم مرکز دارای سختی بیشتری نسبت به قاب خمشی هستند لذا تغییر مکان جانبی سازه را بهتر محدود می نمایند. سیستم مهاربندی برون محور سختی کمتری نسبت به هم محور دارند ولی جذب انرژی آنها بالاتر است. در سیستم مهاربندی هم محور (x شکل) به دلیل اینکه نیروهای جانبی توسط اعضاء به صورت محوری منتقل می شوند، سیستمی اقتصادی هستند ولی علی رغم سختی بالا دارای اشکالاتی هستند که مهمترین آنها مشکلات عملکرد معماری و ایجاد محدودیت برای اجرای دربها و پنجره ها و از لحاظ سازه ای کماتش اعضای مهاربندی است. کماتش مهاربندها منجر به شکل پذیری کم و ظرفیت کم اتلاف انرژی می شود. لذا برای رفع این معایب ایده هایی مانند کاربرد مهاربندهای لا شکل ارائه شده است که البته مشکل کماتش عضو و کاهش شکل پذیری همچنان باقی است که با استفاده از تجهیزات جدیدی می توان آنها را جبران کرد. این تجهیزات با عنوان تجهیزات کنترل سازه ها معروف هستند.

انواع سیستم های کنترلی سازه ها به دو دسته مستهلک کننده های انرژی و جداسازهای لرزه ای تقسیم می شوند. این تجهیزات به صورت یک فیوز شکل پذیر عمل می نمایند. در این سیستم تجهیزات نصب شده از وارد شدن نیروی بیش از حد به مهاربندها و کماتش اعضای آنها جلوگیری می کنند. این تجهیزات با تغییر شکل های پلاستیک در مود خمشی یا برشی، مقدار زیادی از انرژی وارد شده را مستهلک می نمایند. مستهلک کننده های انرژی را می توان به سه دسته فعال، نیمه فعال و غیرفعال تقسیم بندی کرد که عمده استهلاک کننده های غیرفعال میراگرها هستند همانند میراگر تسلیمی، ویسکوز و اصطکاکی، که بعضی از آنها مانند میراگر تسلیمی بعلت تعمیر یا تعویض آن بعد از یک زلزله شدید مشکل و پرهزینه می باشد و بعضی دیگر مانند میراگر اصطکاکی مشکلات کمتری دارند. میراگرهای

در سال ۲۰۰۰ Mualla نوع جدیدی از میراگر اصطکاکی را با عملکرد دورانی ارائه کرد [۲]. رفتار هیسترتیک و پایداری میراگر وابسته به نوع صفحات اصطکاکی به کار رفته است. آزمایش هایی برای یافتن پارامترهای مؤثر مانند تعداد دفعات بارگذاری، دامنه جابه جایی، نیروی پیش تنیدگی پیچها و پیش تنیدگی مهاربندها بر روی مدل قاب مجهز به میراگر اصطکاکی انجام شده است. Mualla و Bellev با تحلیل های عددی نشان دادند که در یک لنگر لغزشی برای میراگر اصطکاکی دورانی، برش پایه حداقل و انرژی میرا شده حداکثر است. همچنین افزایش سختی میراگر و مهاربندها تأثیری در مقدار برش پایه و انرژی میرا شده ندارد اما باعث کاهش جابه جایی قاب می شود. به علاوه این که نیروی پیش تنیدگی در مهاربندها تأثیر چندانی در پاسخ قاب ندارد [۳].

در سال ۲۰۱۱ Kim و همکارانش، یک بررسی تحلیلی از اثربخشی میراگرهای اصطکاکی دورانی برای افزایش ظرفیت



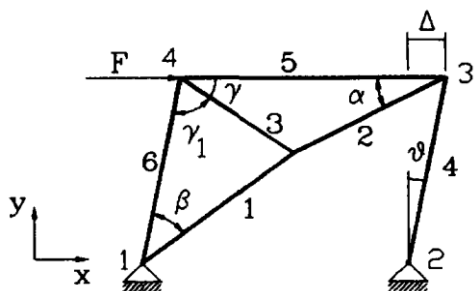
شکل ۳- مهاربند برون محور [۸]

$$\gamma_1 = 2 \tan^{-1} + \frac{K_2}{S_2 - l_1} \quad (5)$$

و زاویه چرخش θ بعد از اعمال نیرو برابر:

$$\theta = \gamma_1 + \gamma - \pi/2 \quad (6)$$

می‌باشد که در شکل (۴) (قاب بعد از اعمال نیرو) مشاهده می‌شود.



شکل ۴- مهاربند بعد از اعمال نیرو [۸]

و همچنین:

$$S_1 = \frac{l_2 + l_3 + l}{2} \quad (7)$$

$$S_2 = \frac{l_1 + l_3 + h}{2} \quad (8)$$

$$K_1 = \sqrt{\frac{(S_1 - l_3)(S_1 - l_2)(S_1 - l)}{S_1}} \quad (9)$$

$$K_2 = \sqrt{\frac{(S_2 - l_3)(S_2 - l_1)(S_2 - h)}{S_2}} \quad (10)$$

با تعیین زوایای فوق مقدار نیروی اعضای قاب با هندسه

تغییر شکل یافته با روابط زیر میسر خواهد بود:

$$-(F_4 \cos \theta)l = Fh \cos \theta \rightarrow F_4 = \frac{-Fh}{l} \quad (11)$$

و در گره ۳:

$$\sum F_y = 0 \therefore F_2 = \frac{-F_4 \cos \theta}{\sin \alpha} \quad (12)$$

مقاومت در برابر زلزله و مقاومت در برابر خرابی پیش‌روندهی سازه‌های موجود بت‌آرمه ارائه دادند. نتایج تحقیق آنها نشان داد که به‌طور کلی سازه‌های مقاوم‌سازی شده با میراگرهای اصطکاکی دورانی، اهداف عملکردی تعیین‌شده در برابر بار لرزه‌ای را برآورده می‌کنند. همچنین میراگرهای اصطکاکی دورانی می‌توانند در افزایش ظرفیت مقاومت در برابر خرابی پیش‌روندهی سازه‌ها مؤثر باشند [۴].

در سال ۲۰۱۳ Monir و همکارانش پیکربندی جدیدی برای میراگرهای اصطکاکی دورانی در مهاربندهای قطری که شامل پیچ‌های اصطکاکی بود، ارائه دادند [۵].

Gholizad و همکارانش در سال ۲۰۱۳، عملکرد قاب‌های فولادی مهاربندی‌شده دارای المان زانویی را که با میراگرهای اصطکاکی دورانی تجهیز شده‌اند بررسی کردند. آنها نشان دادند که با به‌کارگیری میراگر اصطکاکی دورانی قابل تنظیم به‌عنوان عضو زانویی می‌توان از کماتش عضو قطری جلوگیری کرد و شکل‌پذیری و جذب انرژی را افزایش داد [۶].

Mirzabagheri و همکارانش در سال ۲۰۱۴، از طریق بررسی آزمایشگاهی، عملکرد میراگرهای اصطکاکی دورانی با یک، دو و سه واحد صفحات اصطکاکی را بررسی کردند. و مشاهده شد که با افزایش تعداد واحدها، انرژی بیشتری به‌وسیله‌ی میراگرها در قاب فولادی مجهز به این میراگرها تلف می‌شود [۷].

همین‌طور در زمینه قاب‌های مهاربندی y شکل نیز تحقیقات زیادی انجام شده که از جمله آنها در سال ۱۹۹۵ Moghaddam و Estekanchi ویژگی‌های هندسی یک قاب با مهار بندی y شکل با رفتار غیرخطی و حالت بهینه محل اتصال سه عضو مهاربند را بررسی کردند و نحوه توزیع نیرو بین اعضا، بعد از اعمال بار را به شرح زیر ارائه نمودند [۸].

در قاب نشان داده شده در شکل (۳) تغییر طول اعضا با رابطه زیر بدست می‌آید که در آن طول اولیه و l_i طول نهایی عضو، A_i مساحت مقطع و F_i نیروی هر عضو می‌باشد.

$$l_i = l_{i0} + \frac{F_i l_{i0}}{EA_i} \quad (1)$$

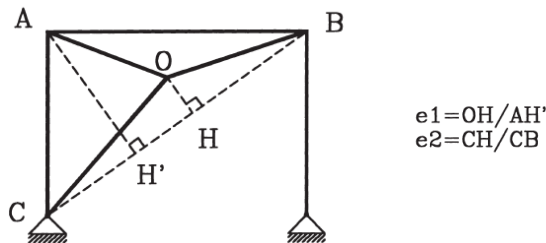
و زوایای اعضای مهاربند با روابط زیر بدست می‌آیند [۸]:

$$\beta = 2 \tan^{-1} + \frac{K_2}{S_2 - l_3} \quad (2)$$

$$\gamma = 2 \tan^{-1} + \frac{K_1}{S_1 - l_2} \quad (3)$$

$$\alpha = 2 \tan^{-1} + \frac{K_1}{S_1 - l_3} \quad (4)$$

و استهلاک انرژی را دارا است و سختی عضو سوم مهاربندی باید نسبت به دو مهاربند دیگر به صورت قابل توجهی کوچکتر باشد تا رفتار غیرخطی حاصل شود. همچنین وقتی خروج از مرکزیت (شکل ۶) به اندازه کافی زیاد باشد به طور مثال $e_1 = 0.3$ آنگاه کاهش مشخصی در نیروهای لرزه‌ای اتفاق می‌افتد که با افزایش زیادی در تغییر مکان همراه است [۱۰].



شکل ۶- خروج از مرکز محل اتصال مهاربندها

در سال ۲۰۱۲، **Majid Zamani** و همکارانش رفتار چهار نمونه قاب مهاربندی شده ۷ شکل در مقیاس واقعی را بررسی کردند. مهاربندهای ۷ شکل، سیستم مقاوم جانبی مرسوم هستند که مهندسان در طراحی و استفاده از آنها در پی رفع مشکلات معماری سیستم‌های مهاربندی نظیر x شکل هستند. در حقیقت این سیستم برای این به وجود آمده تا بتواند تعامل بیشتری بین نیازهای معماری و الزامات سازه‌ای ایجاد کند. این نمونه‌ها در هندسه قاب و محل قرارگیری نقطه اتصال سه عضو مهاربند و مقطع المان‌های مهاربندی باهم تفاوت داشتند. بارگذاری استاتیکی تا زمان تسلیم و شکست نمونه‌ها اعمال شد. نتایج نشان دارد که با طراحی مناسب اتصالات و مقطع مهاربندها می‌توان کماتش خارج از صفحه تک انحنایی را با کماتش داخل صفحه دو انحنایی جابه‌جا کرد. استهلاک انرژی هیستریتیک و میرایی نمونه‌ها به خاطر انحنای غیرارتجاعی اعضای مهاربندی نیز افزایش یافته است [۱۱].

در مهاربندهای ۷ شکل طول بعضی از اعضای مهاربندی بلند می‌باشد و به علت نیروی محوری قابل توجه در این اعضا، خطر کماتش مزایای این سیستم را تحت تأثیر قرار می‌دهد [۱۲]، بنابراین می‌توان با استفاده از میراگرهای اصطکاکی دورانی، محدودیت‌های این سیستم مهاربندی را رفع کرد و کارایی سیستم را افزایش داد. در این مقاله رفتار مهاربندهای ۷ شکل همراه با میراگرهای اصطکاکی دورانی مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. در بررسی رفتار قاب‌ها ظرفیت‌های مقاومت، سختی و جذب انرژی مورد استفاده قرار می‌گیرند.

$$\sum F_x = 0 \rightarrow F_5 = -F_2 \cos \alpha - F_4 \sin \theta \quad (13)$$

و درگره ۴ داریم:

$$\sum F_y = 0 \rightarrow F_3 = \frac{-F_6 \sin(\gamma_1 + \gamma)}{\sin \gamma} \quad (14)$$

$$\sum F_x = 0 \rightarrow \quad (15)$$

$$F + F_5 + F_3 \cos \gamma + F_6 \cos(\gamma + \gamma_1) = 0$$

با جاگذاری در رابطه ۳:

$$F_6 = \frac{F_5 + F}{\frac{\sin(\gamma + \gamma_1) \cos \gamma}{\sin \gamma} - \cos(\gamma + \gamma_1)} \quad (16)$$

یا

$$F_6 = \frac{F_5 + F \sin \gamma}{\sin \gamma_1} \quad (17)$$

$$F_3 = \frac{-(F_5 + F) \sin(\gamma + \gamma_1)}{\sin \gamma} \quad (18)$$

و در گره ۱:

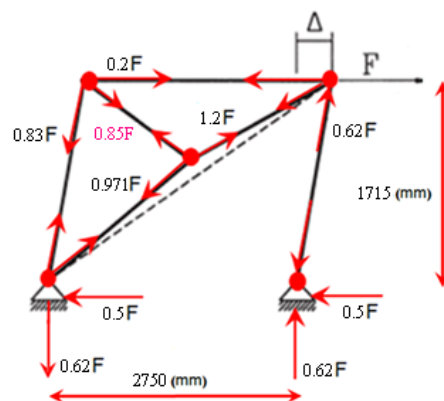
$$\sum F_x = 0 \rightarrow \quad (19)$$

$$-F + F_4 \sin \theta + F_1 \sin(\beta + \theta) + F_6 \sin \theta = 0$$

$$F_1 = \frac{-F_6 \sin \theta + F - F_4 \sin \theta}{\sin(\beta + \theta)} \quad (20)$$

بنابراین با حل این معادلات غیرخطی پارامترهای مجهول قابل دستیابی می‌باشند [۸].

که **Bazzaz** و همکارانش در سال ۲۰۱۲ آن را بررسی و نیروی اعضای قاب را به صورت شکل (۵) ارائه نمودند [۹].

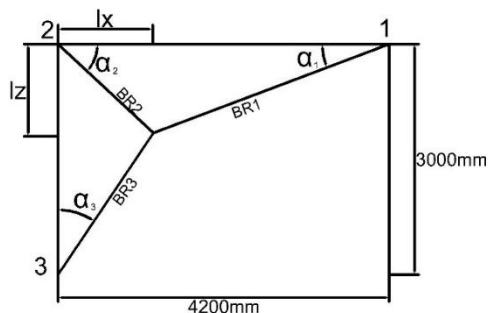


شکل ۵- نسبت مقادیر نیروی اعضا بعد از اعمال نیروی جانبی

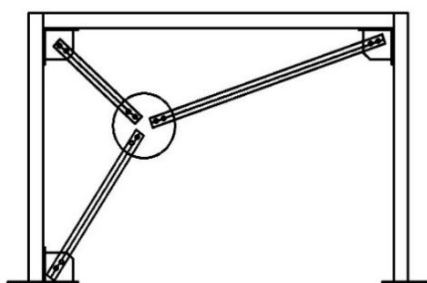
در سال ۱۹۹۹، **Moghaddam** و **Estekanchi** نشان دادند که درجه و میزان غیرخطی بودن عمدتاً به مقدار خروج از مرکزیت و سختی نسبی عضو سوم مهاربند وابسته است. این سیستم مهاربندی توانایی ایجاد مقدار مشخصی عملکرد جداساز لرزه‌ای

۲- روش تحقیق

برای جلوگیری از وقوع کمانش خارج از صفحه و افزایش شعاع ژیراسیون مقطع، صفحات فولادی در جبهه مهاربندهای BR1 و BR3 تعبیه شده‌اند که هندسه آنها در شکل (۸) و مشخصات مصالح مصرفی و مقاطع استفاده شده در جداول (۱) تا (۳) آمده است [۱۱].



الف) هندسه‌ی نمونه‌ی ۷ شکل



ب) نمونه‌ی اجرایی ۷ شکل

شکل ۸- مشخصات مهاربند مورد استفاده [۱۱]

جدول ۱- پارامترهای هندسی نمونه‌ی ۷ شکل

α_3 (deg)	α_2 (deg)	α_1 (deg)	l_z (mm)	l_x (mm)
۲۷/۵	۳۵/۵	۱۴/۸	۸۱۰	۱۱۴۰

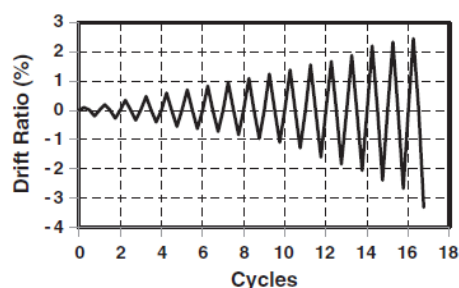
جدول ۲- مشخصات مصالح اعضای مهاربندها

اعضا	مقطع	F_y (N/mm ²)	F_u (N/mm ²)
جان	۲UNP۱۰۰	۳۵۷	۴۲۰
بال	UNP۱۰۰	۲۷۱	۳۸۵
ورق اتصالات	---	۲۵۷	۴۰۴

۲-۲- میراگر اصطکاکی دورانی

این میراگر بسیار ساده است و در انواع مختلف سیستم‌های مهاری می‌تواند مورد استفاده قرار گیرد (شکل (۹)). اجزای اصلی

سازه مورد بررسی یک قاب یک طبقه و یک دهانه دارای مهاربند ۷ شکل با هندسه مورد استفاده توسط **Majid Zamani** و همکارانش [۱۲] است که به یک میراگر اصطکاکی دورانی پیشنهادی **Mualla** [۳] مجهز شده است. جزئیات این دو سیستم و سایر مشخصات در بخش بعدی بیان می‌شود. دلیل انتخاب هندسه و قاب مرجع [۱۲] مقایسه نتایج حاصل از این تحقیق و قاب بدون میراگر **Majid Zamani** و همکارانش می‌باشد. روش‌های تحلیل بکار رفته در این پژوهش بارگذاری سیکلی (شکل (۷)) و روش پوش‌اور می‌باشد که با نرم‌افزار **opensees** انجام گردید و سپس ظرفیت‌های مقاومت، سختی و جذب انرژی آنها مقایسه شد.

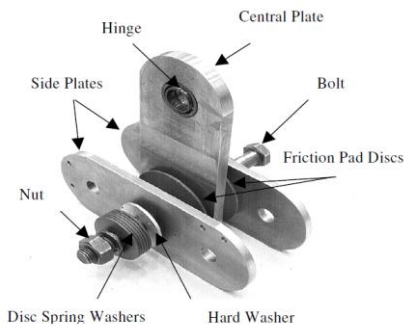


شکل ۷- بارگذاری سیکلی (چرخه‌ای)

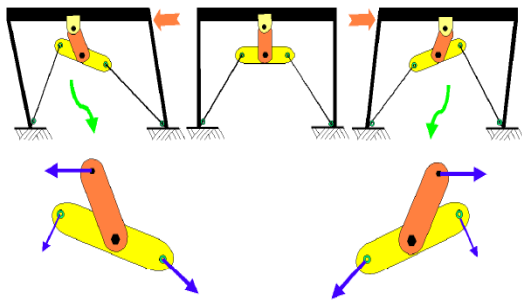
۲-۱- مهاربند ۷ شکل

در انجام کارهای تحقیقاتی یکی از مسائل مهم، ایجاد ارتباط مناسب و منطقی بین مطالعات انجام‌شده در گذشته و هدف تحقیق جاری است. برای رسیدن به این هدف، از مدل قاب مهاربندی‌شده (۷ شکل) **Majid Zamani** و همکارانش [۱۲] به‌عنوان مدل معیار استفاده شد. این قاب به‌صورت آزمایشگاهی و در ابعاد واقعی ساخته شد و تحت بارگذاری چرخه‌ای (شکل (۸))، مورد آزمایش قرار گرفت. در این نمونه، با توجه به محدودیت‌های طراحی قاب بدون مهاربندی و در نظر گرفتن اینکه نیروی محوری قابل‌توجهی در تیر به وجود می‌آید مقطع تیر از نوع بال‌پهن **IPB۲۰۰** و مقطع ستون‌ها هم به‌صورت **۲IPE۱۸۰** استفاده شده است. طراحی این قاب‌ها به‌گونه‌ای است که مود اصلی خرابی، ناشی از کمانش داخل صفحه‌ی مهاربندها باشد. بدین منظور انتخاب مقاطعی که مقاومت مناسبی در برابر کمانش خارج از صفحه داشته باشند، ضروری به نظر می‌رسد. مقاطع مهاربندها به‌صورت دو مقطع ناودانی ۱۰۰ که به‌صورت پشت‌به‌پشت به هم متصل شده‌اند، انتخاب شده است. همچنین

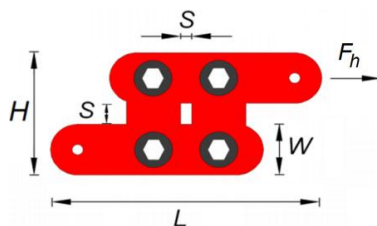
نوع دوم دارای ۲ صفحه اصطکاکی هستند که توسط یک پین به هم متصل شده‌اند و بر روی یکدیگر می‌لغزند (شکل (۱۲)). مشخصات هندسی و مکانیکی میراگرهای نوع اول و دوم در جدول (۴) و (۵) آورده شده است که در آن F_h ظرفیت میراگر، t ضخامت ورق، n تعداد لایه ورق‌ها و Δ دامنه نوسان می‌باشند.



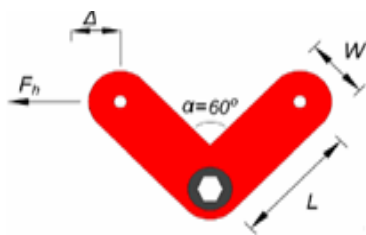
شکل ۹- اجزای میراگر اصطکاکی دورانی Mualla [۲]



شکل ۱۰- مکانیسم عملکرد میراگر اصطکاکی دورانی Mualla [۲]



شکل ۱۱- میراگر اصطکاکی دورانی نوع اول



شکل ۱۲- میراگر اصطکاکی دورانی نوع دوم

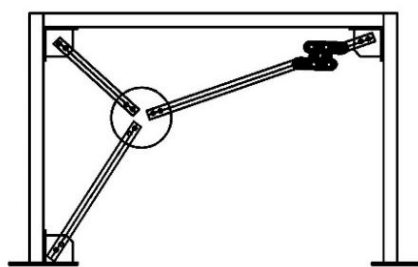
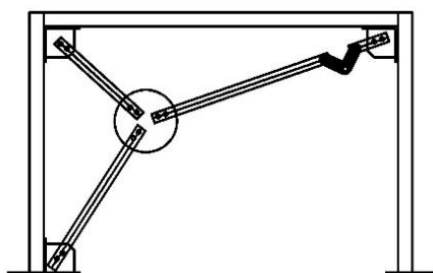
جدول ۳- مشخصات اعضای قاب اصلی

اعضا	مقطع	F_y (N/mm ²)	F_u (N/mm ²)
ستون	۲IPB۱۸۰	۷۸۱۰	۲۳۹۰
تیر	۲IPB۲۰۰	۷۸۱۰	۲۳۹۰
مهاربند BR1 و BR3	۲ UNP ۱۰۰ + ۲PL ۵۰×۸	۳۱۱۰	۲۳۹۰
مهاربند BR	۲UNP۱۰۰	۳۱۱۰	۲۳۹۰

میراگر اصطکاکی دورانی را نشان می‌دهد که شامل یک صفحه عمودی و دو صفحه افقی است. لایه‌های اصطکاکی بین این صفحات قرار می‌گیرند. صفحه عمودی به تیر بالایی خود مفصل می‌شود. عملکرد میراگر و اتلاف انرژی آن، به واسطه دوران صفحات افقی در کنار صفحه قائم است که ناشی از حرکت تیر بالایی قاب است. صفحات افقی و قائم و لایه اصطکاکی با یک پیچ به هم متصل می‌شوند این اتصال مفصلی به منظور افزایش مقدار چرخش نسبی صفحات مرکزی و جانبی است و به منظور افزایش شکل‌پذیری سازه و افزایش اتلاف انرژی می‌باشد. برای ثابت نگه‌داشتن نیروی بین صفحات از واشر فنی استفاده می‌شود و برای جلوگیری از اثر این واشرهای فنی بر روی صفحات افقی بین آن‌ها واشر سخت قرار می‌گیرد. زمانی که یک نیروی خارجی، قاب سازه را تحریک می‌کند، تیر اصلی شروع به تغییر مکان افقی ناشی از این نیرو می‌نماید. نیرو در سیستم مهاربندی و نیروی اصطکاکی بین سطوح اصطکاکی صفحات فولادی افزایش یافته و لایه اصطکاکی در مقابل حرکت از خود مقاومت نشان می‌دهد. این روند حرکتی با تغییر جهت ادامه خواهد داشت و انرژی ورودی را مستهلک می‌کند. شکل (۱۰) مکانیسم کار این میراگر اصطکاکی را در جهات مختلف نشان می‌دهد [۲].

۳- المان‌بندی

با هدف ترکیب مهاربند γ شکل و میراگر اصطکاکی، برای تجهیز قاب از دو نوع میراگر اصطکاکی دورانی استفاده شد. میراگر اصطکاکی دورانی نوع اول، دارای ۴ صفحه اصطکاکی می‌باشد هنگامی که نیروی میراگر به حد ظرفیت خود می‌رسد، لینک‌ها نسبت به هم حرکت کرده و باعث ایجاد اصطکاک در صفحات مستهلک کننده انرژی می‌شوند (شکل (۱۱)). میراگر

الف) قاب γ شکل با میراگر اصطکاکی دورانی نوع اولب) قاب γ شکل با میراگر اصطکاکی دورانی نوع دومشکل ۱۳- قاب γ شکل همراه با میراگر اصطکاکی

۴- صحت سنجی

به طور خاص در شاخه مهندسی زلزله، یکی از مرسوم ترین نرم افزارهای مدل سازی و تحلیل، نرم افزار OpenSees است که توانمندی های بسیاری در خصوص شبیه سازی انواع مسائل سازه ای و ژئوتکنیکی و انجام تحلیل های متنوع استاتیکی و دینامیکی را دارد. در این مطالعه نیز برای مدل سازی قاب ها از این نرم افزار استفاده شده است. برای اطمینان از مدل سازی هایی که انجام گردید نیاز به صحت سنجی آن با استفاده از مقالات معتبر می باشد که برای این منظور در این مطالعه از مدل استفاده شده در مقاله ی *Mualla* و *Belle* بهره گرفته شده است. مدل مربوطه یک قاب فولادی (شکل ۶) با دهانه $7/6$ متر و ارتفاع $4/6$ متر است. تیر قاب صلب فرض شده و پایه ستون گیردار در نظر گرفته شده است. ممان اینرسی ستون ها $34 \times 10^6 \text{ mm}^4$ است. برای وزن فرضی 450 کیلو نیوتن، پرید ارتعاش یک ثانیه و نسبت میرایی 5 درصد مقدار بحرانی است.

این قاب با میراگری با مشخصات زیر:

$$h_a = 0.7 \text{ m} ; \quad M_f = 7/0 \text{ kNm}$$

$$r = 0.165 \text{ m} ; \quad A_b = 201 \text{ mm}^2$$

مجهز شد و قاب مربوطه تحت مولفه شمالی- جنوبی

جدول ۴- مشخصات میراگرهای نوع اول

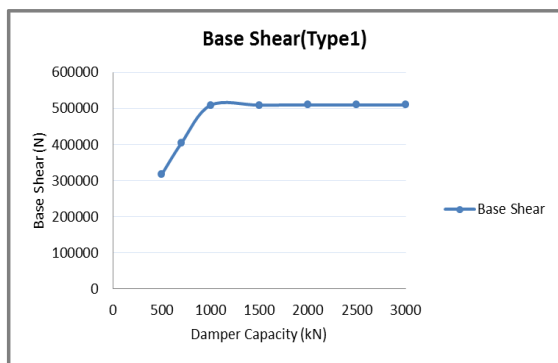
Δ (mm)	nu	S (mm)	t (mm)	W (mm)	L (mm)	H (mm)	F_h (kN)
۱۰۰	۱	۳۰	۲۵	۳۰۰	۱۱۴۰	۶۳۰	۵۰۰
۱۰۰	۲	۳۰	۲۵	۳۰۰	۱۱۴۰	۶۳۰	۱۰۰۰
۱۰۰	۳	۳۰	۲۵	۳۰۰	۱۱۴۰	۶۳۰	۱۵۰۰
۱۰۰	۴	۳۰	۲۵	۳۰۰	۱۱۴۰	۶۳۰	۲۰۰۰
۱۰۰	۵	۳۰	۲۵	۳۰۰	۱۱۴۰	۶۳۰	۲۵۰۰
۱۰۰	۶	۳۰	۲۵	۳۰۰	۱۱۴۰	۶۳۰	۳۰۰۰

جدول ۵- مشخصات میراگرهای نوع اول

Δ (mm)	nu	t (mm)	W (mm)	L (mm)	F_h (kN)
۵۰	۱	۱۰	۱۵۰	۲۵۰	۱۵
۵۰	۱	۱۰	۱۵۰	۲۵۰	۳۰
۵۰	۲	۱۰	۱۵۰	۲۵۰	۵۰
۵۰	۲	۱۲	۱۵۰	۲۵۰	۷۵
۵۰	۳	۱۲	۱۵۰	۲۵۰	۱۰۰
۵۰	۴	۱۲	۱۵۰	۲۵۰	۱۲۵
۵۰	۴	۱۵	۱۵۰	۲۵۰	۱۵۰
۵۰	۴	۱۵	۲۰۰	۲۵۰	۱۷۵
۵۰	۵	۱۵	۲۰۰	۲۵۰	۲۰۰
۵۰	۵	۱۵	۲۰۰	۲۵۰	۲۵۰

برای جای گذاری میراگر، آرایش های مختلفی مورد بررسی قرار گرفت. در نهایت محل قرارگیری بهینه میراگر در قسمت انتهایی مهاربند بلندتر انتخاب گردید (شکل ۱۳)). دلیل این انتخاب هم این بود که میراگرهای اصطکاکی حساس به تغییر مکان هستند و چون در انتهای مهاربند بلندتر بیشترین تغییر مکان وجود داشت، این میراگرها عملکرد بهتری از لحاظ کاهش نیروهای وارده به سازه از خود نشان دادند و پس از آن میراگرهای با ظرفیت مختلف بر روی قاب γ شکل قرارداد شد و اثر افزایش ظرفیت میراگر بر روی قاب ها بررسی گردید.

قاب نتایج یکسانی را حاصل ندادند و در بعضی حالات اثر بهینه (میراگر با ظرفیت‌های کم) و در بعضی دیگر تاثیر مناسبی نداشتند (میراگر با ظرفیت‌های بالا) که علت آن می‌تواند بالابودن نیروی آستانه لغزش آنها باشد و چون نیرو به حد مورد نظر نمی‌رسد لذا حرکت نکرده و اثر اتلاف انرژی در سیستم را ندارد. نمودار نیروی برشی پایه (مقاومت) نسبت به ظرفیت میراگرها در شکل (۱۶) ترسیم شده است. همانطور که ملاحظه می‌شود برای میراگرهای کمتر از ظرفیت ۱۰۰۰ kN، کاهش مقاومت زیاد و پس از آن تأثیری نداشته است.



شکل ۱۶- بررسی اثر افزایش ظرفیت میراگر نوع اول روی برش پایه

با توجه به این نمودار می‌توان رابطه رگرسیون برای کاهش مقاومت را به صورت رابطه (۲۱) و (۲۲) پیشنهاد نمود:

$$v = 382.9F_n + 129857; \quad F_n < 1000 \quad (21)$$

$$v = 510272; \quad F_n > 1000 \quad (22)$$

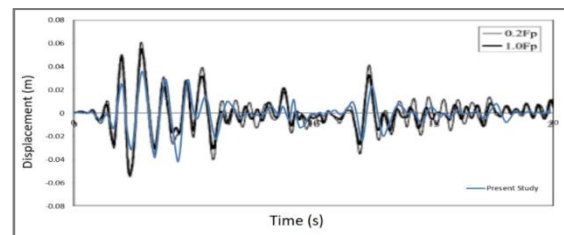
که در آن v نیروی برش پایه (مقاومت) و F_n ظرفیت میراگر می‌باشد.

لذا باتوجه به این موضوع و بررسی رفتار چرخه‌ای زیر پیشنهاد می‌شود از میراگرهای با ظرفیت کمتر از ۱۰۰۰ کیلو نیوتن به علت زود فعال شدن آنها، جذب انرژی مناسب و اثر بهینه در کاهش مقاومت استفاده گردد.

نمونه‌ای از این میراگرها با ظرفیت ۵۰۰ kN تحت بارافزون درحالت قاب با میراگر و قاب اصلی (بدون میراگر) مطابق شکل (۱۷) مقایسه شده است که میزان برش پایه در زمان تسلیم در حالت با میراگر ۲۴۰ kN و بدون میراگر ۳۰۰ kN می‌باشد که ۲۰ درصد کاهش و برای سختی نیز ۳۵ درصد کاهش را نشان می‌دهد و همینطور درحالت با میراگر افزایش شکل‌پذیری و جذب انرژی قابل رویت می‌باشند. نتایج مربوط به مقایسه‌ی رفتار چرخه‌ای قاب‌های با میراگر و قاب اصلی



رکورد زلزله‌السنتر و $3/417 \text{ m/s}^2$ قرار گرفت [۳]. از آنجایی که نیروی پیش کشیدگی در مهاربند مایل، در پاسخ سازه تاثیر دارد در مقاله Mualla برای دو نیروی $0.2F_p$ و $1.0F_p$ بررسی شده است که در این بررسی برای حالت $1.0F_p$ نتیجه صحت‌سنجی و انطباق جابه‌جایی بام در شکل (۱۴) نشان داده شده است. در بعضی نقاط منحنی این شکل اختلاف جزئی ملاحظه می‌شود و آن به علت ارائه نتایج Mualla بر اساس یک کار آزمایشگاهی است و مدل مورد مقایسه مقاله حاضر یک کار عددی می‌باشد و از طرفی نیز مشخصات استفاده شده نمونه آزمایشگاهی Mualla در مقاله‌های منتشر شده به طور کامل و دقیق ارائه نشده است.



شکل ۱۴- پاسخ تغییر مکان مقاله‌ی Mualla و Bellev و مطالعه حاضر

۵- نتایج تحلیلی

۵-۱- به کارگیری میراگر اصطکاکی دورانی نوع اول در قاب مهاربندی شده‌ی y شکل

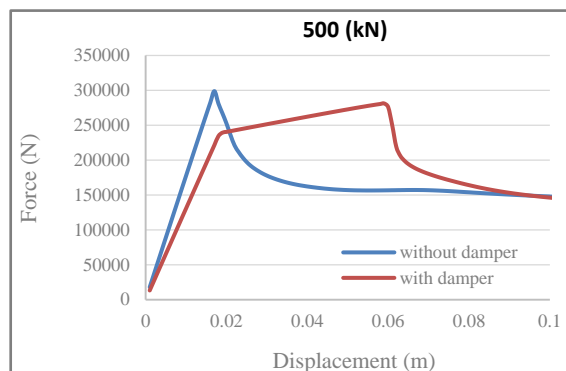
این میراگر دارای ۴ صفحه اصطکاکی می‌باشد که هنگام حرکت جانبی وقتی نیروی میراگر به حد ظرفیت خود می‌رسد، لینک‌ها نسبت به هم حرکت کرده و باعث ایجاد اصطکاک در صفحات مستهلک کننده انرژی می‌شوند. نمونه‌ای از نحوه اجرا در شکل (۱۵) ملاحظه می‌گردد.



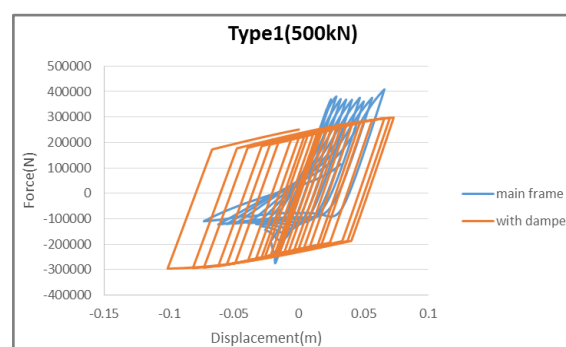
شکل ۱۵- نحوه قرارگیری میراگر نوع اول در قاب مهاربندی y

از آنجایی که این میراگرها دارای ظرفیت‌های مختلف از ۵۰۰ kN تا ۳۰۰۰ kN می‌باشند (جدول (۴)) با قرار گرفتن در

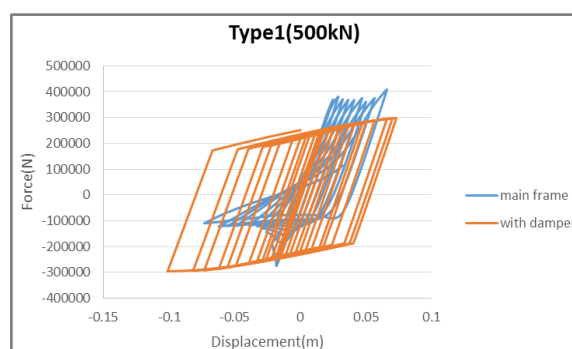
(بدون میراگر) در دو ظرفیت ۷۰۰ kN و ۵۰۰ kN در شکل‌های (۱۸) و (۱۹) آورده شده است.



شکل ۱۷- مقایسه منحنی بارافزون قاب‌های با و بدون میراگر با ظرفیت ۵۰۰ کیلو نیوتن



شکل ۱۸- مقایسه منحنی چرخه‌ای قاب‌های با و بدون میراگر با ظرفیت ۵۰۰ کیلو نیوتن



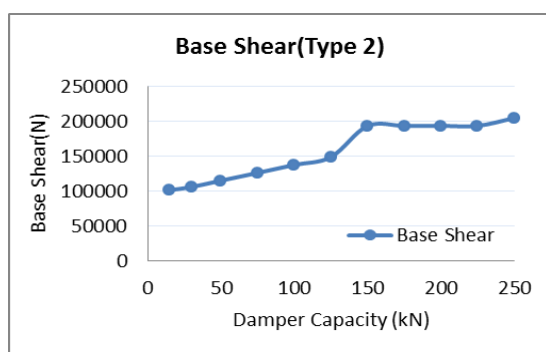
شکل ۱۹- مقایسه منحنی چرخه‌ای قاب‌های با و بدون میراگر با ظرفیت ۷۰۰ کیلو نیوتن

بدون میراگر در آنها دیده نمی‌شود. این حلقه‌های متقارن و منظم با داشتن سطح بزرگ‌تر نشان دهنده‌ی جذب انرژی بیشتر نمونه‌های دارای میراگر هستند. جذب انرژی در قاب با میراگر ۷۰۰ kN بیشتر از قاب دارای میراگر ۵۰۰ kN می‌باشد. همچنین با بررسی شکل‌های (۱۸) و (۱۹) ملاحظه می‌شود که در قسمت فشاری چرخه‌ای بدلیل کاهش نیروی داخلی، مهاربند به کماتش نمی‌رسد و نمودار چرخه‌ای کامل و بدون شکست می‌باشد در صورتی که در حالت بدون میراگر مهاربند کماتش می‌کند و عملکرد مناسبی در حالت فشاری ندارد.

۲-۵- به کارگیری میراگر اصطکاکی دورانی نوع دوم در قاب مهاربندی شده‌ی ۷ شکل

در این حالت نیز ظرفیت‌های متفاوت میراگر نوع دوم مطابق جدول (۵) بررسی گردید و مشاهده شد که عملکرد آنها نیز یکسان نیست به طوری که با افزایش ظرفیت میراگر از ۱۵ kN تا ۲۵۰ kN اگرچه بر روی میزان برش پایه اثر افزایشی داشته است ولی این اثر بعد از ظرفیت ۱۵۰ kN چندان قابل توجه نیست و افزایش ظرفیت میراگر تأثیر چندانی بر روی برش پایه ندارد که در شکل (۲۰) به خوبی قابل مشاهده می‌باشد و رابطه رگرسیون (۲۳) برای آن پیشنهاد می‌گردد:

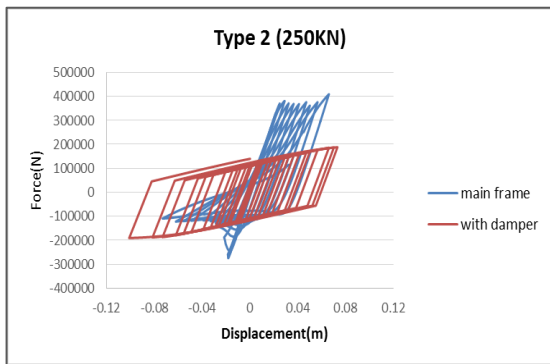
$$v = 486.8 F_n + 93872 \quad (23)$$



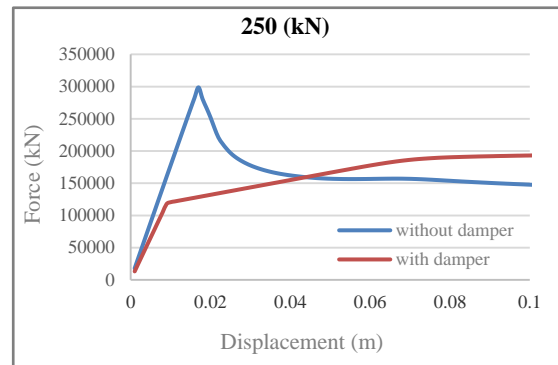
شکل ۲۰- بررسی اثر افزایش ظرفیت میراگر نوع دوم بر روی برش پایه

در این حالت نیز برای یک نمونه میراگر با ظرفیت ۲۵۰ kN، نیروی برشی پایه مطابق شکل (۲۱) ترسیم و مقایسه شده است. مقدار نیروی برشی قاب (مقاومت) در حالت با میراگر کمتر از برش پایه بدون میراگر می‌باشد و در حدود ۶۰ درصد کاهش و سختی نیز ۳۲ درصد کاهش یافته است.

همه‌ی قاب‌ها تحت پروتکل بارگذاری یکسان قرار گرفته‌اند و تحلیل چرخه‌ای روی آنها انجام شده است. بررسی شکل‌ها نشان می‌دهد افزودن میراگر، باعث رفتار هیستریتیک نسبتاً متقارنی در قاب می‌شود که افت ناگهانی مقاومت همانند حالت



شکل ۲۳- مقایسه‌ی منحنی چرخه‌ای قاب‌های با و بدون میراگر با ظرفیت ۲۵۰ کیلو نیوتن



شکل ۲۱- مقایسه‌ی منحنی بار افزون قاب‌های با و بدون میراگر با ظرفیت ۲۵۰ کیلو نیوتن

نکته مهم دیگری که در شکل‌های (۱۶) و (۲۰) ملاحظه می‌شود هرچه ظرفیت میراگر کاهش یابد مقدار برش پایه نیز کاهش می‌یابد به عبارت دیگر استفاده از میراگر با ظرفیت کمتر در کاهش اثر برش مناسب‌تر است ولی از آنجایی که مقدار جذب انرژی و شکل پذیری نیز از اهداف مهم تحقیق می‌باشد لذا حالت بهینه، انتخاب میراگرهای میانی است (مانند محدوده ۱۵۰ کیلو نیوتن برای نوع اول و محدوده ۵۰۰ کیلو نیوتن برای نوع دوم) تا به هر دو هدف ذکر شده نائل گردیم.

۶- نتیجه‌گیری

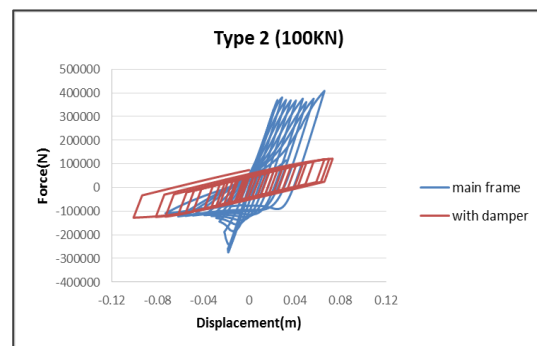
هدف این مقاله ارزیابی لرزه‌ای مهاربندهای شکل مجهز به میراگرهای اصطکاکی دورانی است که با انتخاب یک قاب یک طبقه و یک دهانه با مهاربند شکل در دو حالت با و بدون میراگر اصطکاکی دورانی مورد ارزیابی قرار گرفت. در ارزیابی این دو قاب ظرفیت‌های سختی، مقاومت و جذب انرژی مورد توجه قرار گرفتند و با توجه به این بررسی نتایج زیر حاصل گردید:

۱- در این مطالعه دیده شد که اثر ظرفیت‌های مختلف میراگرها روی کاهش مقاومت و نیز استهلاک انرژی تأثیر یکسانی ندارند و برای ظرفیت‌های متوسط اثر بهینه دارد و برای ظرفیت‌های بالای میراگر، به علت عدم فعال شدن آنها بی اثر می‌باشند.

۲- برای میراگر تک مفصل اصطکاکی، با افزایش ظرفیت میراگر از ۱۵ kN تا ۲۵۰ kN اثر افزایشی بر روی میزان برش پایه داشته است ولی این اثر افزایش بعد از ظرفیت ۱۵۰ kN چندان قابل توجه نیست و همچنین ملاحظه گردید مقدار استهلاک انرژی در میراگر ۱۰۰ kN کمتر از حالت بدون میراگر و با افزایش ظرفیت میراگر بهبود یافته و در

نتایج مقایسه‌ی رفتار چرخه‌ای میراگر با ظرفیت‌های مختلف نشان داد که میراگر با ظرفیت ۲۵۰ kN کارایی بهتری از لحاظ مقاومت و افزایش اتلاف انرژی را دارد که این بررسی برای قاب با میراگر ۱۰۰ kN در (شکل ۲۲) و ۲۵۰ kN در (شکل ۲۳)) مقایسه گردیده‌اند. افزودن این میراگرها موجب شده است که رفتار چرخه‌ای قاب به صورت چرخه‌های نسبتاً متقارنی باشد که افت ناگهانی مقاومت در آنها دیده نمی‌شود. همچنین ملاحظه می‌گردد که در میراگر با ظرفیت کم (۱۰۰ kN) جذب انرژی مطلوب نبوده (شکل ۲۲) ولی با افزایش ظرفیت میراگر (۲۵۰) این وضعیت بهبود یافته است (شکل ۲۳).

در شکل‌های (۱۷) و (۱۸) برای میراگر نوع اول (با ظرفیت ۵۰۰ کیلو نیوتن) و اشکال (۲۱) و (۲۳) میراگر نوع دوم (با ظرفیت ۲۵۰ کیلو نیوتن) مغایرت نقاط تسلیم سازه در حالت با و بدون میراگر، به این دلیل است که به علت پایین بودن نیروی آستانه لغزش میراگر از نیروی تسلیم سازه، در سیستم با میراگر ابتدا میراگر تسلیم می‌گردد و همچنین ملاحظه می‌شود که با ظرفیت‌های متفاوت میراگر این نقطه نیز در حال تغییر است.



شکل ۲۲- مقایسه‌ی منحنی قاب‌های با و بدون میراگر با ظرفیت ۱۰۰ کیلو نیوتن

میراگر ۲۵۰ kN بیشترین مقدار را نشان می‌دهد.

۳- برای میراگر چهار مفصل اصطکاکی با افزایش ظرفیت میراگر از ۵۰۰ kN تا ۱۰۰۰ kN اثر افزایشی بر روی میزان برش پایه داشته است ولی این اثر افزایش بعد از ظرفیت ۱۰۰۰ kN چندان قابل توجه نیست و همچنین ملاحظه گردید مقدار استهلاك انرژی در میراگر ۱۰۰۰ kN و به بالا بدلیل نرسیدن نیرو به آستانه لغزش اصطکاکی و فعال نشدن آنها تاثیر مناسبی ندارند.

۴- بررسی نتایج نشان می‌دهد افزودن میراگر به قاب موجب شده است که رفتار چرخه‌ای قاب به صورت چرخه‌های نسبتاً متقارنی باشند که افت ناگهانی مقاومت در آن‌ها دیده نمی‌شود. این حلقه‌های متقارن و منظم نشان‌دهنده جذب انرژی بیشتر می‌باشد که در میراگر با ظرفیت ۲۵۰ kN حدود ۱۰ درصد، در نمونه ۵۰۰ kN حدود ۵۰ درصد و ۷۰۰ kN حدود ۷۰ درصد بیشتر می‌باشد.

۵- مقدار نیروی برشی (مقاومت) در حالتی که میراگر به قاب اضافه شده است کمتر از برش پایه قاب بدون میراگر است بطوری که در میراگر ۵۰۰ kN معادل ۲۰ درصد و در میراگر ۲۵۰ kN حدود ۶۰ درصد کاهش می‌یابد.

۶- مقدار سختی در قاب با میراگر نسبت به حالت بدون میراگر کاهش نشان می‌دهد که برای میراگر با ظرفیت ۵۰۰ kN حدود ۳۵ درصد و ۲۵۰ kN حدود ۳۰ درصد تقلیل می‌یابد.

۷- نتیجه کلی نشان می‌دهد که استفاده از میراگر در قاب، باعث کاهش نیروهای وارده به المان‌های سازه‌ای (ستون-تیر- مهاربند) می‌شود به طوری که باعث می‌شود اعضای سازه تقریباً در ناحیه الاستیک باقی بمانند و میراگر تغییرات پلاستیک زیادی را تحمل نماید و خرابی به آن معطوف گردد به طوری که در بعضی نمونه‌ها مقدار مقاومت و سختی در حالت با میراگر به ترتیب ۲۰ و ۳۵ درصد کاهش و جذب انرژی حدود ۵۰ درصد افزایش یافت.

۸- با توجه به کاهش برش پایه به علت استفاده از میراگر اصطکاکی رابطه رگرسیون برای آن به صورت زیر حاصل شد:

الف- برای میراگر نوع اول:

$$v = 382.9F_n + 129857; \quad F_n < 1000 \text{ kN}$$

$$v = 510272; \quad F_n > 1000 \text{ kN}$$

ب- برای میراگر نوع دوم:

$$v = 486.8F_n + 93872; \quad 25 < F_n < 250 \text{ kN}$$

که در آن v نیروی برش پایه (مقاومت) و F_n ظرفیت میراگر می‌باشد.

همچنین دیده شد میراگرهای با ظرفیت کمتر از ۱۰۰۰ کیلو نیوتن در نوع اول و ظرفیت کمتر از ۱۵۰ کیلو نیوتن در نوع دوم در کاهش مقاومت مناسب‌تر می‌باشند.

۹- از آنجایی که استفاده از میراگر با ظرفیت کمتر در کاهش اثر برش مناسب‌تر است ولی مقدار جذب انرژی و شکل پذیری نیز از اهداف مهم تحقیق می‌باشد لذا حالت بهینه انتخاب میراگرهای میانی است (مانند محدوده ۵۰۰ کیلو نیوتن برای نوع اول و محدوده ۱۵۰ کیلو نیوتن برای نوع دوم) تا به هر دو هدف نائل گردد.

۱۰- در مجموع می‌توان گفت استفاده از میراگرهای اصطکاکی رفتار سازه قاب مهاربندی شده با شکل را به طور قابل ملاحظه‌ای بهبود می‌بخشد لذا می‌تواند تا تحقیقات تحلیلی و آزمایشگاهی برای بررسی همه جانبه این نوع سیستم‌ها انجام شود. برای این منظور تحقیقات تکمیلی در خصوص کاربردی کردن استفاده از میراگرها در مهاربندهای شکل در حال انجام است. و قرار است سه نوع میراگر اصطکاکی، تسلیمی قطری و تسلیمی دایره‌ای در مهاربند شکل مورد ارزیابی تحلیلی و آزمایشگاهی قرار گیرد.

۷- مراجع

- [1] میرزا باقری، س. و آقا کوچک، ع.ا. (۱۳۹۰)، "بررسی تفاوت عملکرد میراگرهای اصطکاکی دورانی در قاب‌های خمشی و قاب‌های ساده فولادی"، ششمین کنگره ملی مهندسی عمران، سمنان.
- [2] Mualla, I.H. (2000), "Parameters influencing the behavior of a new friction damper device", *Smart Structures and Materials*, Vol. 3988, pp. 64-74.
- [3] Mualla, I.H. and Bellev, B. (2002), "Performance of steel frames with a new friction damper device under earthquake excitation", *Engineering Structures*, Vol. 24, pp. 365-371.
- [4] Kim, J., Choi, H. and Min, K.W. (2011), "Use of rotational friction dampers to enhance seismic and progressive collapse resisting capacity of structures", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, Vol. 20, 515-537.
- [5] Monir, H.S. and Zeynali, K. (2013), "A modified friction damper for diagonal bracing of structures", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 87, pp. 17-30.
- [6] Gholizad, A. and Kamrani Moghaddam, P. (2014), "Friction damper dynamic performance in seismically excited knee braced steel frames", *International Journal of Civil Engineering*, Vol. 12, pp. 32-40.
- [7] Mirzabagheri, S., Sanati, M., Aghakouchaka, A.A. and Khademb, S.E. (2015), "Experimental and numerical

investigation of rotational friction dampers with multi units in steel frames subjected to lateral excitation", Archives of Civil and Mechanical Engineering, Vol. 15, pp. 479-491.

- [8] Moghaddam, H.A. and Estekanchi, H. (1995), "On the characteristics of an off centre bracing system", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 35, pp. 361-376.
- [9] Bazzaz, M., Kheyroddin, A., Kafi, M.A. and Andalib, Z. (2012), "Evaluation of the seismic performance of off-centre bracing system with ductile element in steel frames", Steel and Composite Structures, Vol. 12, pp. 445-464.
- [10] Moghaddam, H.A. and Estekanchi, H.E. (1999), "Seismic behaviour of offcentre bracing systems", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 51, pp. 177-196.
- [11] Majid Zamani, S., Vafaei, A., Desai, C. and Rasouli, M. (2012), "Experimental investigation of behavior of steel frames with y-shaped concentric bracing", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 70, pp. 12-27.
- [12] Majid Zamani, S. and Rasouli, M. (2006), "Analytical investigation of behavior of y-shaped concentric bracing", Modarres Technical and Engineering Journal, Vol. 25, pp. 69-87.

[۱۳] میرزا باقری، س. و آقا کوچک، ع.ا. (۱۳۸۹)، "بررسی کارایی میراگرهای اصطکاکی دورانی در بهبود رفتار لرزه‌های سازه‌های فولادی"، پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه تربیت مدرس.



بررسی تاثیر طول تیر پیوند بر رفتار لرزه‌ای قاب‌های فولادی ساده میان مرتبه مهاربندی شده واگرا تحت زلزله‌های حوزه نزدیک گسل

امیررضا سلیمی^۱، عباس حق‌اللهی^{۲*}

۱- کارشناس ارشد، مهندسی عمران-سازه، دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی، تهران

۲- استادیار، مهندسی عمران، دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی، تهران

* تهران، صندوق پستی ۱۶۳-۱۶۷۸۵، haghollahi@sru.ac.ir

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۸/۱۲/۲۸، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۹/۰۲/۱۰)

چکیده

مهاربندهای واگرا از جمله سیستم‌های مقاوم در برابر بار جانبی هستند که به دلیل رفتار غیرالاستیک تیر پیوند، از شکل پذیری بالا و سختی مناسبی برخوردار هستند. سازه‌های شهری عمدتاً در رده سازه‌های میان مرتبه قرار دارند. در این رده از سازه‌ها انتقال نیرو و صورت برش و خمش می‌باشد و به عبارتی هر دو عامل بر رفتار سازه حاکم است. نگاهت‌های نزدیک گسل دارای مدت زمان موثر کمتری نسبت به نگاهت‌های دور از گسل هستند و یک یا چند پالس ضربه‌ای با دامنه بزرگ و دوره تناوب زیاد دارند. در این مقاله به بررسی رفتار لرزه‌ای این قاب‌ها تحت زلزله‌های نزدیک گسل با توجه به در نظر گرفتن تغییر طول تیر پیوند به کمک نرم افزار المان محدود ABAQUS و Perform 3D پرداخته شده است. برای این منظور قاب‌های فولادی ساختمان به صورت دو بعدی با ۷ طبقه مدل گردیده و برای هر یک ۳ طول تیر پیوند (۲/۸ و ۱/۹، $e/e_{crit}=1$) مختلف با رفتارهای مختلف تیر پیوند در نظر گرفته شد. در نهایت، با مقایسه نتایج تأثیر طول تیر پیوند بر رفتار نهایی قاب‌ها با محتوای فرکانسی خاص زلزله‌ها بررسی‌های مقتضی انجام گردید که نشان داد با افزایش طول تیر پیوند پارامترهایی از قبیل سختی و مقاومت تیر پیوند تحت بارگذاری سیکلی متقارن کاهش یافته است و پارامترهایی از قبیل بیشینه برش و شتاب طبقات در زلزله‌های نزدیک گسل برای قاب‌های ۷ طبقه کاهش و همچنین بیشینه تغییر مکان جانبی نسبی قاب‌ها نیز افزایش یافته است. به علاوه میانگین انرژی غیرالاستیک مستهلک شده کل توسط تیرهای پیوند با افزایش طول تیر پیوند کاهش پیدا کرده است.

واژگان کلیدی

رفتار لرزه‌ای، قاب مهاربندی شده واگرا، تیر پیوند، میان مرتبه، زلزله نزدیک گسل

Investigation of the link beam length effect on seismic behavior of mid-rise eccentric braced simple steel frames under near-fault earthquakes

A.R. Salimi, A. Haghollahi

Abstract

Eccentric braces are lateral load-resistant systems that have high plasticity and suitable stiffness due to the inelastic behavior of the link beam. Urban structures are mainly in the category of mid-rise structures. In this category of structures, the force transmission is in the form of shear and bending, and both factors govern the behavior of the structure. Near-fault records have a less effective duration than far-fault records and have one or more long-range impact pulses and high periodicity. In this article, the seismic behavior of these frames under near-fault earthquakes is investigated with the variation of link beam length with the help of the ABAQUS finite element method and Perform 3D software. For this purpose, two dimensional models of EBF with 7-story and considering 3 different eccentricity/length ratio of (1, 1.9 and 2.8) for each frame with different behaviors of link beam are modeled. Finally, by comparing the effect of link beam length on the final behavior of the frames with earthquakes specific frequency content, it's resulted that by increasing link beam length parameters such as stiffness and strength of link beam under symmetric cyclic load are reduced and parameters such as maximum shear and acceleration of stories in near-fault earthquakes for 7-story frames are decreased and also maximum drift of the frames are proliferated. In addition, the average of total dissipated inelastic energy decreased with the increasing of the link beam length.

Keywords

Seismic behavior, Eccentric braced frame, Link beam, Mid-rise, Near-fault earthquake

استفاده از قاب‌های مهاربندی شده واگرا به عنوان یکی از سیستم‌های مقاوم لرزه‌ای در چند دهه اخیر مورد توجه قرار گرفته است. این قاب‌ها رفتاری ترکیبی از قاب‌های مهاربندی شده همگرا و قاب‌های خمشی را ارائه کرده که می‌تواند به صورت موثر در کنترل رفتار لرزه‌ای سازه‌ها مورد استفاده قرار گیرند. سختی زیاد این قاب‌ها نسبت به قاب‌های خمشی می‌تواند به خوبی تغییر مکان‌های ایجاد شده در سازه را کنترل کرده و از افزایش آن به صورت موثر جلوگیری کند.

به این ترتیب خسارت‌های ناشی از آسیب به اجزای غیر باربر سازه که معمولاً ضعیف و ترد هستند، ممانعت خواهد شد. از طرف دیگر برای رسیدن به عملکرد لرزه‌ای مناسب در زلزله‌های قوی، داشتن شرایطی از قبیل شکل پذیری مناسب برای کنترل رفتار پایدار لرزه‌ای سازه ضروری است. آزمایش‌های انجام شده بر روی این قاب‌ها مویده رفتار مناسب این قاب‌ها در برابر بارهای چرخه‌ای است. رفتار و هندسه این قاب‌ها تا حدود زیادی وابسته به عضو تیر پیوند است. این عضو نقشی کلیدی در رفتار این قاب‌ها دارد و با تغییر در آن می‌توان شرایط کاملاً متفاوتی را برای این قاب‌ها ایجاد کرد. این قسمت از قاب در برابر بارهای ناشی از زلزله مقاومت کرده و شرایط لازم برای پایداری سازه را تامین می‌کند. عامل اساسی در تعیین رفتار این قاب‌ها طول تیر پیوند مورد استفاده در آنها است. بر مبنای طول تیر پیوند سه حالت برشی، خمشی و میانی برای این قاب‌ها ایجاد شده که رفتار متفاوتی را در برابر بارهای لرزه‌ای نشان می‌دهد [۱].

استفاده از این سیستم‌ها در ابتدای دهه ۷۰ میلادی در کشور ژاپن آغاز شد و با تحقیقات پایه‌ای در آن زمان به کار رفت. تحقیقات انجام گرفته توسط پوپوف و همکاران او در اواخر دهه ۷۰ و دهه ۸۰ میلادی مویده مزیت‌های فراوان قاب‌های مهاربندی واگرا بود که استفاده از این سیستم باربر جانبی لرزه‌ای را در آمریکا متداول کرد. تحقیقات پوپوف در مقالات متعددی منتشر شد که پس از آن به عنوان پایه و اساس کار بسیاری از محققین در این حوزه قرار گرفت. بعدها با تکامل روش‌ها و آزمایش‌های صورت گرفته بر روی این قاب‌ها مزایا و معایب این قاب‌ها بیشتر مشخص شد. در اولین دوره تحقیقات انجام شده توسط پوپوف نشان داد که سیستم‌های قاب خمشی دارای شکل پذیری مناسب و سختی ناکافی در برابر بارهای جانبی بوده، اما افت باربری در آنها در قبال بارهای چرخه‌ای کم است و در تعداد سیکل‌های بارگذاری زیادی باربری خود را از دست

می‌دهند اما سیستم‌های قاب مهاربندی شده همگرا دارای سختی مناسبی بوده ولی شکل پذیری کمی دارند و به سرعت مقاومت خود را در برابر بارهای چرخه‌ای از دست می‌دهند. بنابراین سیستم مناسبی که بتواند مزایای هر دو سیستم را داشته باشد، تحت عنوان قاب‌های مهاربندی شده واگرا معرفی شد. در تحقیقات بعدی انجام شده انواع تیر پیوند مورد بررسی قرار گرفت و شرایط مرزی استفاده از آنها تعیین شد. بر این مبنای سه نوع تیر پیوند مورد مطالعه قرار گرفت که عبارتند از: (۱) تیرهای با مفصل پلاستیک برشی (۲) تیرهای با یک مفصل پلاستیک خمشی (۳) تیرهای با دو مفصل پلاستیک خمشی [۲].

سازه‌های شهری عمدتاً در رده میان مرتبه قرار گرفته‌اند که در سازه‌های میان مرتبه بحث تشدید زلزله مهم است. طبق استاندارد ۲۸۰۰ در انواع دسته بندی خاک‌ها حوزه تشدید در جایی که ضریب بازتاب (B) بیشترین مقدار را داشته باشد اتفاق می‌افتد که سازه‌های میان مرتبه عمدتاً در این حوزه قرار دارند. در سازه‌های کوتاه مرتبه به علت ارتفاع کم، انتقال نیرو به صورت برش در ارتفاع ساختمان اتفاق افتاده که مثلی شکل است و در حقیقت برش بر رفتار سازه حاکم است. در مقابل سازه‌های بلند مرتبه به علت ارتفاع سازه و لنگر واژگونی پای سازه، خمش در رفتار سازه حاکم است. سازه‌های میان مرتبه حد وسط می‌باشند، یعنی ترکیب برش و خمش در انتقال نیروها و همچنین بر رفتار سازه حاکم است. عامل مهم دیگر رفتار سازه‌ها در برابر زلزله است که در سازه‌های کوتاه مرتبه، عامل حاکم بر طراحی و مدل سازی اعضا، مقاومت و در سازه‌های بلند مرتبه سختی می‌باشد. در سازه میان مرتبه هر دو عامل سختی و مقاومت بر رفتار سازه‌ها در برابر زلزله و طراحی و مدل سازی اعضا تاثیرگذارند [۳].

با توجه به تحقیقات انجام شده بر روی رکوردهای ثبت شده ناشی از جنبش قوی زمین در نزدیکی گسل و تاثیر این نوع رکوردها بر روی سازه‌های مختلف، نیاز توجه به این رکوردها و آثار آن بر روی سازه‌ها، در دو دهه اخیر اهمیت تحقیق بیشتری را به خود جلب نموده است. تحقیقات انجام گرفته در این زمینه عمدتاً به دو دسته تقسیم می‌گردند. دسته اول مجموعه تحقیقاتی است که بر روی رکوردهای ثبت شده ناشی از جنبش قوی زمین در نزدیکی گسل و مشخصات و پارامترهای مختلف مربوط به رکوردهای نزدیک گسل انجام گرفته است که اطلاعات دقیقی را جهت بررسی رفتار سازه‌ها تحت این رکوردها در اختیار محققین و دانشمندان قرار می‌دهد. دسته دوم مجموعه تحقیقاتی است که مربوط به بررسی رفتار سازه‌های

مختلف تحت اثر رکوردهای نزدیک گسل می‌باشد. مشخصات زلزله‌های نزدیک گسل به دلیل خواص امواج برشی و تجمع آثار این امواج در جلوی مسیر گسیختگی، تفاوت‌هایی با مشخصات زلزله‌های دور از گسل دارند. وجود حرکت پالس گونه با پیوند بلند در ابتدای رکوردها، بزرگتر بودن مولفه عمود بر جهت گسل نسبت به مولفه موازی گسل، تجمع انرژی و انتقال آن در مدت زمان کوتاه، اعمال نیروی ضربه گونه بر سازه‌های موجود در مسیر پیشرو گسیختگی، نسبت بیشینه سرعت به بیشینه شتاب بالا و وجود بیشینه شتاب، سرعت و جابه‌جایی از تفاوت‌های حائز اهمیت رکوردهای نزدیک گسل هستند [۴].

طراحی و اجرای این نوع مهاربندها از اهمیت بالایی برخوردار است و عدم آشنایی با نحوه طراحی این سیستم نتیجه نامناسب در عملکرد آن دارد. در این مقاله سعی در بررسی تأثیرات طول‌های مختلف تیر پیوند بر روی رفتار سازه‌ها تحت شتاب‌نگاشت‌های نزدیک گسل و ملاحظه تغییرات بیشینه تغییرمکان جانبی نسبی قاب، بیشینه برش طبقات، بیشینه شتاب و جذب انرژی بوده است.

در تحقیق انجام شده توسط **Hjelmstad** و **Popov** در سال ۱۹۸۴، رفتار چرخه‌ای تیرهای پیوند بررسی شد. بر این اساس تعدادی نمونه در آزمایشگاه ساخته شد و تحت اثر بارهای چرخه‌ای مورد مطالعه قرار گرفت. در مرحله اول نمودارهای هیستریزس این اعضا به دست آمد. مقایسه بین این نمودارها رفتار انواع مختلف این تیرها را نشان می‌داد، که بعدها ملاک دسته بندی انواع تیر پیوند قرار گرفت. نتایج ابتدایی آزمایش حاکی از رفتار مطلوب چرخه‌ای این تیرها تحت اثر بارهای رفت و برگشتی بود. انرژی جذب شده توسط این اعضا نیز موید رفتار این تیرها برای کنترل لرزه‌ای سازه به شمار می‌رفت [۵].

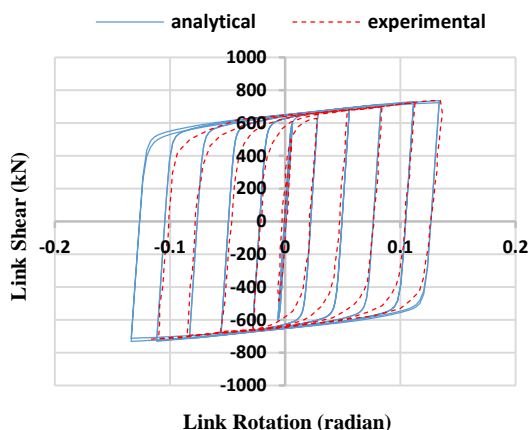
در تحقیق صورت گرفته توسط **Ramadan** و **Ghobarah** که در سال ۱۹۹۰ منتشر شد اثر نیروی محوری بر عملکرد تیرهای پیوند مورد مطالعه قرار گرفت. در این تحقیق به صورت گسترده از نتایج تحقیقات پوپوف استفاده و نتایج حاصل با این تحقیقات مقایسه شده است. یکی از بررسی‌های صورت گرفته در این مدل تحلیلی اجزای محدود، تحلیل اثر بارهای محوری به صورت چرخه‌ای بر رفتار تیرهای پیوند بوده است. نتایج حاصل از مدل ساده اجزای محدود نشان می‌داد که با افزایش بارهای محوری بر روی تیر پیوند نیروی قابل تحمل و شکل پذیری قاب‌ها کاهش می‌یافت [۶].

در تحقیق انجام شده توسط **Bosco** و **Rossi** در سال ۲۰۰۹،

به بررسی رفتار لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی شده واگرا پرداخته شده است. در این تحقیق ابتدا به بررسی کلی سازه‌های دارای این سیستم مقاوم جانبی و ویژگی‌های لرزه‌ای آن‌ها پرداخته شده و در مرحله بعد با استفاده از روابط آیین‌نامه‌ای تعداد ۱۰ مدل قاب با نسبت‌های مختلف تیر پیوند در نرم افزار **DRAIN** ساخته و مورد تحلیل قرار گرفتند. در مرحله بعد نتایج حاصل از تحلیل، مورد بررسی قرار گرفت. در مرحله نخست تأثیر مقاومت افزون عضو پیوند برشی بر رفتار سازه بررسی و در مرحله بعد تغییری به عنوان ضریب توزیع آسیب در این قاب‌ها به صورت $DDC_i = \left(\frac{1}{n_s - 1} \left(\sum_{j=1}^{n_s} \frac{\Delta u_j}{\Delta u_{lim}^j} \right) \right) / \left(\frac{\Delta u_i}{\Delta u_{lim}^i} \right)$ تعریف شده است. در مرحله بعد به اندازه گیری این ضریب در قاب‌های مورد تحلیل اختصاص یافته و تأثیر این پارامتر بر رفتار سازه‌ها بررسی شده است. در مرحله آخر نیز یک رابطه برای پیش بینی حداکثر چرخش پلاستیک سازه بر اساس مقاومت افزون و شرایط مقطع تیر پیوند ارائه گردیده است [۷].

در تحقیق صورت گرفته توسط **Yigitsoy** و همکارانش که در سال ۲۰۱۴ منتشر شد، پایداری تیرهای پیوند در قاب‌های مهاربندی شده واگرا مورد بررسی قرار گرفت. بر اساس نتایج به دست آمده مشخص شد پایداری تیر پیوند در حالت برشی-خمشی و خمشی بسیار حیاتی است. در این شرایط به دلیل عملکرد تیر پیوند مقدار زیادی از نیروی برشی و لنگر خمشی در ناحیه خارج از تیر پیوند ایجاد می‌شود که به شدت فرض رفتار الاستیک برای این قسمت از تیر را با تردید مواجه می‌کند. در نهایت مشخص شد اضافه مقاومت ایجاد شده در تیرها به عنوان یک متغیر کلیدی در طراحی و کنترل پایداری این قاب‌ها دخالت می‌کند که در صورت توجه به آن می‌توان از عملکرد پایدار تیر در ناحیه خارج از پیوند اطمینان حاصل کرد [۸].

تحقیقی در سال ۲۰۱۶ توسط جک بوکامپ و محمد قاسم وتر انجام شد که در این تحقیق محققان امکان ارائه مدل تحلیلی برای پاسخ چرخه‌ای غیر خطی قاب‌های مهاربندی واگرا با پیوندهای برشی قائم (V-EBF) را مورد بررسی قرار دادند. در این مقاله به شرح مطالعه تحلیلی و آزمایشگاهی سیستم (V-EBF) پرداخته شده است. نتایج آزمایشگاهی نشان داد که مقاومت برشی نهایی پیوند قائم بیش از دو برابر مقاومت تسلیم است. در مدل تحلیلی، استفاده از سخت شوندگی کینماتیک-ایزوتروپیک برای برش و فقط سخت شوندگی کینماتیک برای لنگر، نتایج دقیق با حد بالا برای سطح تسلیم شدگی به پیوند قائم را ارائه داد. مدل تحلیلی باید قادر باشد تا پاسخ چرخه‌ای المان پلاستیک شده را در محاسبات وارد کند. در بخش‌های



شکل ۱- مقایسه بین نتایج حاصل از آزمایش و مدل سازی انجام شده

Badarloo تحلیل شده است. در این مقاله رفتار دینامیکی غیرخطی قاب‌های فولادی واگرا تحت تأثیر زلزله‌های دور و نزدیک گسل مورد بررسی قرار گرفته است. برای این منظور قاب‌های فولادی ساختمان به صورت دو بعدی با تعداد طبقات ۶، ۳ و ۱۲ مدل گردیده و برای هر یک ۳ طول تیر پیوند ($e/e_{crit}=0/5, 0/7$ و $0/9$) مختلف در نظر گرفته شده است.

طراحی قاب‌ها بر این اساس بوده است که در تیرهای پیوند مفصل برشی تشکیل شود. رفتار دینامیکی غیرخطی قاب‌های واگرا تحت اثر ۴ زوج رکورد دور و نزدیک گسل تحلیل گردیده است. جهت بررسی منحنی هیستریزس کل سازه، یک نمونه قاب ۶ طبقه با طول تیر پیوند $0/7e$ در نرم افزار PERFORM [۱۳] با توجه به مقاطع ذکر شده در مقاله به طور کامل مدل سازی شد. برای نمونه قاب تحت زلزله نزدیک گسل CHI-CHI مورد تحلیل تاریخچه زمانی قرار گرفت. شکل (۲) نتایج حاصل از تحلیل صورت گرفته توسط محققین و شکل (۳) نتایج حاصل از تحلیل قاب مورد نظر توسط نگارنده را نشان می‌دهد [۱۴]. همان طور که در شکل (۲) و (۳) نیز دیده می‌شود انطباق بسیار مناسبی بین نتایج حاصل دیده می‌شود که نشان دهنده صحت مدل به کار رفته در کار تحلیلی است.

۳- نمونه‌های مورد مطالعه

۳-۱- مشخصات هندسی قاب و مقاطع مورد استفاده در مدل در ابتدا یک قاب ۷ طبقه ساده همانند شکل (۴) شامل سه دهانه به اندازه ۵ متر و ارتفاع هر طبقه $3/2$ متر در نرم افزار ETABS [۱۵] مدل سازی شد. از آنجایی که در پژوهش حاضر

قبلی متذکر شده است که، رفتار غیر خطی EBF^۱ به عضو پیوند برشی منحصر می‌شود. بنابراین یک مدل دقیق از عضو پیوند برشی برای تحلیل‌های عددی، که باید قادر به در نظر گرفتن ظرفیت‌های برشی و لنگر با سخت شونده‌گی کرنشی در هر مرحله از بارگذاری باشند، مورد نیاز است. از آنجایی که پیوندهای فعال در معرض نیروهای برشی و لنگرهای خمشی بزرگی می‌باشند، لذا فرمول بندی مرتبط باید شامل تأثیرات برش و لنگر بر روی حالت‌های خطی و غیر خطی باشد [۹].

۲- صحت سنجی

۲-۱- صحت سنجی در نرم افزار ABAQUS

به منظور صحت مدل سازی در مراحل بعدی یک نمونه کار آزمایشگاهی صورت گرفته توسط Bruneaub و Bermanna [۱۰] انتخاب شد و پس از ساخت مدل‌ها، توسط نرم افزار مورد تحلیل قرار گرفت. به منظور بررسی رفتار این قاب‌ها از روش اجزای محدود غیرخطی استفاده شده است. استفاده از این روش امکان بررسی دقیق به صورت کلی و جزئی قسمت‌های مختلف قاب را در نقاط مختلف فراهم می‌نماید. برای مدل سازی اجزای محدود از نرم افزار ABAQUS استفاده شده است [۱۱].

این نرم افزار امکان در نظر گرفتن رفتار کاملاً الاستوپلاستیک مصالح فولاد را دارا می‌باشد. نوع المان به کار رفته در مدل سازی اجزا از نوع S4R بوده است. این نوع المان به صورت چهار گره‌ای دو انحنایی با انتگرال گیری کاهش یافته است. هر گره از این المان دارای ۳ درجه آزادی دورانی و ۳ درجه آزادی انتقالی است. همچنین شرایط این المان بر اساس رفتار کاملاً الاستوپلاستیک فولاد است که شرایط مناسب را جهت مدل سازی مناسب رفتار تیر پیوند مهیا می‌سازد. بارگذاری مورد نظر بر اساس پروتکل ATC-24 [۱۲] و بر اساس تغییر مکان تسلیم تیر پیوند صورت گرفته است. پس از پایان تحلیل، نتایج حاصل از آزمایش و نمونه نرم افزاری مقایسه شد. شکل (۱) انطباق نتایج حاصل از آزمایش و مدل سازی اجزای محدود مورد استفاده توسط این محققین را نشان می‌دهد.

۲-۲- صحت سنجی در نرم افزار PERFORM

به منظور صحت مدل سازی در مراحل بعدی یک نمونه کار تحلیلی انتخاب شده و پس از ساخت مدل‌ها توسط نرم افزار مورد تحلیل قرار گرفت. نمونه مورد نظر توسط Daneshjoo و

جدول ۲- نتایج طراحی قاب واگرا ۷ طبقه

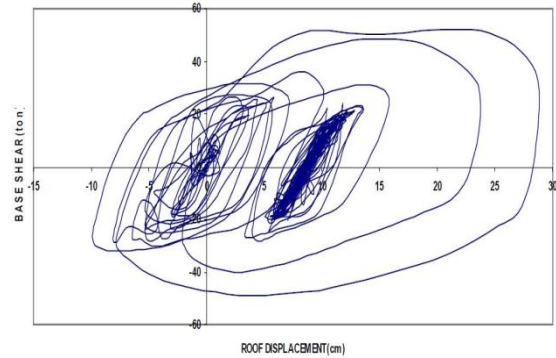
ردیف	المان	نوع مقطع
۱	تیرهای خارج پیوند طبقات	IPE200, IPE220, IPE240
۲	تیرهای دهانه‌های کناری (دهانه‌های باندندی نشده)	IPE300
۳	ستون‌های میانی طبقات	HE200B
۴	ستون‌های کناری طبقات	HE160B
۵	بادبندهای طبقات	BOX 120×120×10
۶	تیر پیوند طبقات ۱ تا ۳	IPE240
۷	تیر پیوند طبقات ۴ و ۵	IPE220
۸	تیر پیوند طبقات ۶ و ۷	IPE200

مرجع طراحی در این نرم افزار، آیین نامه AISC 360-10 [۱۸] بوده است. مقاطع طراحی شده برای تیر پیوند شامل سه پروفیل I شکل نورد شده شامل IPE200، IPE220 و IPE240 بود. طول اولیه در نظر گرفته شده برای تیرهای پیوند قبل از طراحی دارای نسبت مرتبط با طول‌های محاسبه شده برای مقاطع تیر پیوند پس از طراحی بود. همان‌طور که قبلاً ذکر آن رفت طبق بند ت ۵-۵-۳-۱ تفسیر نشریه ۳۶۰ [۱۹] سه دسته رفتار تیر پیوند یعنی برشی، خمشی و برشی-خمشی برای هر تیر پیوند قابل تعریف است.

تیر پیوند برشی با طول $e \leq 1.6M_p/V_p$ رفتار برشی داشته و نیروی برشی بسیار بزرگ و لنگر کمتری را انتقال می‌دهد، در حالی که باید قادر به حمل چرخش غیرارتجاعی به بزرگی 0.08 رادیان باشد. در مقابل تیر پیوند خمشی با طول $e \geq 2.6M_p/V_p$ رفتار خمشی داشته و لنگر بسیار بزرگ و برش کمتری را منتقل می‌کند، در حالی که باید قادر به تحمل چرخش غیر ارتجاعی به بزرگی 0.02 رادیان باشد. برای حالتی که طول تیر پیوند بین این دو مقدار باشد، رفتار تیر پیوند برشی-خمشی خواهد بود. سیستم در نظر گرفته شده برای قاب مدل سازی شده، سیستم قاب مهاربندی واگرای ویژه بود. همچنین مشخصات فولاد استفاده شده برای المان‌های سازه‌ای، از نوع فولاد ساختمانی ST37 بوده که در جدول (۳) و مشخصات بارگذاری در جدول (۴) آورده شده است.

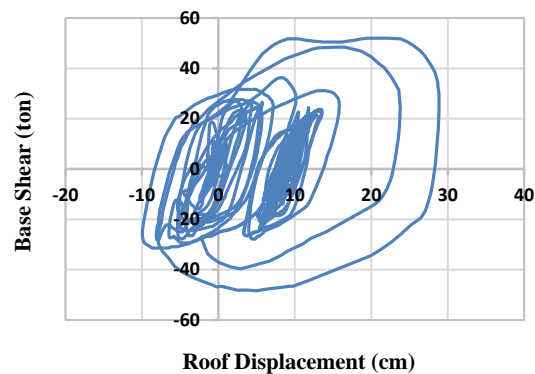
مشخصات تیر پیوند: مطابق ضوابط مبحث دهم مقررات ملی ساختمانی ایران مهم ترین عامل در طراحی قاب‌های مهاربندی شده واگرا تیر پیوند و مشخصات مربوط به آن است

BASE SHEAR VS ROOF DISPLACEMENT (6S-7E-CHI-CHI NEAR)



شکل ۲- نتایج حاصل از تحلیل قاب مورد نظر توسط محققین [۱۴]

Base Shear Vs Roof Displacement (6S-7E-CHI-CHI Near)



شکل ۳- نتایج حاصل از تحلیل قاب مورد نظر توسط نگارنده

ارتفاع ساختمان از تراز پایه کمتر از ۵۰ متر بوده، بنابراین تحت تحلیل استاتیکی معادل قرار گرفته است. به منظور تعیین ضریب زلزله سازه مطابق استاندارد ۲۸۰۰ [۱۶]، فرضیات زیر در نظر گرفته شده است: ساختمان سازه با خطر نسبی بسیار زیاد بوده و تیپ خاک آن از نوع ۲ بوده است. مشخصات لرزه‌ای تحلیل استاتیکی معادل طبق استاندارد ۲۸۰۰ مطابق جدول (۱) می‌باشد. طراحی قاب طبق ضوابط مبحث دهم مقررات ملی ساختمانی ایران (ویرایش ۹۲) [۱۷] برای اعضا صورت پذیرفت که در جدول (۲) نشان داده شده است.

جدول ۱- مشخصات لرزه‌ای تحلیل استاتیکی معادل طبق

آیین نامه ۲۸۰۰

تعداد طبقات	A	T	I	R	B	C
۷	۰/۳۵	۰/۸۲۶	۱	۷	۱/۶۰۸	۰/۰۸۰۴

مقاطع بادبند: برای مقاطع بادبند از مقطع BOX120×120×10 استفاده شده است تا شرایط لرزه‌ای را داشته باشد.

۳-۲- مدل سازی تیر پیوند در نرم افزار ABAQUS

با توجه به این که تیرهای پیوند اعضای شکل پذیر در قاب‌های مهاربندی شده و اگر هستند و تأثیر زیادی بر روی رفتار و عملکرد لرزه‌ای سازه دارند، رفتار غیر خطی آن‌ها تحت بارگذاری سیکلی متقارن مورد بررسی قرار گرفته است. تیرهای پیوند با رفتارهای متفاوت در نرم افزار اجزای محدود تحلیل غیر خطی شدند. بر اساس ضرایبی از M_p/V_p طول‌های تیر پیوند با رفتارهای متفاوت در نظر گرفته شد. بر اساس رابطه $e \leq 1.6M_p/V_p$ که مربوط به ناحیه رفتار برشی تیر پیوند هست، سه دسته تیر پیوند (e ، $1/3e$ و $1/6e$) و طبق رابطه $e \geq 2.6M_p/V_p$ که مربوط به ناحیه رفتار خمشی تیر پیوند هست، دو دسته تیر پیوند ($2/8e$ و $3/1e$) در نظر گرفته شد. برای ناحیه بین $1/6e$ تا $2/6e$ سه دسته تیر پیوند ($1/9e$ ، $2/2e$ و $2/5e$) با رفتار برشی-خمشی برای مقاطع IPE 200، IPE 220 و IPE 240 محاسبه و مد نظر قرار گرفت. طول تیر پیوند (e) بر اساس رابطه زیر بوده است:

$$e = \frac{M_p}{V_p} \quad (1)$$

که در آن M_p ظرفیت خمش پلاستیک و V_p ظرفیت برش پلاستیک می‌باشد. ظرفیت خمش پلاستیک از رابطه زیر به دست آمد:

$$M_p = F_y \times z \quad (2)$$

که در آن F_y تنش تسلیم مصالح و z اساس مقطع پلاستیک می‌باشد.

ظرفیت برش پلاستیک و مساحت جان تیر پیوند از دو رابطه زیر حاصل شده است:

$$V_p = 0.6F_y \times A_{TW} \quad (3)$$

$$A_{TW} = (d - 2t_f)t_w \quad (4)$$

که در آن A_{TW} مساحت جان تیر پیوند برای مقاطع I شکل، d ارتفاع جان تیر پیوند، t_w ضخامت جان تیر پیوند و t_f ضخامت بال تیر پیوند می‌باشد.

بر اساس ضرایب در نظر گرفته شده هر سه دسته رفتار برای تیرهای پیوند در نظر گرفته شد. جهت توزیع بهتر تنش در تیر پیوند از دو صفحه انتهایی استفاده شد. به این منظور از

جدول ۳- مشخصات فولاد ساختمانی St37

مدول الاستیسیته (مگاپاسکال)	نسبت پواسون	تنش تسلیم (مگاپاسکال)	تنش نهایی (مگاپاسکال)
۲۱۰۰۰۰	۰٫۳	۲۴۰	۳۶۰

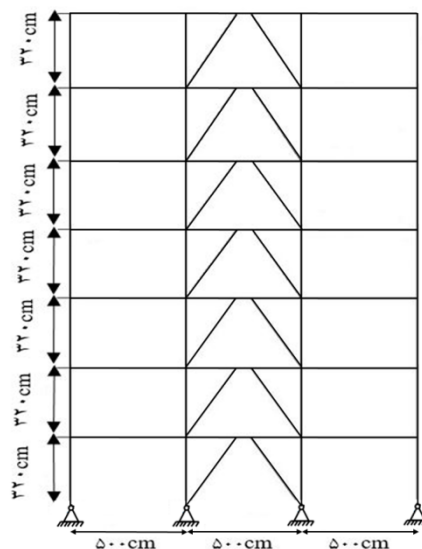
جدول ۴- مشخصات بارگذاری

نوع بار	طبقه ۱ تا ۶	طبقه ۷
DEAD (N/mm)	۱۲/۹۴۵	۱۰/۸۱۷
LIVE (N/mm)	۷/۳۵۵	۳/۶۷۷

که باید به صورت دقیق رعایت شوند. این مقاطع همچنین باید شرایط مقطع فشرده لرزه‌ای را دارا باشند به گونه‌ای که رابطه $b/t \geq 0/3\sqrt{E/F_y}$ برای بال و رابطه $2.45\sqrt{E/F_y}(1 - 0.93Ca)$ برای جان این نوع از مقاطع را ارضا کنند. به همین منظور تمام مقاطع استفاده شده برای تیر پیوند شرایط گفته شده را ارضا کرده‌اند.

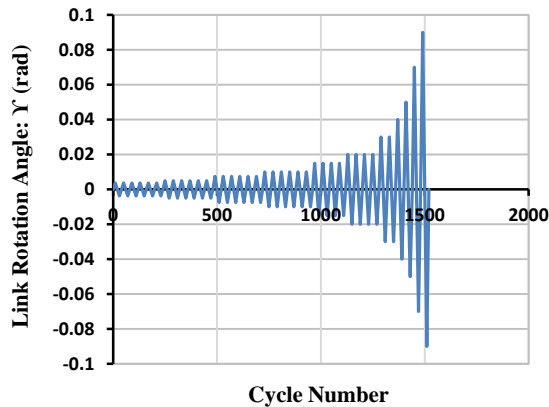
مشخصات تیر درخارج از ناحیه پیوند: به منظور حفظ یکپارچگی تیر و انتقال صحیح لنگر و برش بین تیر پیوند و ناحیه خارج از آن، برای تیر این قاب‌ها در ناحیه خارج تیر پیوند از همان مقاطع تیر پیوند استفاده شده است.

مشخصات ستون: برای ستون‌ها از مقاطع ذکر شده در جدول (۲) استفاده شده است تا شرایط فشرده‌گی لرزه‌ای لحاظ شود. در شکل (۴) به دلیل ساده بودن قاب، اتصال تیر به ستون به صورت مفصلی در نظر گرفته شده است.

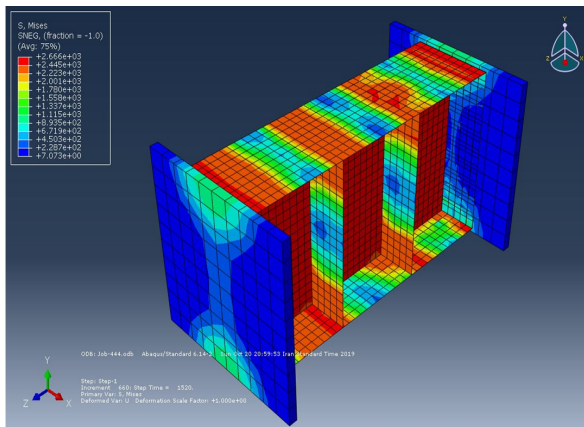


شکل ۴- هندسه قاب دو بعدی سه دهانه

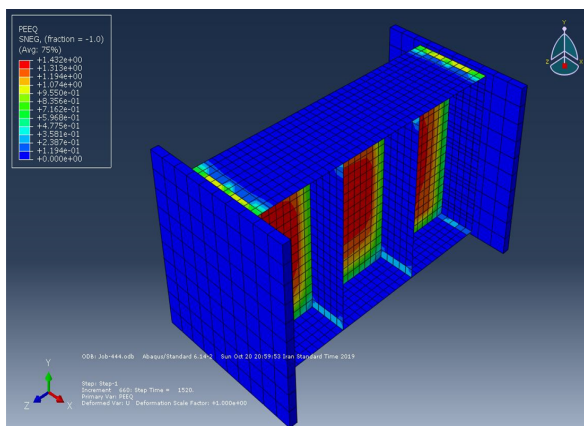
همین صورت انجام شده است و نتایج در جدول (۵) آورده شده است.



شکل ۶- بارگذاری چرخه‌ای تیر پیوند [۲۱]



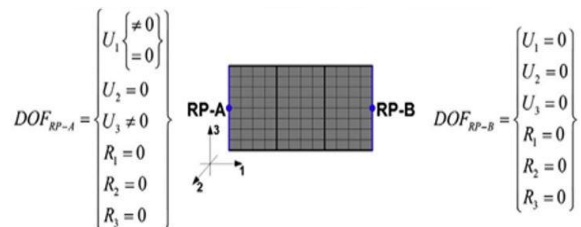
شکل ۷- پیکره تنش ایجاد شده در نمونه $e = 350 \text{ mm}$



شکل ۸- پیکره کرنش پلاستیک ایجاد شده در نمونه $e = 350 \text{ mm}$

شکل (۷) پیکره تنش ایجاد شده در تیر پیوند با رفتار برشی و مقطع IPE200 در پایان بارگذاری را بر روی این نمونه نشان

قید اتصال کامل^۲ برای اتصال تیر پیوند به صفحات انتهایی استفاده شده است. این صفحات دارای ضخامت ۱ سانتی متر و ارتفاع کل برابر با مقاطع تیر پیوند بودند. مشخصات مورد نظر برای مصالح در نرم افزار ABAQUS مطابق جدول (۳) در نظر گرفته شد. برای طول‌های کوتاه تیر پیوند رفتار برشی (نیروی برشی تعیین‌کننده‌ی شکست و تسلیم شدن تیر می‌باشد) و برای تیرهای بلند رفتار خمشی (لنگر خمشی تعیین‌کننده‌ی شکست و تسلیم شدن تیر می‌باشد) و برای طول‌های متوسط رفتار برشی - خمشی (ترکیبی از دو رفتار) تعیین‌کننده شکست در تیر پیوند است. به طور معمول نحوه شکست در تیر پیوند برشی، کمناش برشی غیر الاستیک در جان تیر و نحوه شکست در تیر پیوند خمشی، کمناش بال و کمناش جانبی - پیچشی می‌باشد. برای به تأخیر انداختن شکست در تیر پیوند، از سخت‌کننده‌هایی که با فواصل مشخص در جان تیر قرار گرفته و به بال و جان جوش شده، مورد استفاده قرار گرفته است. طبق آیین نامه مبحث دهم مقررات ملی ساختمان در هر دو نوع رابط برشی و خمشی از مقاطع فشرده استفاده شده است. در دو سمت تیر پیوند به جهت اعمال شرایط مرزی، RP-A و RP-B کوپل شده به صفحات تعریف شد. شرایط مرزی تعریف شده در شکل (۵) نمایش داده شده است.



شکل ۵- شرایط مرزی تیر پیوند [۲۰]

شرایط مرزی اعمال شده برای تیر پیوند به مانند تیر پیوند طره بوده است. طبق ضوابط لرزه‌ای آیین نامه AISC 2016 [۲۱] پروتکل بارگذاری برای RP-A اعمال شده است. مقدار U_1 (جابجایی در راستای افقی) به مانند شرایط مرزی در نظر گرفته شده برای شبیه سازی نمونه‌های آزمایشگاهی، مخالف صفر در نظر گرفته شد. نمودار بارگذاری چرخه‌ای در شکل (۶) ارائه شده است.

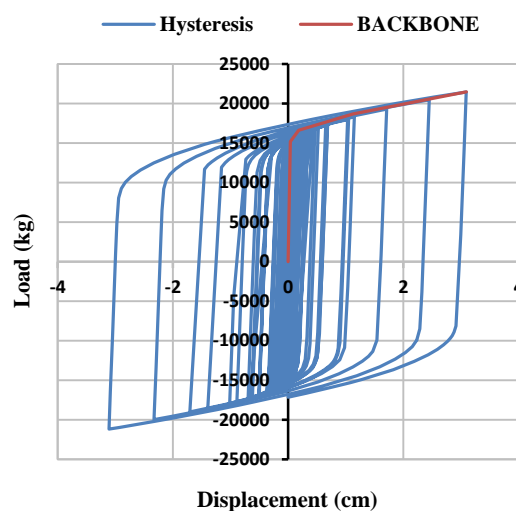
برای نمونه برای تیر پیوند با رفتار برشی (۱e) پیکره تنش، پیکره کرنش پلاستیک، منحنی هیستریزس و Backbone تحت بار چرخه‌ای به ترتیب در اشکال (۷) تا (۹) آمده است. بررسی سایر تیرهای پیوند با طول‌های مختلف و رفتارهای متفاوت به

همان طور که در شکل (۹) نیز دیده می‌شود به علت بارگذاری انجام گرفته حلقه‌هایی پایدار از مقاومت هیستریزس در تیر پیوند ایجاد شده است که نشان دهنده رفتار مناسب این تیر پیوند با مقطع IPE200 در برابر بارهای وارده است. محور افقی بیانگر جابه‌جایی یک سر تیر پیوند در راستای قائم و محور عمودی نیروی وارده که از نوع برش بوده است. بزرگی سطح زیر نمودار نشان دهنده‌ی این است که عضو شکل پذیرتر بوده و قابلیت جذب انرژی بیشتری داشته است. بر این اساس مقاومت نهایی این تیر پیوند در تغییر مکان نهایی ۳۱/۱ میلی متر برابر با ۲۱۴۶۵/۶ کیلوگرم به دست آمده است. خروجی‌های به دست آمده از منحنی هیستریزس و Backbone نشان دهنده آن است که تا تغییر مکان ۰/۳۸ میلی متر، رفتار تیر پیوند خطی بوده و پس از آن وارد ناحیه غیرخطی شده است. با توجه به شکل (۹) سختی الاستیک تیر پیوند ۳۹۳۸۸۷ کیلوگرم بر سانتی متر است.

جدول ۵- نتایج حاصل از تحلیل تیرهای پیوند با طول‌های متفاوت تحت بار سیکلی متقارن

تعداد طبقات	نوع مقطع	رفتار تیر پیوند	مقاومت نهایی (kg)	سختی الاستیک (kg/cm)
۷	IPE200	برشی (1e)	۲۱۴۶۵/۶	۳۹۳۸۸۷
		برشی-خمشی (1/9e)	۱۷۵۲۸/۸	۶۷۹۵۷/۸۳
		خمشی (2/8e)	۶۱۷۴/۲۹	۱۰۲۷۱/۱۵
۷	IPE220	برشی (1e)	۲۴۵۱۶/۶	۴۶۶۰۷۲/۳
		برشی-خمشی (1/9e)	۲۰۱۳۳	۶۵۲۲۳/۳۵
		خمشی (2/8e)	۱۴۴۹۲/۲	۳۴۴۰۷/۰۹
۷	IPE240	برشی (1e)	۲۸۷۷۱/۷	۵۵۶۱۷۸/۱
		برشی-خمشی (1/9e)	۲۲۴۵۳/۷	۷۶۱۵۹/۶۲
		خمشی (2/8e)	۱۶۰۰۹	۳۶۳۱۵/۸۶

می‌دهد. بر این اساس بیشترین مقدار تنش فون میسز ۲۶۶۶ کیلوگرم بر سانتی مترمربع می‌باشد. در این نمونه پیکره تنش تقریباً متقارن شکل گرفته است. بیشترین تنش‌ها در طول تیر پیوند، در قسمت جان با توجه به بیشینه بودن برش در کل طول تیر پیوند رخ داده است. سایر نقاط تیر پیوند از جمله دو انتهای تیر پیوند با توجه به تاثیر کمتر بیشینه لنگر خمشی نیز متحمل تنش شده‌اند. با توجه به رفتار برشی تیر پیوند و اینکه نیروی برشی تعیین‌کننده‌ی شکست و تسلیم شدن تیر پیوند است، سخت کننده‌ها نیز برای متعادل سازی تنش و جلوگیری از کماتش برشی غیرالاستیک جان تیر پیوند وارد عمل و متحمل تنش شده‌اند. پیش بینی می‌شود تیر پیوند و به خصوص جان آن برای تحمل نیروها موثر بوده و در اثر گسیختگی از بین خواهد رفت.

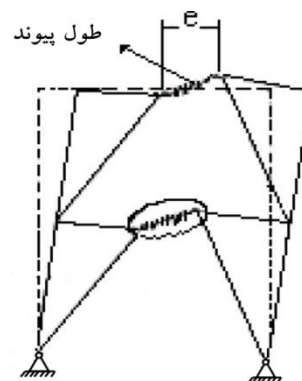


شکل ۹- نمودار هیستریزس و Backbone حاصل از تحلیل در نمونه $e = 350$ mm

با توجه به شکل (۸) مقدار ماکزیمم کرنش پلاستیک معادل برای مقطع IPE200 برابر با ۱/۴۳۲ است. برخی از نواحی انتهایی تیر پیوند و در قسمت بال متصل به صفحات انتهایی، وارد ناحیه پلاستیک شده‌اند همچنین قسمت‌های جان تیر پیوند به دلیل رفتار برشی تیر پیوند وارد ناحیه غیر خطی برای جذب انرژی ناشی از زلزله شده‌اند. پیکره کرنش پلاستیک معادل نشان داده شده بدین معنا است که، ناحیه‌ای که مقدار بیشتر از صفر را داشته است تسلیم شده و وارد ناحیه پلاستیک شده است. سایر نقاط تیر پیوند از میزان صفر عبور نکرده‌اند، به نقطه تسلیم نرسیده‌اند و وارد ناحیه پلاستیک نشده‌اند.

۳-۳- مدل سازی قاب‌ها در نرم افزار PERFORM

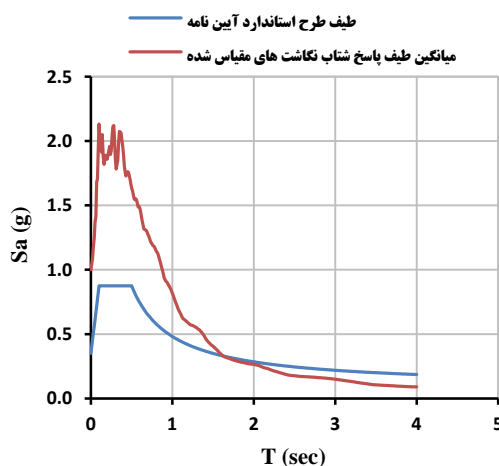
به منظور ارزیابی رفتار غیر خطی قاب مهاربندی شده واگرا تحت زلزله، از نرم افزار PERFORM استفاده شده است که قابلیت بسیار خوبی در این زمینه دارد. بدین منظور قاب‌های ۷ طبقه ساده با سه دهانه در این نرم افزار مدل سازی شدند. هندسه نقاط ابتدایی از قبیل نقاط برخورد تیر به ستون و نقاط اتصال مهاربند به تیر پیوند از نرم افزار ETABS استخراج شده و وارد نرم افزار PERFORM شدند. تعریف دیافراگم^۳ برای نقاط و اختصاص آن به تمامی گره‌ها انجام شد. در مدل سازی اجزای تیر پیوند و غیر پیوند از المان نوع (Beam)، برای ستون از المان نوع (Column) و المانی که برای مهاربندها در نظر گرفته شد از نوع (Simple Bar) بود. مفاصل پلاستیک تنها برای ناحیه تیر پیوند تعریف شده‌اند و سایر اعضا در ناحیه خطی در نظر گرفته شده‌اند. مفصل پلاستیک برشی تعریف شده برای تیر پیوند از نوع Shear Hinge Plastic Strain Type و مفصل پلاستیک خمشی از نوع Fema Beam Steel Type بوده است. مفاصل پلاستیک تعریف شده برای تحلیل غیر خطی، در محل ماکزیمم تلاش داخلی تعریف شده‌اند. در حالت برشی، با توجه به ثابت بودن و ماکزیمم بودن برش در طول تیر پیوند، مفصل برشی در وسط تیر تعریف و در حالت خمشی در دو انتها و در حالت برشی - خمشی مفصل پلاستیک خمشی در دو انتها تعریف شد و با توجه به اینکه نرم افزار اجازه تعریف Shear Hinge بین دو Fema Beam را نمی‌دهد و برای آن که توزیع برش دچار مشکل نشود مفاصل پلاستیک برش نیز در دو انتها تعریف شدند. برای مهاربند در قسمت اجزای مرکب و بخش الاستیک Linear Elastic Bar انتخاب شد. تمامی مقادیر مورد نیاز برای اعمال در نرم افزار طبق نشریه ۳۶۰ بوده است. بارگذاری ثقلی انجام شده برای قاب‌ها طبق جدول (۴) انجام شد. شکل (۱۰) نحوه شکست در طول‌های پیوند را نشان می‌دهد.



شکل ۱۰- نحوه ایجاد شکست در طول‌های پیوند

۴- شتاب نگاشت‌های زلزله‌های نزدیک گسل

۷ شتابنگاشت نزدیک گسل انتخاب شدند [۲۲] که همه رکوردهای مورد بررسی در خاک نوع ۲ (بر اساس تقسیم بندی استاندارد ۲۸۰۰ ایران) ثبت، که این شتابنگاشت‌ها به همراه مشخصاتشان در جدول (۶) ارائه شده‌اند. شتابنگاشت‌های مذکور برای استفاده در تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی بر اساس روش ارائه شده در استاندارد ۲۸۰۰ مقیاس گردیدند. مقدار ضریب مقیاس ۰/۷۱۶ بدست آمد. طبق استاندارد ۲۸۰۰ در مواردی که تحلیل سازه به صورت دو بعدی انجام می‌شود، طیف مولفه بزرگ‌تر شتابنگاشت باید با طیف استاندارد مقایسه گردد. همچنین در محدوده ۰/۲T تا ۱/۵T، مقدار طیف مولفه بزرگ‌تر شتابنگاشت نباید از طیف طرح استاندارد (ABI) کمتر شود. رعایت این نکته در شکل (۱۱) برای میانگین ۷ زلزله نشان داده شده است.



شکل ۱۱- طیف جذر مجموع مربعات و طرح استاندارد

۵- نتایج حاصل

۵-۱- بررسی تغییر مکان نسبی طبقات

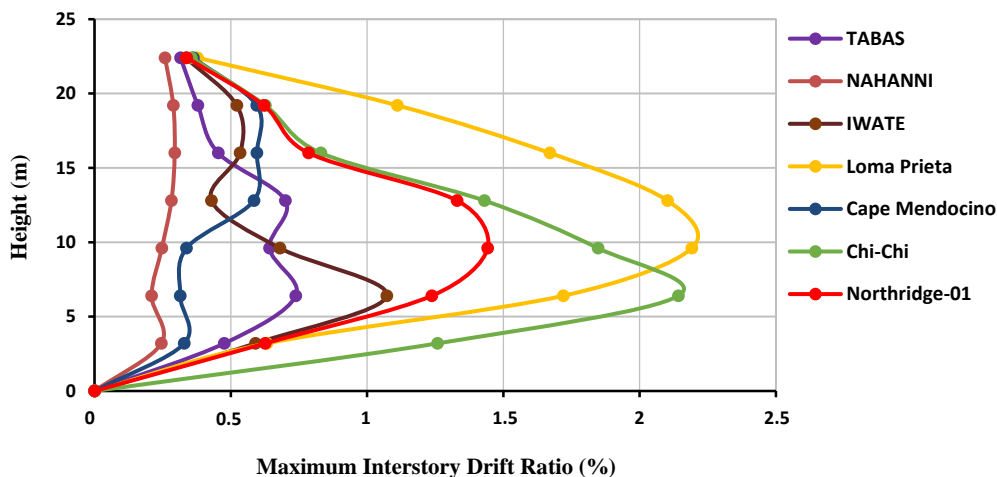
تغییر مکان نسبی طبقات^۴ از موارد مهم و حساس در ارزیابی سطح عملکرد سازه‌ها می‌باشد زیرا میزان آسیب‌های وارده به اجزای سازه‌ای و غیر سازه‌ای در هر طبقه ارتباط مستقیمی با میزان تغییر مکان جانبی نسبی آن طبقه دارد. لذا این پارامتر را می‌توان به عنوان شاخص خرابی در نظر گرفت. نتایج تغییر مکان نسبی طبقات برای قاب‌های ۷ طبقه با رفتارهای متفاوت تیر پیوند در نظر گرفته شده، استخراج گردیده و نمودار تغییر مکان آن‌ها در ارتفاع برای ۷ زلزله حوزه نزدیک گسل ترسیم گردیده‌اند. اشکال (۱۲) الی (۱۴) این نمودارها را نشان می‌دهند.

با ۲/۱۹٪، ۲/۵۷٪ و ۳/۰۸٪ بوده است که نشان دهنده نیاز تغییرمکانی بیشتر در قاب‌ها با تیر پیوند (کوتاه، متوسط و بلند) تحت رکوردهای حوزه نزدیک گسل می‌باشد. با افزایش طول تیر پیوند پریود سازه افزایش و قاب نرم‌تر شده است.

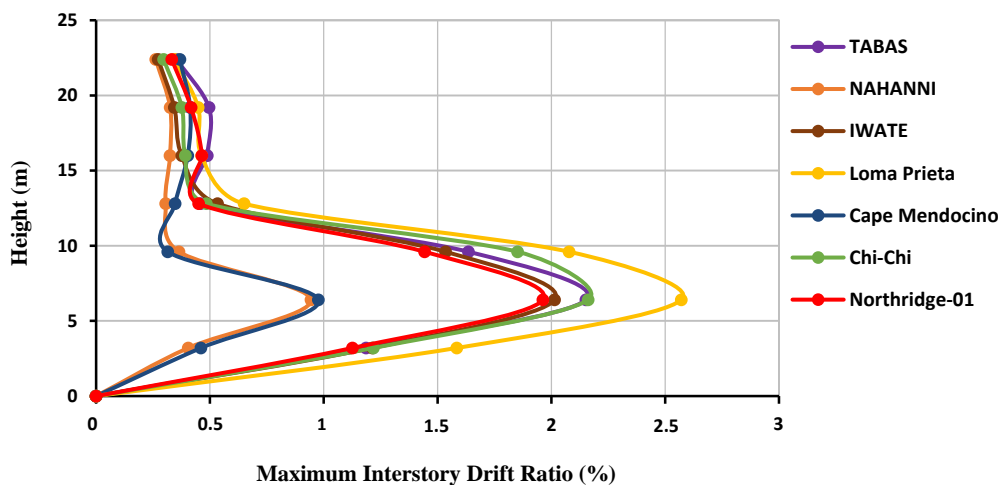
نتایج بیشینه تغییرمکان قاب‌ها تحت زلزله‌های گوناگون حوزه نزدیک گسل در جداول (۷) الی (۹) نمایش داده شده است. با توجه به نتایج ارائه شده در این جداول مشخص است که ماکزیمم تغییرمکان نسبی در رکوردهای نزدیک گسل برای قاب‌های ۷ طبقه با افزایش طول تیر پیوند به ترتیب برابر

جدول ۶- مشخصات شتابنگاشت‌های مورد بررسی

شماره	زلزله	کشور	سال	مکانیزم	بزرگی	ایستگاه	Rjb(km)	Vs30 (m/sec)
۱	Tabas	ایران	۱۹۷۸	Reverse	۷/۳۵	Dayhook	۰	۴۷۱/۵۳
۲	Nahanni	کانادا	۱۹۸۵	Reverse	۶/۷۶	Site 1	۲/۴۸	۶۰۵/۰۴
۳	Loma Prieta	امریکا	۱۹۸۹	Reverse Oblique	۶/۹۳	BRAN	۳/۸۵	۴۷۶/۵۴
۴	Cape Mendocino	امریکا	۱۹۹۲	Reverse	۷/۰۱	Cape Mendocino	۰	۵۶۷/۷۸
۵	Northridge-01	امریکا	۱۹۹۴	Reverse	۶/۶۹	Simi Valley - Katherine Rd	۰	۵۵۷/۴۲
۶	Chi-Chi	تایوان	۱۹۹۹	Reverse Oblique	۷/۶۲	CHY028	۳/۱۲	۵۴۲/۶۱
۷	Iwate	ژاپن	۲۰۰۸	Reverse	۶/۹	MYGH02	۵/۰۹	۳۹۸/۵۹

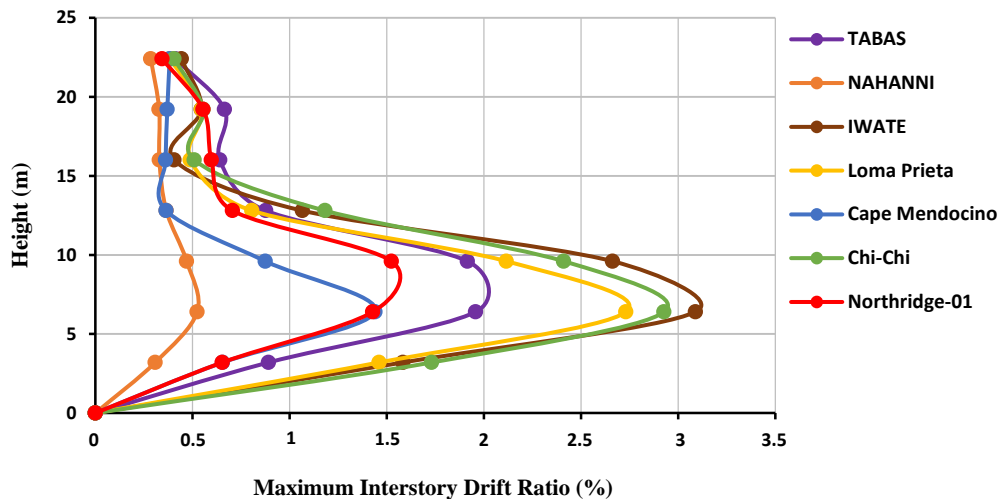


شکل ۱۲- نمودار حداکثر جابجایی نسبی طبقات قاب با تیر پیوند (۱e)



شکل ۱۳- نمودار حداکثر جابجایی نسبی طبقات قاب با تیر پیوند (۱/۹e)





شکل ۱۴- نمودار حداکثر جابجایی نسبی طبقات قاب با تیر پیوند (۲/۸e)

جدول ۷- ماکزیمم تغییر مکان نسبی قاب ۷ طبقه با رفتار برشی تیر پیوند (۱e)

Northridge	Chi-Chi	Cape Mendocino	Loma Prieta	IWATE	NAHANNI	TABAS	
۱/۴۴	۲/۱۴	۰/۵۹۶	۲/۱۹	۱/۰۷	۰/۲۹۴	۰/۷۳۸	Max. Drift (%)
۳	۲	۵	۳	۲	۵	۲	No. Story

جدول ۸- ماکزیمم تغییر مکان نسبی قاب ۷ طبقه با رفتار برشی - خمشی تیر پیوند (۱/۹e)

Northridge	Chi-Chi	Cape Mendocino	Loma Prieta	IWATE	NAHANNI	TABAS	
۱/۹۶	۲/۱۶	۰/۹۷	۲/۵۷	۲/۰۱	۰/۹۴	۲/۱۵	Max. Drift (%)
۲	۲	۲	۲	۲	۲	۲	No. Story

جدول ۹- ماکزیمم تغییر مکان نسبی قاب ۷ طبقه با رفتار خمشی تیر پیوند (۲/۸e)

Northridge	Chi-Chi	Cape Mendocino	Loma Prieta	IWATE	NAHANNI	TABAS	
۱/۵۲	۲/۹۲	۱/۴۴	۲/۷۳	۳/۰۸	۰/۵۲	۱/۹۵	Max. Drift (%)
۳	۲	۲	۲	۲	۲	۲	No. Story

زلزله خاص دریافت کرده و هر سازه‌ای نسبت به این رکوردها یک پاسخ متفاوتی را نشان می‌دهد. بدین علت است که تحلیل غیرخطی تاریخچه زمانی، تحلیلی دقیق‌تر نسبت به سایر روش‌ها است.

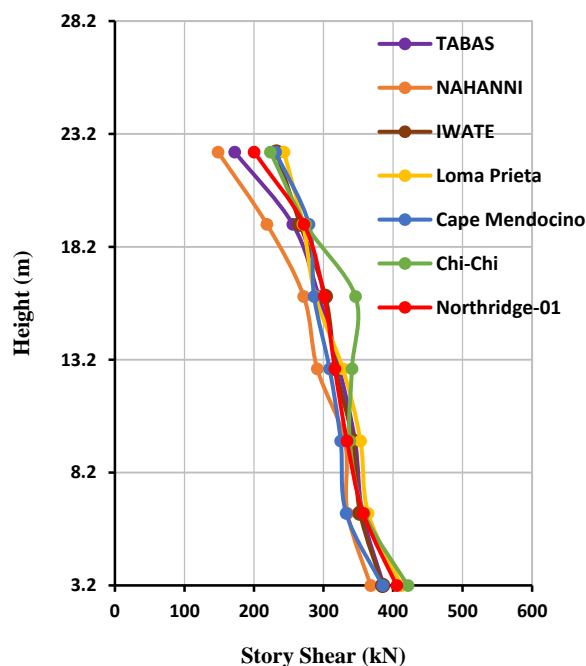
۲-۵- بررسی برش طبقات

برای بررسی برش طبقات در قاب‌ها با رفتارهای متفاوت از ۷ زلزله حوزه نزدیک گسل استفاده شده است. مقدار بیشینه برش طبقات با توجه به برش پایه، در تمامی نمونه‌ها طبقه اول اتفاق افتاده است. نمودار بیشینه برش طبقات در ارتفاع برای ۷ زلزله حوزه نزدیک گسل ترسیم گردیده‌اند. اشکال (۱۵) الی (۱۷) این

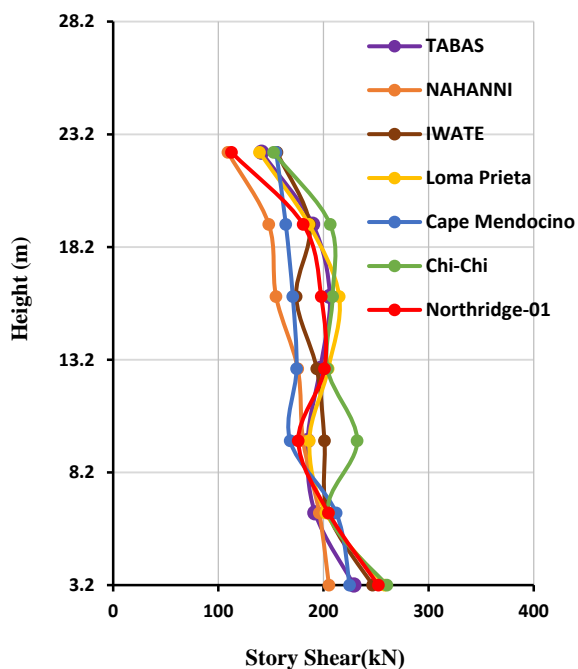
بنابراین در بعضی موارد که مقدار بیشینه تغییر مکان جانبی قاب با افزایش طول تیر پیوند کمتر شده است باید توجه داشت که علی‌رغم کاهش بیشینه تغییر مکان جانبی قاب با افزایش طول تیر پیوند در بعضی موارد، بررسی سطح عملکرد تیر پیوند در این موارد و سنجش آن توسط معیارهای پذیرش آیین نامه ضروری است اما آن چیزی که مشخص است با افزایش طول تیر پیوند عملکرد مهاربند و اگر تضعیف می‌شود. علاوه بر این‌ها با تغییر پریمود سازه با توجه به این که هر زلزله محتوای فرکانسی خاص خود را دارد، سازه آن دسته از فرکانس‌های زلزله را که کوچکتر و مساوی فرکانس سازه است، دریافت و مابقی را فیلتر می‌کند. بنابراین هر سازه محتوای فرکانسی متفاوتی را از یک

سیر نزولی پیدا کرده است. علت این امر آن است که با افزایش طول تیر پیوند سختی سیستم کاهش پیدا کرده و سازه برای رسیدن به یک تغییر مکان مشخص به نیروی کمتری نیاز دارد.

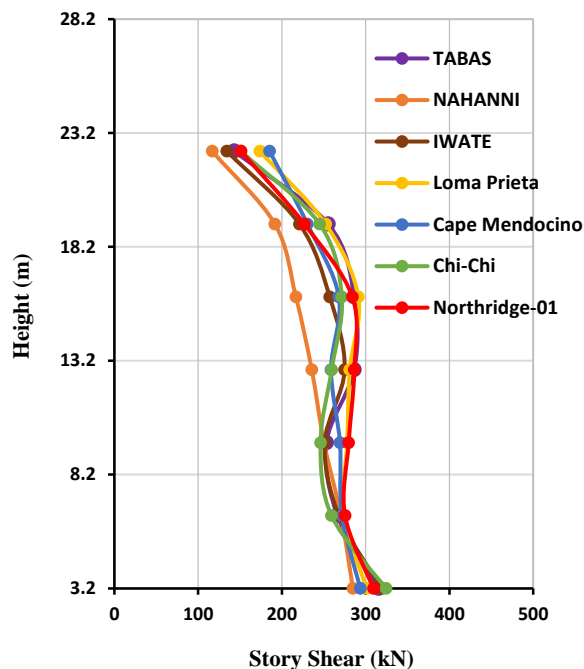
نمودارها را نشان می‌دهند. از این نمودارها نتیجه می‌شود که بیشینه برش در رکوردهای نزدیک گسل برای قاب‌های ۷ طبقه با افزایش طول تیر پیوند و تغییر رفتار آن از برش به سمت خمش



شکل ۱۵- نمودار حداکثر برش طبقات قاب با تیر پیوند (1/e)



شکل ۱۷- نمودار حداکثر برش طبقات قاب با تیر پیوند (2/8e)



شکل ۱۶- نمودار حداکثر برش طبقات قاب با تیر پیوند (1/9e)

نتایج بیشینه برش طبقات قابها تحت زلزله‌های حوزه نزدیک گسل در جداول (۱۰) الی (۱۲) نمایش داده شده است. با توجه به نتایج ارائه شده در این جداول مشخص است که ماکزیمم برش طبقات در ۷ رکورد نزدیک گسل برای قاب‌های ۷ طبقه با افزایش طول تیر پیوند به ترتیب برابر با ۴۲۱/۵۳،

نتایج بیشینه برش طبقات قابها تحت زلزله‌های حوزه نزدیک گسل در جداول (۱۰) الی (۱۲) نمایش داده شده است. با توجه به نتایج ارائه شده در این جداول مشخص است که ماکزیمم برش طبقات در ۷ رکورد نزدیک گسل برای قاب‌های ۷ طبقه با افزایش طول تیر پیوند به ترتیب برابر با ۴۲۱/۵۳،

جدول ۱۰- ماکزیمم برش قاب ۷ طبقه با رفتار برشی تیر پیوند (۱e)

Northridge	Chi-Chi	Cape Mendocino	Loma Prieta	IWATE	NAHANNI	TABAS	
۴۰۵/۴۵	۴۲۱/۵۳	۳۸۵/۱۵	۴۱۲/۱۸	۳۸۵/۲۹	۳۶۷/۹۹	۳۸۶/۶۵	Max. Shear (kN)
۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱	No. Story

جدول ۱۱- ماکزیمم برش قاب ۷ طبقه با رفتار برشی - خمشی تیر پیوند (۱/۹e)

Northridge	Chi-Chi	Cape Mendocino	Loma Prieta	IWATE	NAHANNI	TABAS	
۳۰۹/۳۴	۳۲۴/۳۵	۲۹۳/۷۲	۳۰۱/۳۱	۳۱۹/۰۱	۲۸۴/۷۳	۳۱۵/۶۳	Max. Shear (kN)
۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱	No. Story

جدول ۱۲- ماکزیمم برش قاب ۷ طبقه با رفتار خمشی تیر پیوند (۲/۹e)

Northridge	Chi-Chi	Cape Mendocino	Loma Prieta	IWATE	NAHANNI	TABAS	
۲۵۲/۱۹	۲۶۰/۲۷	۲۲۴/۷۷	۲۵۸/۲۲	۲۴۶/۷۹	۲۰۵/۱۴	۲۲۹/۱۴	Max. Shear (kN)
۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱	No. Story

تیرهای پیوند طبقات بالاتر نقش بسیار کمی در جذب انرژی و شکل پذیری سازه داشته‌اند و در بعضی موارد وارد عمل نشده‌اند. جدول (۱۶) انرژی غیرخطی مستهلک شده توسط تیرهای پیوند را نشان می‌دهد.

با توجه به این جدول، قابل ملاحظه است که مقدار میانگین جذب و استهلاک انرژی برای هر ۷ زلزله با افزایش طول تیر پیوند کاهش پیدا کرده است. برای نمونه نمودار بالانس انرژی تحت زلزله‌ی طبرس در شکل (۲۱) برای رفتار برشی تیر پیوند نمایش داده شده است. همچنین برای نمونه انرژی مستهلک شده توسط پلاستیسیتیه شدن تیرهای پیوند برشی در اشکال (۲۲) الی (۲۴) برای زلزله نورث‌ریج نمایش داده شده است که به ترتیب برای IPE240، IPE220 و IPE200 برابر با ۷۴۸۰۳، ۲۹۷۹۰ و ۲۶۷۱ ژول است که نشان دهنده کاهش جذب انرژی توسط تیرهای پیوند طبقات بالاتر است.

در شکل (۲۱) درصد انرژی‌های مختلف در سازه قابل ملاحظه است. محور افقی زمان (ثانیه) و محور قائم درصد ماکزیمم انرژی می‌باشد. مقدار ماکزیمم انرژی جذب شده توسط کل سازه ۱۵۵۴۳۵ ژول است.

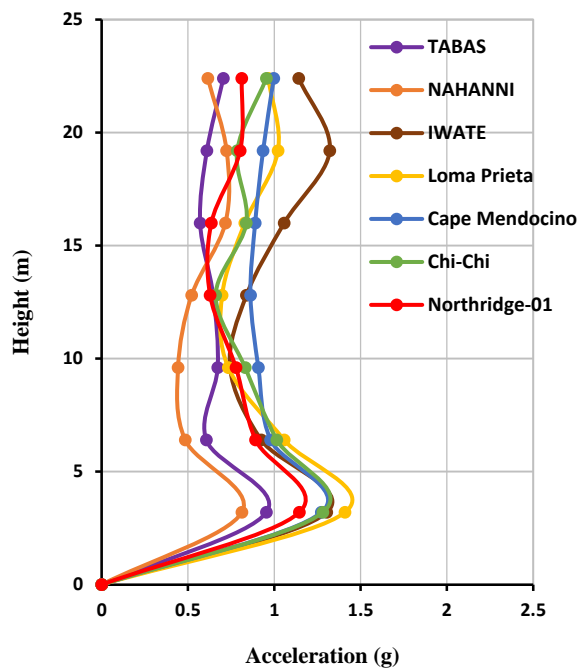
۳-۵- بررسی شتاب طبقات قاب

جهت بررسی بیشینه شتاب طبقات قابها با طول‌های متفاوت تیر پیوند، از ۷ رکورد حوزه نزدیک گسل استفاده شده است. بیشینه شتاب در رکوردهای نزدیک گسل برای قاب‌های ۷ طبقه، با افزایش طول تیر پیوند بر حسب g به ترتیب برابر با ۱/۴۰۹، ۱/۰۹ و ۱/۰۴ بوده است که نشان دهنده کاهش شتاب با تغییر رفتار تیر پیوند از برش به سمت خمش، با توجه به کاهش سختی سازه با افزایش طول تیر پیوند و محتوای فرکانسی زلزله بوده است. اشکال (۱۸) الی (۲۰) و جداول (۱۳) الی (۱۵) نتایج این نمونه‌ها را نشان می‌دهند.

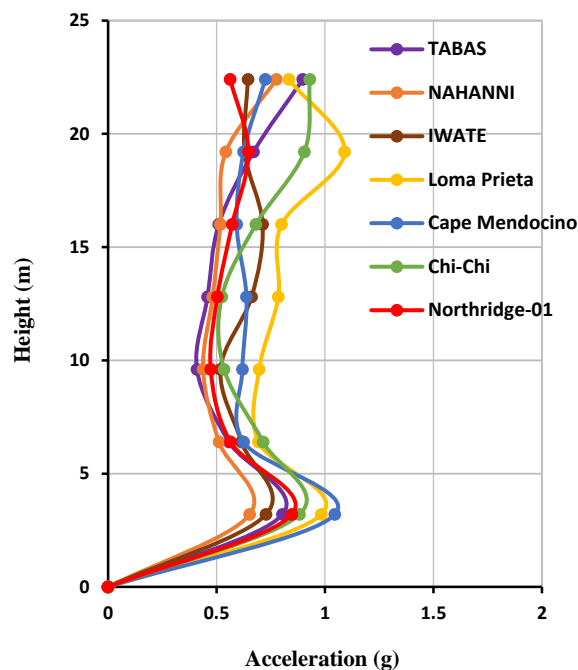
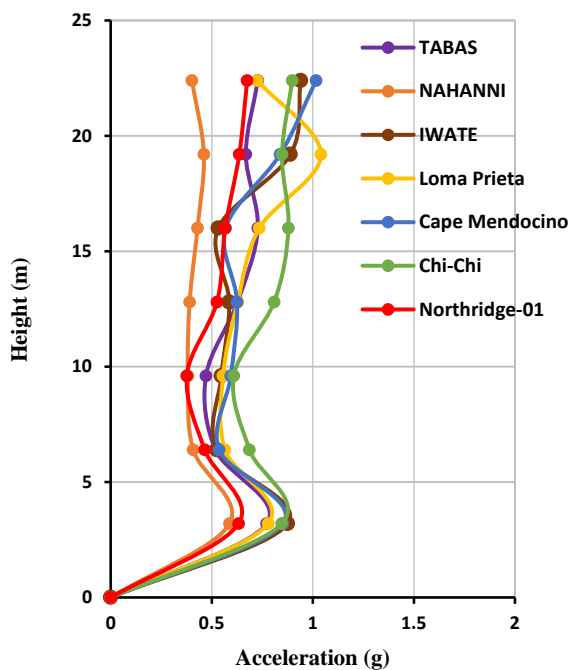
۴-۵- بررسی جذب انرژی قابها

با توجه به قابلیت که در نرم افزار Perform وجود دارد امکان مشاهده انرژی جذب شده و مستهلک شده توسط سازه قابل مشاهده است. کل توزیع انرژی در سازه شامل انرژی جنبشی، انرژی پتانسیل، انرژی ناشی از میرایی مودال و انرژی ناشی از شکل پذیری سازه و پلاستیسیتیه شدن آن توسط تیرهای پیوند می‌باشد. نتایج حاکی از آن بوده است که بیشترین مقدار شکل پذیری در سازه توسط تیرهای پیوند طبقات پایین بوده و عملاً





شکل ۱۸- نمودار بیشینه شتاب طبقات قاب با تیر پیوند (1e)



شکل ۱۹- نمودار بیشینه شتاب طبقات قاب با تیر پیوند (1/9e)

شکل ۲۰- نمودار بیشینه شتاب طبقات قاب با تیر پیوند (2/8e)

جدول ۱۳- ماکزیمم شتاب قاب ۷ طبقه با رفتار برشی تیر پیوند (1e)

Northridge	Chi-Chi	Cape Mendocino	Loma Prieta	IWATE	NAHANNI	TABAS	
۱/۱۴۵	۱/۲۸۱	۱/۲۷۲	۱/۴۰۹	۱/۳۲۱	۰/۸۱۲	۰/۹۵۴	Acceleration (g)
۱	۱	۱	۱	۶	۱	۱	No. Story

جدول ۱۴- ماکزیمم شتاب قاب ۷ طبقه با رفتار برشی - خمشی تیر پیوند (۱/۹e)

Northridge	Chi-Chi	Cape Mendocino	Loma Prieta	IWATE	NAHANNI	TABAS	
۰/۸۴۷	۰/۹۲۹	۱/۰۴۵	۱/۰۹	۰/۷۲۸	۰/۷۷۵	۰/۸۹۷	Acceleration (g)
۱	۷	۱	۶	۱	۷	۷	No. Story

جدول ۱۵- ماکزیمم شتاب قاب ۷ طبقه با رفتار برشی - خمشی تیر پیوند (۲/۸e)

Northridge	Chi-Chi	Cape Mendocino	Loma Prieta	IWATE	NAHANNI	TABAS	
۰/۶۷۵	۰/۸۹۸	۱/۰۱۶	۱/۰۴	۰/۹۳۹	۰/۵۸۷	۰/۷۷۱	Acceleration (g)
۷	۷	۷	۶	۷	۱	۱	No. Story

جدول ۱۶- انرژی غیرخطی تلف شده در قابها توسط تیرهای پیوند

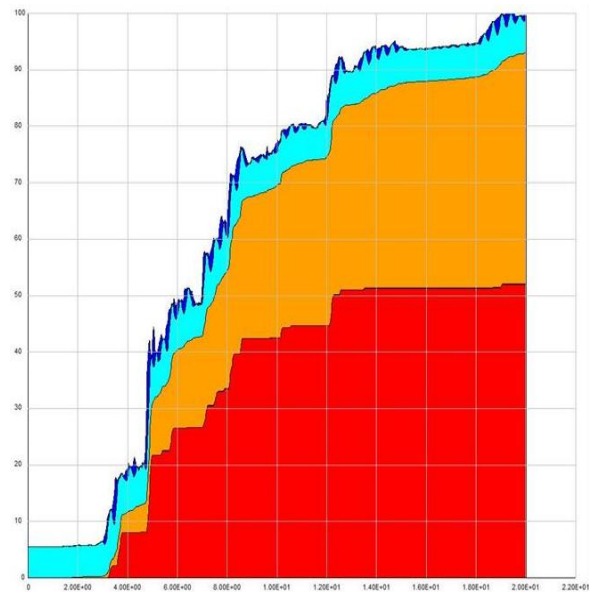
Average (J)	Northridge	Chi-Chi	Cape Mendocino	Loma Prieta	IWATE	NAHANNI	TABAS	
۸۹۶۷۰	۱۰۷۲۶۵	۱۶۷۲۳۲	۱۸۱۰۳	۱۷۷۷۶۵	۷۰۴۰۱	۶۰۸۱	۸۰۸۴۴	۱e
۷۰۴۳۵	۶۷۰۰۵	۱۲۲۲۵۹	۱۵۶۸۶	۱۱۲۶۴۸	۵۶۱۶۴	۱۹۲۷۰	۱۰۰۰۱۸	۱/۹e
۶۱۵۸۱	۵۶۰۱۶	۱۰۴۸۰۳	۱۳۹۹۶	۸۶۱۰۹	۸۱۴۴۸	۵۶۹۱	۸۳۰۰۹	۲/۸e

طبق شکل (۲۱) در ابتدا یک انرژی کرنشی تحت اثر تغییر شکل ناشی از بار ثقل در سازه ایجاد شده است که همانند شکل در شروع نمودار فقط انرژی کرنشی وجود داشته است. پس از وارد شدن نیروی زلزله، انرژی جنبشی وارد عمل شده و از یک جایی به بعد میرایی مودال و انرژی غیر خطی تلف شده توسط تیرهای پیوند نیز وارد عمل شده‌اند که تیرهای پیوند تا یک مقداری انرژی را میرا کرده‌اند و از آن به بعد این مقدار دیگر بیشتر نشده و میرایی مودال نقش بیشتری را ایفا کرده و مقدار آن بیشتر شده است.

در شکل (۲۲) مقدار انرژی غیرخطی مستهلک شده توسط IPE240 برابر با ۷۴۸۰۳ ژول است. ناحیه‌ی قرمز رنگ کل انرژی جذب شده توسط تیرهای پیوند طبقات است که ناحیه زرد رنگ سهم IPE240 است.

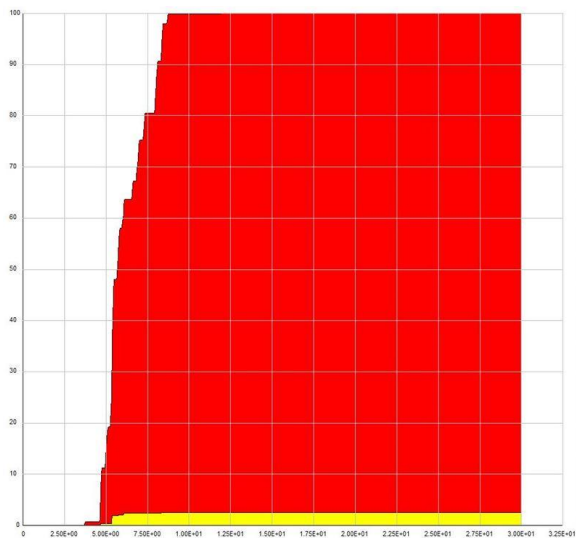
در شکل (۲۳) مقدار انرژی غیرخطی مستهلک شده توسط IPE220 برابر با ۲۹۷۹۰ ژول است. ناحیه‌ی قرمز رنگ کل انرژی جذب شده توسط تیرهای پیوند طبقات است که ناحیه زرد رنگ سهم IPE220 است.

در شکل (۲۴) مقدار انرژی غیرخطی مستهلک شده توسط IPE200 برابر با ۲۶۷۱ ژول است. ناحیه‌ی قرمز رنگ کل انرژی جذب شده توسط تیرهای پیوند طبقات است که ناحیه زرد رنگ سهم IPE200 است.

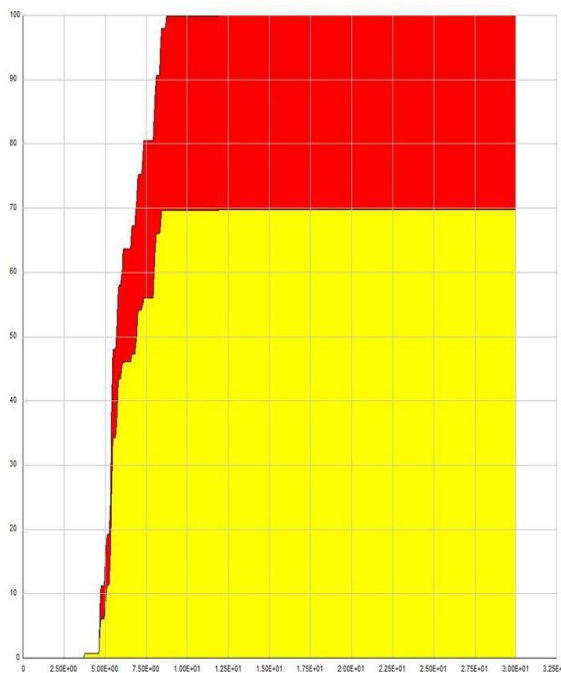


شکل ۲۱- نمودار بالانس انرژی تحت زلزله ی طبس با تیر پیوند (۱e)

ناحیه آبی رنگ بیانگر انرژی جنبشی^۵، ناحیه آبی فیروزه‌ای بیانگر انرژی کرنشی^۶، ناحیه نارنجی بیانگر میرایی مودال^۷ و ناحیه قرمز رنگ انرژی غیرخطی تلف شده^۸ توسط تیرهای پیوند است. نواحی ترسیم شده بر روی یکدیگر قرار دارند که ناحیه انرژی جنبشی پشت تمامی نمودارها قرار دارد که با قرار دادن نشانگر موس بر روی هر ناحیه درصدی از ماکزیمم انرژی کل سازه در آن زمان قابل ملاحظه است.



شکل ۲۴- نمودار مقدار انرژی غیرخطی تلف شده در قاب توسط تیر پیوند با مقطع IPE200



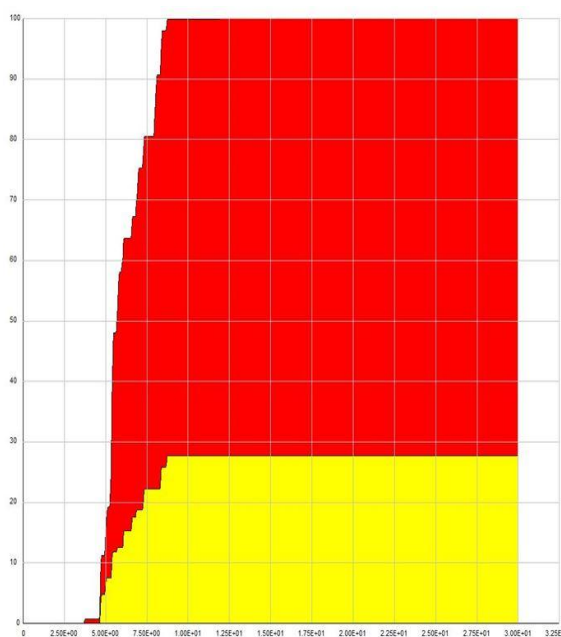
شکل ۲۲- نمودار مقدار انرژی غیرخطی تلف شده در قاب توسط تیر پیوند با مقطع IPE240

جدول ۱۷- مشخصات پریودی قاب‌های مورد بررسی

تعداد طبقات	طول تیر پیوند	دوره تناوب (T_1)	ضریب مشارکت جرمی مود اول
۷	۱e	۰/۶۸۳	٪۷۳/۹۸
	۱/۹e	۰/۸۶۲۲	٪۷۸/۸۴
	۲/۸e	۱/۰۸۴	٪۸۱/۲۳

۵-۶- بررسی طیف های فوریه

هدف از بررسی طیف‌های فوریه توجه مواردی از قبیل بیشینه برش و تغییر مکان جانبی نسبی طبقات قاب است که برای بعضی از زلزله‌ها و در بعضی مواقع با افزایش طول تیر پیوند مقادیر آن‌ها کاهش یا افزایش پیدا کرده است. هر شتابنگاشت زلزله محتوای فرکانسی خاص خود را دارد. فرکانس غالب زلزله فرکانسی است که در آن بیشترین انرژی به سازه منتقل شده و بالاترین دامنه را دارد. هر شتابنگاشت زلزله مخصوصاً شتابنگاشت‌های زلزله‌های حوزه نزدیک گسل ممکن است چند نقطه ماکزیمم در طیف فوریه خود داشته باشند که پریود سازه ممکن است نسبت به هر یک از آن‌ها دور یا نزدیک باشد اما برای انتخاب، بیشترین دامنه به عنوان فرکانس غالب مد نظر قرار داده شده است. در کل اگر پریود سازه به پریود غالب زلزله نزدیک باشد، روند افزایشی منطقی و اگر از آن دور باشد روند کاهش منطقی بوده است. مقادیر پریود غالب زلزله‌ها در جدول (۱۸) و طیف فوریه دو زلزله ایوانه و طیس در اشکال



شکل ۲۳- نمودار مقدار انرژی غیرخطی تلف شده در قاب توسط تیر پیوند با مقطع IPE220

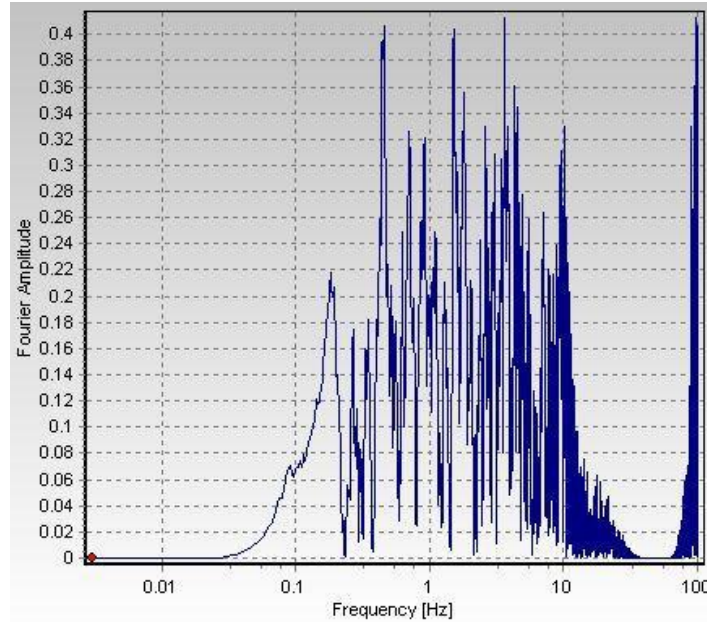
۵-۵- بررسی نتایج حاصل از تحلیل مودال

قاب‌ها برای طول متفاوت تیر پیوند تحلیل مودال شده‌اند که مشخصات پریودی این قاب‌ها در جدول (۱۷) ارائه شده است.

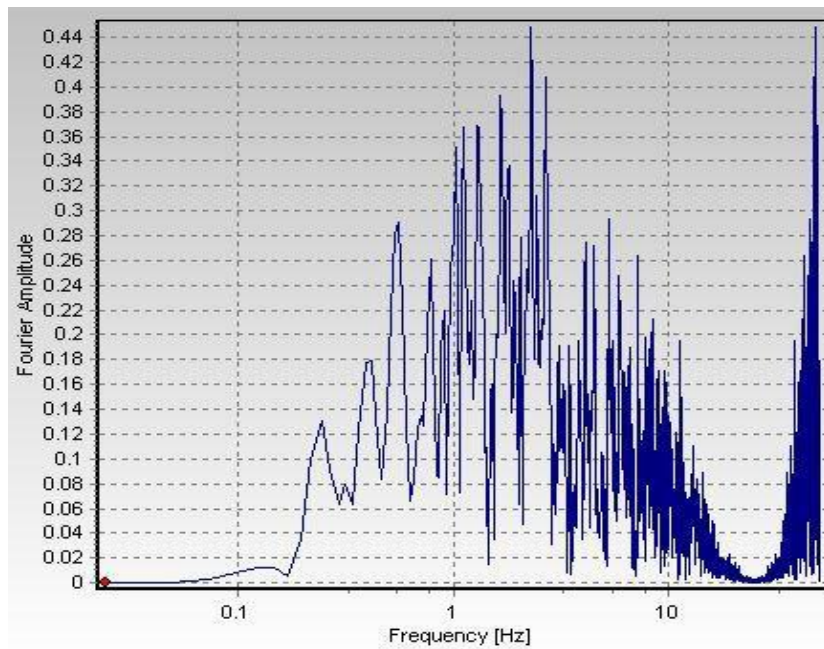
(۲۵) و (۲۶) نشان داده شده است.

جدول ۱۸- پریود غالب ۷ شتابنگاشت زلزله حوزه نزدیک گسل

Northridge	Chi-Chi	Cape Mendocino	Loma Prieta	IWATE	NAHANNI	TABAS	T (sec)
۴/۰۸۳	۵/۲۷۷	۱/۷۹۸	۳/۰۲۶	۲/۸۸۰	۱/۸۹۱	۰/۱۳۱	



شکل ۲۵- طیف فوریه زلزله ایوانه



شکل ۲۶- طیف فوریه زلزله طیس

۶- نتیجه گیری

۱- نتایج این تحقیق نشان می‌دهد که با توجه به مشخصات ویژه رکوردهای نزدیک گسل، سازه‌ها رفتار متفاوتی را تحت اثر این رکوردها از خود نشان می‌دهند. هرچند نتایج عددی بدست آمده در این تحقیق کاملاً به مشخصات قاب‌های طراحی شده و رکوردها و سایر عوامل از جمله شرایط ساختگاهی سایت بستگی دارد ولی با این وجود به طور کل می‌توان این نتیجه را که سازه‌ها تحت اثر این رکوردها رفتار متفاوتی دارند را قبول نمود.

۲- نتایج نشان دادند که منحنی‌های هیستریزس با تغییر رفتار تیر پیوند از برش به سمت خمش افت مقاومت و سختی پیدا کرده‌اند و سطح زیر نمودارهای هیستریزس که نشان دهنده انرژی جذب و مستهلک شده توسط عضو می‌باشد، کاهش پیدا کرده است. طبق منحنی هیستریزس با مقطع IPE220، تیر پیوند با رفتار برشی (۱e) نسبت به حالت برشی-خمشی (۱/۹e) کاهش مقاومت ۱۷/۸۸ درصدی را داشته که میزان قابل توجهی است. همچنین در مقایسه مقاومت تیر پیوند با رفتار برشی-خمشی با تیر پیوند با رفتار خمشی (۲/۸e) نیز میزان کاهش مقاومت ۲۸/۰۱ درصد بوده است. در نتیجه میزان مقاومت تیر پیوند و به تبع آن قاب، با افزایش طول تیر پیوند کاهش پیدا کرده است.

۳- با افزایش طول تیر پیوند سختی الاستیک تیر پیوند و به تبع آن سختی قاب کاهش پیدا کرده است. مطابق Backbone تیر پیوند با مقطع IPE200 و رفتار برشی (۱e)، سختی الاستیک در مقایسه با تیر پیوند با رفتار برشی-خمشی (۱/۹e)، کاهش ۵/۸ برابری ایجاد شده است که مقدار قابل توجهی است. همچنین در مقایسه سختی تیر پیوند برشی-خمشی با تیر پیوندی که رفتار خمشی (۲/۸e) دارد کاهش سختی به میزان ۶/۶۱ برابر بوده است. در نتیجه با افزایش طول تیر پیوند سختی آن به مراتب کمتر شده است.

۴- نیاز تغییر مکانی رکوردهای نزدیک گسل برای قاب‌ها با افزایش طول تیر پیوند متفاوت بوده است. ماکزیمم تغییر مکان نسبی در رکوردهای نزدیک گسل برای قاب‌های ۷ طبقه از برشی (۱e) به برشی-خمشی (۱/۹e) و از برشی-خمشی به خمشی (۲/۸e) به ترتیب ۱۷/۳۵ و ۲۰/۱۹ درصد افزایش داشته است.

۵- با بررسی بیشینه شتاب قاب‌ها نتایج حاکی از آن بوده است که بیشینه شتاب در رکوردهای نزدیک گسل برای قاب‌های ۷

طبقه از برشی (۱e) به برشی-خمشی (۱/۹e) کاهش ۲۲/۶۴ درصدی و از برشی-خمشی به خمشی (۲/۸e) کاهش ۴/۵۸ درصدی پیدا کرده است.

۶- بیشینه برش طبقات در رکوردهای نزدیک گسل برای قاب‌های ۷ طبقه و تغییر رفتار تیر پیوند از برش به سمت خمش سیر نزولی پیدا کرده است. که این کاهش با تغییر رفتار از برشی (۱e) به برشی-خمشی (۱/۹e) برابر با ۲۳/۰۵ درصد و با تغییر رفتار از برشی-خمشی به خمشی (۲/۸e) کاهش ۱۹/۷۵ درصد را داشته است که علت این امر آن است که با افزایش طول تیر پیوند سختی سیستم کاهش پیدا کرده و سازه برای رسیدن به یک تغییر مکان مشخص به نیروی کمتری نیاز دارد. کاهش سختی سازه نیز نتیجه افزایش طول تیر پیوند و تبدیل تیر پیوند برشی به تیر پیوند خمشی است.

۷- بررسی مقدار میانگین جذب انرژی مستهلک شده برای ۷ زلزله حوزه نزدیک به طور کامل نشان دهنده آن بود که با افزایش طول تیر پیوند میزان جذب انرژی زلزله و مستهلک کردن آن توسط این سیستم کاهش پیدا کرده است. میزان این کاهش از برشی (۱e) به برشی-خمشی (۱/۹e) ۲۱/۴۵ درصد و از برشی-خمشی به خمشی (۲/۸e) ۱۲/۵۷ درصد بوده است.

۸- به عنوان یک نتیجه گیری کلی می‌توان اذعان داشت که استفاده از مهاربندهای واگرا چنانچه طول تیر پیوند بلند باشد، شدیداً باعث افت پارامترهای مهم سازه‌ای از قبیل سختی و مقاومت در سازه می‌شود و از این رو اکیداً توصیه می‌شود طول تیر پیوند محدود به دامنه برش خالص تا خمش خالص گردد.

۷- مراجع

- [1] Azhari, M. and Mir Ghaderi, R. (2013), "Design of steel structures" Fourth ed., Arkan Danesh, Isfahan, pp.691-706.
- [2] Popov, E. (1983), "Recent researches on eccentrically braced frames", Engineering Structure, Vol.5, pp.3-9.
- [3] Stafford Smith, B. and Coull, A. (1991), "Tall building structures: Analysis and design", First ed., Wiley-Interscience, New York City, pp.19-23 and 403-407.
- [4] F.Hall, J. (1995), "Parameter study of the response of moment resisting steel frame building to near source ground motion", (FEMA), Report No. EERI 95-08.
- [5] Hjelmsstad, K.D. and Popov, E. (1984), "Characteristics of eccentrically braced frames", Journal of Structural Engineering, Vol. 110, pp. 340-353.
- [6] Ghojarah, A. and Ramadan, T. (1990), "Effect of axial force on the performance of links in eccentrically braced frames", Journal of Structural Engineering, Vol. 12, pp. 106-113.
- [7] Bosco, M. and Rossi, P.P. (2009), "Seismic behavior of eccentrically braced frames", Engineering Structures, Vol. 31, pp. 664-674.



- [15] ETABS (2016), Computers and structures, Inc., Berkeley, California.
- [16] Standard No. 2800 (Ed.) (2014) Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings (IS 2800-14), Building and Housing Research Centre, Tehran, Iran.
- [17] Regulations, I.N.B. (2013), Design and implement of steel buildings, Ministry of Rood & Urban Development (In Persian).
- [18] AISC (2010), Specification for structural steel buildings, American Institute of Steel Construction.
- [19] Instruction for seismic rehabilitation of existing buildings (Guide 360) (2006) management and planning organization of Iran, Iran.
- [20] Della Corte, G., D'Aniello, M. and Landolfo, R. (2013), "Analytical and numerical study of plastic overstrength of shear links", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 82, pp. 19-32.
- [21] AISC (2016), Seismic provisions of structural steel buildings, American Institute of Steel Construction.
- [22] FEMA-P695, (2009), Quantification of building seismic performance factors, Washington, DC: Federal Emergency Management Agency.
- [8] Yiğitsoy, G., Topkaya, C. and Okazaki, T. (2014), "Stability of beams in steel eccentrically braced frames", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 96, pp. 14-25.
- [9] Bouwkampa, 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.
- [10] Bermana, J.W. and Bruneaub, M. (2007), "Experimental and analytical investigation of tubular links for eccentrically braced frames", Engineering Structures, Vol 29, pp. 1929-1938.
- [11] Abaqus analysis user's manual version 6.14., (2014), Dassault systemes simulia.: Providence, RI, USA.
- [12] ATC-24, (1992), Guidelines for cyclic seismic testing of components of steel structures for buildings, ATC-24, Applied Technology Council, Redwood City, CA.
- [13] CSI User Guide for PERFORM-3D (2018) Computers and structures, INC., Berkeley, California, USA.
- [14] Daneshjoo, F. and Badarloo, B (2008), "Nonlinear dynamic behavior of eccentric braced steel frames under the near-fault earthquakes", Iranian Steel Structures Association, Vol. 4, pp. 4-11.

پی نوشت

- ¹ Eccentric braced frame
- ² Tie
- ³ Slaving
- ⁴ Drift
- ⁵ Kinetic energy
- ⁶ Strain energy
- ⁷ Modal damping energy
- ⁸ Dissipated inelastic energy

بررسی تأثیر سخت‌کننده لب‌های بر رفتار لرزه‌ای دیوار برشی فولادی متصل به تیر

مسعود پورحسن شهری^۱، علی منصوری^{۲*}

۱- کارشناس ارشد، مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی قوچان، قوچان

۲- استادیار، مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی قوچان، قوچان

* قوچان، صندوق پستی ۶۷۳۳۵-۹۴۷۷۱، a.mansouri@qiet.ac.ir

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۸/۰۶/۰۱، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۹/۰۲/۱۰)

چکیده

در دیوار برشی فولادی، ورق نازک فولادی به المان‌های مرزی قاب متصل می‌شود، که این امر موجب افزایش نیروی اعمالی به ستون‌ها و در نتیجه افزایش سطح مقطع این اعضا می‌شود. جداسازی ورق فولادی از ستون‌های اصلی، سبب کاهش نیروهای لرزه‌ای وارده به ستون‌ها می‌شود که این امر از گسترش رفتار غیرخطی در ستون‌ها و فروریزش زود هنگام سازه جلوگیری خواهد کرد. البته این کار، سبب کاهش ظرفیت برشی دیوار نیز می‌گردد که می‌توان آن را با در نظر گرفتن پیش‌بینی‌های لازم، مانند استفاده از فولاد با مقاومت تسلیم بالا و افزایش ضخامت ورق فولادی، تا حدودی جبران نمود. در این مقاله، رفتار دیوار برشی فولادی متصل به تیر (بدون اتصال به ستون‌ها) تحت بار جانبی، با استفاده از مدل‌سازی و تحلیل اجزای محدود، توسط نرم‌افزار ABAQUS مورد بررسی قرار گرفته است. به منظور اطمینان از صحت نتیجه‌های مدل عددی، اعتبارسنجی با داده‌های آزمایشگاهی موجود انجام شده است. سپس به بررسی اثر سخت‌کننده لب‌ای، بر رفتار این نوع دیوار برشی پرداخته شده است. بر پایه نتیجه‌های به دست آمده، در شرایطی که سخت‌کننده مذکور به تیرهای بالا و پایین متصل نباشد، تغییر مقطع آن تأثیر چندانی بر رفتار سیستم و مقدارهای سختی، مقاومت و استهلاک انرژی ندارد. ولی در صورت اتصال سخت‌کننده به تیرها، بهبود قابل توجهی در عملکرد لرزه‌ای دیوار و مقدار مشخصه‌های رفتاری ذکر شده مشاهده می‌شود. شایان ذکر است که در این حالت، نیروی بیشتری از جانب دیوار به تیرها اعمال خواهد شد که این موضوع می‌بایست در طراحی این اعضا، مورد توجه قرار گیرد.

واژگان کلیدی

دیوار برشی فولادی متصل به تیر، سخت‌کننده لب‌ای، تحلیل اجزای محدود، سختی، مقاومت جانبی، استهلاک انرژی

Investigation on the influence of edge stiffeners on the seismic behavior of steel plate shear walls connected to frame beams only (SSW-BO)

M. Pourhasan Shahri, A. Mansouri

Abstract

In the steel plate shear wall, the thin steel plate is connected to the boundary elements, Therefore, forces transfer from the panel to the columns and increase the required cross sectional area of the columns. Separating the steel panel from the columns, reduces the seismic demands on the columns and prevent from the premature failure of the columns and the collapse of the entire structure. However, this technic decreases the lateral resistance of the system, therefore in such a case, using high yield steel (HYS) for the panel or utilizing a thicker steel plate may be required. In this paper, the seismic behavior of the steel plate shear walls connected to frame beams only (SSW-BO) is studied through nonlinear finite element analysis by ABAQUS software. After validating the numerical model against available experimental results, the effect of the edge stiffeners on the behavior of SSW-BO is explored. Based on the results, changing the edge stiffener cross section does not influence the seismic behavior, the stiffness, the lateral resistance and the dissipated energy of SSW-BO if the stiffeners are not connected to the top and bottom beams. However, connecting the stiffeners to the beams, drastically improve the seismic behavior and hysteretic characteristics of SSW-BO. It should be noted that, in such a case, greater forces may apply to the beams which should be considered in the seismic design of these members.

Keywords

Steel plate shear wall connected to frame beams only (SSW-BO), Edge stiffener, Finite element analysis, Stiffness, Lateral strength, Dissipated energy

دیوار برشی فولادی (SPSW)^۱ از دهه ۱۹۷۰ میلادی به عنوان سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی مانند زلزله و باد، در ساختمان‌ها به ویژه در ساختمان‌های بلند مورد توجه قرار گرفته است [۱]. سیستم مذکور در دو زلزله شدید نورتریج آمریکا و کوبه ژاپن و همچنین در پژوهش‌های آزمایشگاهی، رفتار بسیار مناسبی از خود نشان داده است [۲].

ایده جداسازی ورق فولادی از ستون‌ها، به منظور کاهش نیروهای وارده به ستون‌ها مطرح گردیده است و محققین به این نتیجه رسیده‌اند که عدم اتصال ورق فولادی به ستون‌های قاب و اتصال آنها فقط به تیرهای طبقات، نقش مثبتی در تأمین ایمنی ستون‌ها و کوچکتر شدن ابعادشان دارد و در این حالت، ورق فولادی به طور مؤثرتری به کار گرفته می‌شود. از دیگر مزیت‌های این نوع دیوار، می‌توان به جلوگیری از شکست زودرس سازه، پیشگیری از کماتش موضعی ستون‌های قاب و جلوگیری از گسترش رفتار غیرخطی در ستون‌ها اشاره کرد. آنها همچنین دریافتند سیستم دیوار برشی فولادی متصل به تیر (SSW-BO)^۲ علاوه بر دارا بودن سایر مزیت‌های دیوار برشی فولادی و موارد ذکر شده، با امکان تعبیه بازشو و تأمین ملاحظات معماری، امکان استفاده به ویژه در طرح بهسازی لرزه‌ای سازه‌های موجود را نیز دارد [۳ و ۴].

Xue و Lu [۵ و ۶] در سال ۱۹۹۴ برای اولین بار به منظور کاهش نیروهای وارده به ستون‌ها، ایده جداسازی ورق فولادی از ستون‌ها را مطرح نمودند. آنها چهار حالت مختلف اتصال دیوار برشی فولادی را در یک قاب میانی، تحت بارگذاری جانبی مورد بررسی قرار دادند. نتایج این پژوهش نشان داد که عدم اتصال ورق فولادی به ستون‌های قاب و اتصال آنها فقط به تیرهای طبقات، نقش قابل توجهی در کاهش نیروی اعمالی به ستون‌ها و در نتیجه کاهش میزان آسیب در این اعضا دارد.

Guo و همکارانش [۷] در سال ۲۰۱۱ به بررسی آزمایشگاهی رفتار دیوار برشی فولادی متصل به تیر، با وجود سخت‌کننده لوله‌ای پرداختند. آنها دو دیوار برشی فولادی در مقیاس یک‌سوم ساخته و مورد آزمایش قرار دادند. آنها دریافتند وجود سخت‌کننده در لوله‌های آزاد، ظرفیت جذب انرژی را افزایش داده است اما تأثیر آشکاری بر روی ظرفیت حمل بار و شکل‌پذیری اعضا نداشته است.

Shekasteband و همکارانش [۸] در سال ۲۰۱۷ به بررسی آزمایشگاهی و عددی رفتار لرزه‌ای دیوار برشی فولادی متصل به تیر با ورق فولادی LYS^۳ و HYS^۴ پرداختند. آنها چهار نمونه

دیوار برشی فولادی را مورد آزمایش قرار دادند که دو نمونه از آنها دارای بازشو و دو نمونه دیگر بدون بازشو بود. نمونه‌های دارای بازشو دارای یک سوراخ دایره‌ای به قطر ۱۸۰ میلی متر در وسط صفحه بودند. همچنین، دو نمونه با ورق فولادی HYS و دو نمونه با ورق فولادی LYS ساخته شدند. بر پایه نتیجه‌های آزمایشات، مقاومت حداکثر نمونه با ورق HYS حدود ۷۰ درصد بیشتر از ورق LYS به دست آمد. انرژی اتلاف شده در نمونه‌های کامل و سوراخ دار با ورق HYS نیز به ترتیب ۷۰ و ۲۱ درصد بیشتر از نمونه‌های با ورق LYS بود.

Sadat Kholerdi و Barkhordari [۹] رفتار پس‌کمانشی و مقاومت نهایی دیوارهای برشی فولادی متصل به تیر را با استفاده از روش‌های تحلیلی مدل اندرکنش ورق با قاب (PFI)، مدل نواری و روش عددی (اجزای محدود) مورد پژوهش قرار دادند. آنها سازگاری خوبی بین نتیجه‌های تحلیل اجزای محدود با مدل نواری و روش PFI مشاهده نمودند. نویسندگان این مقاله، در پژوهش دیگری [۱۰] به بررسی تأثیر شکل، ابعاد و موقعیت بازشو بر رفتار لرزه‌ای دیوار برشی متصل به تیر پرداختند و روشی برای تخمین سختی و مقاومت دیوار برشی متصل به تیر دارای بازشو، بر پایه استفاده از ضرایب کاهش سختی و مقاومت پیشنهاد نمودند.

در پژوهش حاضر، رفتار دیوارهای برشی متصل به تیر، با استفاده مدل‌سازی و تحلیل اجزای محدود مورد بررسی قرار گرفته است. بدین منظور، نخست صحت‌سنجی مدل عددی با داده‌های آزمایشگاهی Shekasteband و همکارانش [۸] انجام شده است. سپس، با انجام مطالعات پارامتری تأثیر مشخصات سخت‌کننده لوله‌ای، بر رفتار این سیستم بررسی شده است. در این خصوص، اولاً مقطع‌های مختلفی برای سخت‌کننده مذکور در نظر گرفته شده است. ثانیاً رفتار دیوار برشی در دو حالت اتصال سخت‌کننده به تیرهای بالا و پایین و همچنین عدم اتصال، مورد بررسی قرار گرفته است.

۲- مدل‌سازی اجزای محدود و صحت‌سنجی با داده‌های

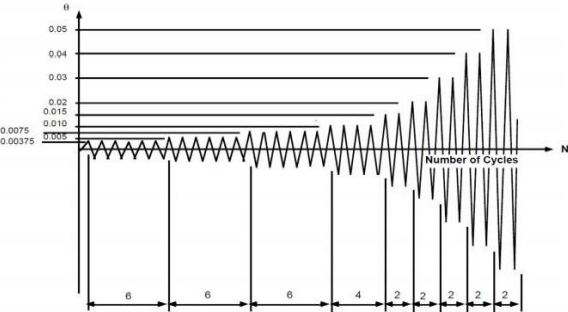
آزمایشگاهی

جهت حصول اطمینان از صحت مدل عددی در پیش‌بینی رفتار دیوار برشی فولادی متصل به تیر، نمونه آزمایشگاهی Shekasteband و همکارانش [۸] که یک نمونه دیوار برشی فولادی متصل به تیر، دارای ورق فولادی با مقاومت تسلیم بالا (HYS) و با مشخصات زیر است، توسط نرم افزار ABAQUS مدل‌سازی شده است و نتیجه‌های بدست آمده از تحلیل، با



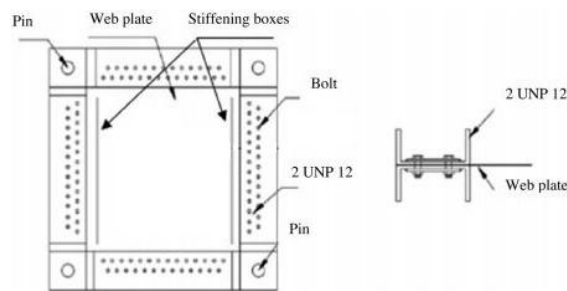
داده‌های آزمایشگاهی مقایسه شده است.

قاب فولادی آزمایش شده، یک طبقه و یک دهانه بوده و به صورت مربع و با طول ضلع ۶۲۰ میلی‌متر می‌باشد. ارتفاع و طول ورق فولادی نیز به ترتیب ۵۰۰ و ۴۶۰ میلی‌متر می‌باشد. دو عدد قوطی فولادی به ابعاد $۳۰ \times ۲۰ \times ۲$ میلی‌متر در هر طرف ورق فولادی، به عنوان سخت‌کننده قائم در لبه‌ها متصل هستند. فاصله بین سخت‌کننده‌ها تا ستون‌های اصلی ۲۰ میلی‌متر بوده و ارتفاع آنها نیز از بالا و پایین ۲۰ میلی‌متر از ورق فولادی کوتاه‌تر است. اتصال تیرها و ستون‌ها از نوع مفصلی بوده و ضخامت ورق فولادی نیز ۰/۵ میلی‌متر می‌باشد. (شکل (۱) و (۲))



شکل ۳- پروتکل بارگذاری جانبی [۸]

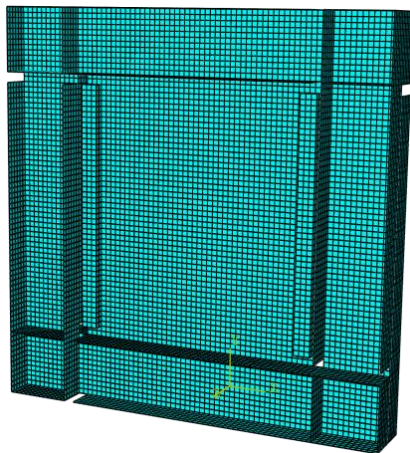
با توجه به نوع مصالح فولاد، از معیار تسلیم Von-Mises. قانون جریان همبسته و سخت‌شوندگی کینماتیک غیرخطی استفاده شده است. برای کلیه عضوهای قاب از جمله تیرها، ستون‌ها، ورق فولادی و سخت‌کننده‌ها از المان پوسته‌ای (S4R) Shell و به صورت همگن^۱ استفاده شده است. المان مذکور یک المان چهار گرهی، با خاصیت انتگرال‌گیری کاهش‌یافته و دارای شش درجه آزادی در هر گره می‌باشد. همچنین، شبکه‌بندی بر پایه المان‌های ۱۰×۱۰ میلی‌متر انجام شده است (شکل (۴)). به منظور تعیین اندازه المان‌ها، تحلیل‌های مختلف بر روی مدل‌های با اندازه المان متفاوت انجام شد و اندازه المان به شکلی انتخاب شد که با کوچک‌تر کردن آن تغییر قابل توجهی در نتیجه‌های تحلیل ایجاد نشود.



شکل ۱- نمای کلی نمونه آزمایشگاهی [۸]



شکل ۲- نمونه آزمایشگاهی [۸]



شکل ۴- نمونه شبکه‌بندی شده در نرم‌افزار

مقطع‌های تیر و ستون 2UNP120 بوده و مقاومت تسلیم و مقاومت نهایی آنها به ترتیب ۳۴۵ و ۳۶۰ مگاپاسکال می‌باشد. ورق فولادی با مقاومت تسلیم بالا (HYS) نیز به ترتیب دارای مقاومت تسلیم و مقاومت نهایی ۳۳۸ و ۴۲۳ مگاپاسکال می‌باشد. ضریب کشسانی و نسبت پواسون به ترتیب ۲۰۰ گیگاپاسکال و ۰/۳ می‌باشند. نمونه مطابق پروتکل بارگذاری

A3 سخت‌کننده لبه‌ای کلاً حذف شده است تا امکان مقایسه رفتار مدل فاقد سخت‌کننده با مدل مرجع فراهم آید. در مدل‌های A4 و A5 نیز طول سخت‌کننده‌های لبه‌ای ۴۰ میلی‌متر افزایش یافته و به تیرهای بالا و پایین متصل شده است، تا اثر این موضوع نیز مورد بررسی قرار گیرد. مشخصات مقطع سخت‌کننده در مدل A4 مشابه نمونه مرجع است، لکن در نمونه A5 ضخامت مقطع قوطی مورد استفاده، از دو میلیمتر به پنج میلیمتر افزایش یافته است. لازم به توضیح است در کلیه مدل‌ها، سایر مشخصات هندسی و پارامترهای دیگر نظیر مشخصات مصالح و پروتکل بارگذاری، کاملاً مشابه نمونه آزمایشگاهی در نظر گرفته شده است.

جدول ۱- مشخصات نمونه‌های عددی مورد بررسی

نام مدل	مقطع سخت‌کننده لبه ورق (mm)	اتصال سخت‌کننده به تیرها
A1	۲ BOX ۳۰×۲۰×۲	بدون اتصال
A2	PL ۶۰×۲	بدون اتصال
A3	فاقد سخت‌کننده	فاقد سخت‌کننده
A4	۲ BOX ۳۰×۲۰×۲	متصل
A5	۲ BOX ۳۰×۲۰×۵	متصل

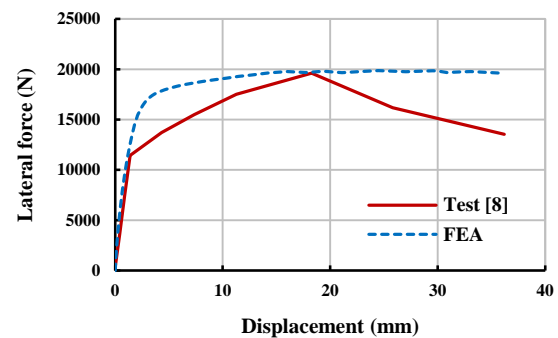
۴- بحث و بررسی نتیجه‌ها

کلیه مدل‌های معرفی شده در بخش ۳ در نرم‌افزار اجزای محدود ABAQUS مدل‌سازی شده و تحت بار جانبی تحلیل شدند. پس از آن، مشخصه‌های رفتاری این مدل‌ها شامل سختی اولیه، مقاومت حداکثر و انرژی مستهلک شده (سطح زیر منحنی بار-تغییر مکان) محاسبه شده و در جدول (۲) ارائه شده‌اند. در ادامه پارامترهای مورد پژوهش، به تفکیک مورد بررسی قرار می‌گیرند.

جدول ۲- مشخصه‌های رفتاری نمونه‌های عددی مورد بررسی

نام نمونه	سختی اولیه (kN/mm)	مقاومت حداکثر (kN)	انرژی مستهلک شده (kN.mm)
A1	۵/۱	۱۹/۸۵	۸۳۰/۶
A2	۵	۲۰/۰۱	۸۲۱/۳
A3	۴/۲	۱۹/۴۳	۷۹۸/۱
A4	۵/۵	۳۰/۱	۱۱۷۳/۶
A5	۶/۶۶	۳۵/۹	۱۴۳۷/۱

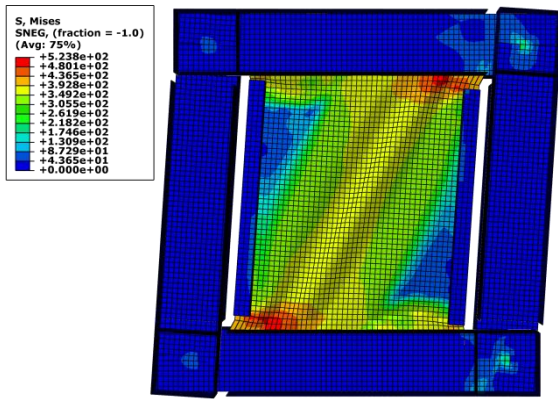
پس از انجام مراحل مدل‌سازی هندسی، تعریف مشخصات مصالح، روی هم‌گذاری قسمت‌های مختلف، تعیین نوع تحلیل و گام‌های آن، تعریف قیدهای در نظر گرفته شده، اعمال شرایط مرزی، بارگذاری و در نهایت شبکه‌بندی، تحلیل صورت پذیرفته و نتیجه آن به صورت منحنی بار-تغییر مکان، با پوش نمودار چرخه‌ای نمونه آزمایشگاهی مقایسه شده است. همان‌طور که در شکل (۵) ملاحظه می‌شود، مقدارهای مقاومت حداکثر و سختی اولیه، در مدل عددی مطابقت خوبی با نتیجه‌های آزمایشگاهی دارند. هرچند افت مقاومت مشاهده شده در نمونه آزمایشگاهی پس از مقاومت حداکثر، در نمودار عددی مشاهده نمی‌شود. علت این امر، عدم مدل‌سازی خسارت در فولاد در مدل عددی می‌باشد. مدل‌سازی خسارت سبب ایجاد مشکل در همگرایی تحلیل مدل عددی و بالارفتن قابل توجه زمان تحلیل می‌شود، لذا در پژوهش حاضر از انجام این کار صرف‌نظر شده است و مقایسه مدل‌های مختلف، بر پایه پارامترهایی که مدل عددی با دقت قابل قبول قادر به پیش‌بینی آنها است، انجام شده است.



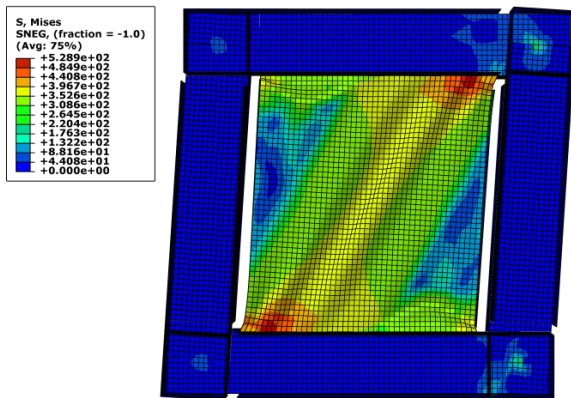
شکل ۵- منحنی بار-تغییر مکان مدل عددی (FEA) در مقایسه با پوش نمودار چرخه‌ای نمونه آزمایشگاهی

۳- مشخصات نمونه‌های عددی

به منظور بررسی تأثیر نوع و شکل سخت‌کننده لبه‌ای، بر رفتار لرزه‌ای دیوار برشی فولادی متصل به تیر، پنج مدل با مشخصات ارائه شده در جدول (۱) در نظر گرفته شده‌اند. مدل A1 مدل مرجع و منطبق بر نمونه آزمایشگاهی می‌باشد. در این مدل، مطابق نمونه آزمایشگاهی سخت‌کننده به تیر اتصال ندارد و از بالا و پایین ۲۰ میلی‌متر با آن فاصله دارد (طول سخت‌کننده ۴۶۰ میلی‌متر است). در مدل A2 تأثیر تغییر مقطع سخت‌کننده لبه‌ای در حالتی که مشابه مدل مرجع به تیرها اتصال ندارد، مورد بررسی قرار گرفته است. در این مدل در دو لبه ورق از یک تسمه فولادی، عمود بر ورق دیوار استفاده شده است. در مدل



شکل ۷- توزیع تنش فون-مایسز (MPa) در مدل مرجع (A1)



شکل ۸- توزیع تنش فون-مایسز (MPa) در مدل دارای سخت‌کننده (A2) تسمه

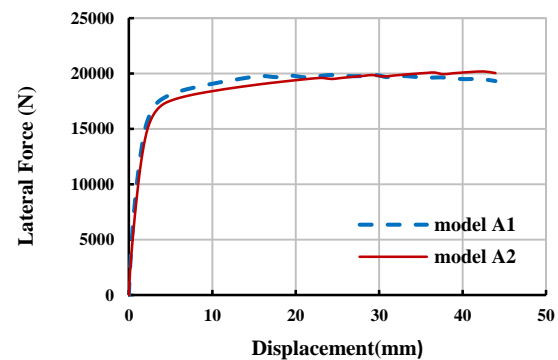
اشاره شده ندارند. مقایسه منحنی بار-تغییر مکان مدل‌های A1 و A3 در شکل (۹) انجام شده است و مشخصه‌های رفتاری آنها در جدول (۲) ارائه شده‌اند. همان‌طور که ملاحظه می‌شود حذف سخت‌کننده، سبب کاهش ۱۷ درصدی سختی اولیه و کاهش جزئی مقاومت حداکثر و انرژی مستهلک شده، شده است. لذا چنین به نظر می‌رسد که وجود سخت‌کننده قائم لبه‌ای، تأثیر زیادی در پارامترهای رفتاری نمونه و شکل کلی منحنی بار-تغییر مکان ندارد.

توزیع تنش فون-مایسز در مدل A3 در شکل (۱۰) ارائه شده است. همان‌طور که ملاحظه می‌شود در این مدل نیز عمل میدان کشش به خوبی فعال شده است و تنها تفاوتی که در رفتار این نمونه با نمونه دارای سخت‌کننده (A1) مشاهده می‌شود، کماتش موضعی لبه‌های قائم ورق، در نمونه فاقد سخت‌کننده می‌باشد، که این موضوع نشان‌دهنده نقش مؤثر سخت‌کننده لبه‌ای در رفتار دیوار برشی فولادی متصل به تیر می‌باشد.

۴-۱- تأثیر تغییر مقطع سخت‌کننده لبه‌ای در حالت عدم اتصال به تیر

در این بخش، مدل A2 با مدل مرجع A1 مقایسه شده است و تأثیر تغییر مقطع سخت‌کننده لبه‌ای، در حالتی که سخت‌کننده به تیر اتصال ندارد، مورد بررسی قرار گرفته است. بدین منظور در مدل A2 در هر سمت ورق به جای دو عدد قوطی، یک تسمه فولادی به ابعاد مقطع ۶۰×۲ میلی‌متر عمود بر صفحه فولادی در نظر گرفته شده است.

نمودار بار-تغییر مکان نمونه‌های A1 و A2 در شکل (۶) و مشخصه‌های رفتاری این مدل‌ها در جدول (۲) ارائه شده است. همان‌طور که ملاحظه می‌شود منحنی‌های بار-تغییر مکان تا حد زیادی منطبق بر یکدیگر بوده و مقدارهای مشخصه‌های رفتاری، بسیار نزدیک به یکدیگر می‌باشند.



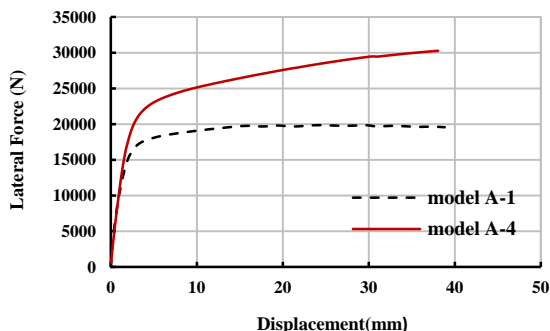
شکل ۶- اثر تغییر مقطع سخت‌کننده بر منحنی بار-تغییر مکان در حالت عدم اتصال به تیر

کانتور تنش فون-مایسز مدل‌های A1 و A2 نیز به ترتیب در شکل (۷) و (۸) ارائه شده‌اند. همان‌طور که ملاحظه می‌شود در هر دو مدل باربری جانبی دیوار، با استفاده از عمل میدان کشش در ورق انجام شده است. همچنین، توزیع تنش در ورق در دو مدل بسیار شبیه به یکدیگر بوده و مقدارهای حداکثر تنش ایجاد شده نیز، نزدیک به یکدیگر می‌باشند. لذا می‌توان چنین نتیجه گرفت که تغییر شکل مقطع سخت‌کننده قائم لبه‌ای از قوطی به تسمه، در حالت عدم اتصال سخت‌کننده به تیرها، تأثیر چندانی بر رفتار لرزه‌ای دیوار برشی فولادی متصل به تیر ندارد.

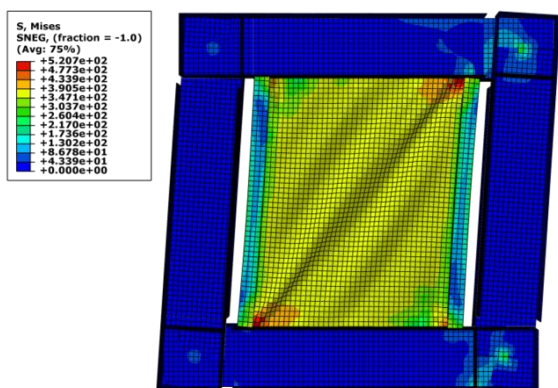
۴-۲- تأثیر حذف سخت‌کننده قائم لبه‌ای

در این بخش مدل A3 که فاقد سخت‌کننده قائم لبه‌ای است با مدل مرجع A1 مقایسه می‌شود. لازم به ذکر است این دو نمونه، هیچ‌گونه تفاوت هندسی و ساختاری با یکدیگر به جز در مورد

بررسی توزیع تنش فون-مایسز در مدل A4 (شکل ۱۲)) نشان می‌دهد که در این حالت، وجود سخت‌کننده‌های متصل به تیرها، نوعی سیستم خریابی در دیوار برشی فولادی ایجاد می‌کند و سخت‌کننده‌ها با تحمل نیروی محوری، سبب افزایش ظرفیت باربری سیستم می‌شوند. همچنین، مشاهده می‌شود مشابه حالات قبل، تمرکز تنش در گوشه‌های ورق وجود دارد و عمل میدان کشش و استفاده از ظرفیت پس‌کمانش ورق، همچنان در افزایش ظرفیت باری موثر است.



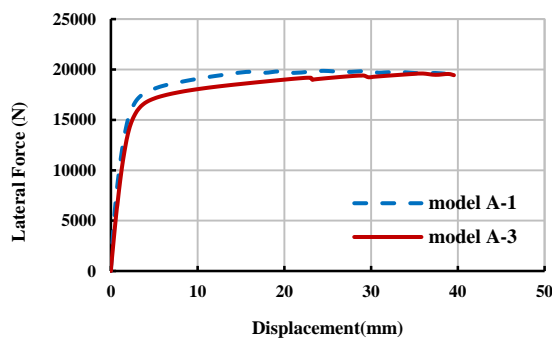
شکل ۱۱- اثر اتصال سخت‌کننده به تیرها بر منحنی بار-تغییر مکان



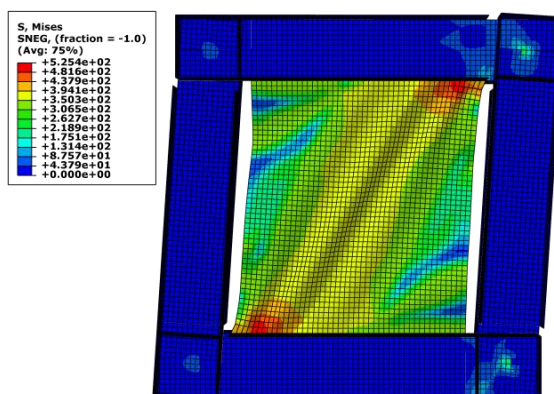
شکل ۱۲- توزیع تنش فون-مایسز (MPa) در مدل دارای سخت‌کننده متصل به تیرها (A4)

۴-۴- تأثیر افزایش ابعاد مقطع سخت‌کننده‌های لبه‌ای در حالت متصل به تیرها

در این بخش به بررسی تأثیر افزایش ابعاد مقطع سخت‌کننده‌های قائم لبه‌ای، در حالت متصل به تیرها، بر رفتار لرزه‌ای دیوار برشی فولادی متصل به تیر پرداخته شده است. بدین منظور در مدل A5 از سخت‌کننده قوطی با مقطع $30 \times 20 \times 5$ BOX ۲ استفاده شده است. سایر مشخصات این مدل مشابه مدل A4



شکل ۹- اثر حذف سخت‌کننده قائم بر منحنی بار-تغییر مکان

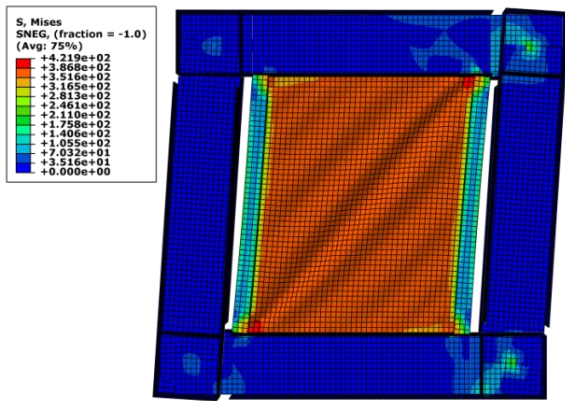


شکل ۱۰- توزیع تنش فون-مایسز (MPa) در مدل فاقد سخت‌کننده (A3)

۳-۴- تأثیر اتصال سخت‌کننده قائم لبه‌ای به تیرها

در این بخش تاثیر اتصال سخت‌کننده‌های لبه‌ای به تیرهای بالا و پایین بررسی می‌گردد. در مدل A4 طول سخت‌کننده لبه‌ای معادل ۵۰۰ میلی‌متر در نظر گرفته شده است و فاصله ۲۰ میلی‌متری بین انتهای سخت‌کننده و تیرها حذف شده است. مقطع سخت‌کننده و سایر مشخصات این مدل، مشابه مدل مرجع می‌باشد. بررسی تأثیر اتصال سخت‌کننده به تیرها، با مقایسه نتایج‌های مدل‌های A1 و A4 انجام می‌شود. مقایسه منحنی بار-تغییر مکان مدل‌های مذکور در شکل (۱۱) انجام شده است و مشخصه‌های رفتاری آنها در جدول (۲) ارائه شده است.

همانطور که در جدول (۲) و شکل (۱۱) مشخص است اتصال سخت‌کننده به تیرها، سبب افزایش ظرفیت جانبی دیوار در حدود ۳۰ درصد شده است. همچنین، انرژی جذب‌شده توسط سیستم نیز حدود ۲۸ درصد افزایش داشته است، لیکن تأثیر آن بر سختی اولیه دیوار کمتر از مقاومت و انرژی مستهلک‌شده بوده است.



شکل ۱۴- توزیع تنش فون-میسز (MPa) در مدل دارای سخت کننده متصل به تیرها با مقطع بزرگتر (A5)

به تیرهای بالا و پایین می‌باشد. مهمترین نتیجه‌های به دست آمده در ادامه ارائه می‌شوند. شایان ذکر است که نتیجه‌های کمی، بر پایه الگوسازی اجزای محدود در نرم‌افزار ABAQUS به دست آمده‌اند و برای نمونه‌های مورد بررسی، برقرار می‌باشند.

۱- در حالتی که سخت کننده لبه‌ای به تیرهای بالا و پایین اتصال ندارد، تغییر مقطع آن از قوطی به تسمه تاثیر چندانی بر رفتار لرزه‌ای دیوار برشی فولادی متصل به تیر و مشخصه‌های لرزه‌ای آن ندارد.

۲- وجود سخت کننده قائم لبه‌ای بدون اتصال به تیرهای بالا و پایین، تاثیر چندانی در تغییر مشخصه‌های رفتاری نمونه شامل سختی، مقاومت و استهلاک انرژی و شکل کلی منحنی بار- تغییر مکان ندارد. لکن سخت کننده لبه‌ای از کماتش موضعی لبه‌های آزاد ورق جلوگیری می‌کند.

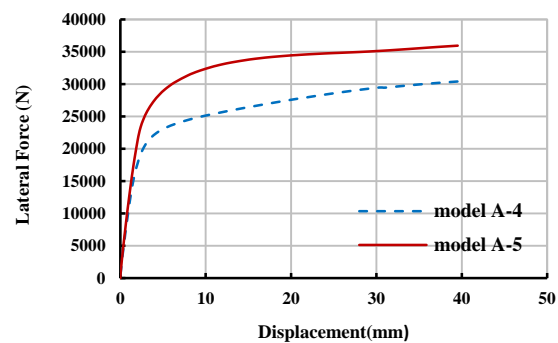
۳- اتصال سخت کننده به تیرهای بالا و پایین، سبب بهبود قابل توجه عملکرد لرزه‌ای سیستم و افزایش سختی، مقاومت جانبی و استهلاک انرژی گردید. در این حالت مجموعه ورق و سخت کننده‌ها با بهره‌گیری از یک مکانیزم خرابایی در تحمل بار جانبی مشارکت می‌کنند. شایان ذکر است که این امر می‌تواند سبب اعمال نیروی بیشتری به تیرها گردد که این موضوع می‌بایست در طراحی این اعضا لحاظ شود.

۴- افزایش ۲/۱۷ برابری مساحت سخت کننده قائم متصل به تیرها، به ترتیب سبب ۲۱٪، ۱۹٪ و ۲۲٪ افزایش در سختی اولیه، مقاومت جانبی و انرژی مستهلک شده گردید. بنابراین، در این حالت، مقطع لحاظ شده برای سخت کننده صرفاً نقش جلوگیری از کماتش موضعی لبه‌های ورق را ندارد و مستقیماً در مشخصه‌های رفتاری نمونه نیز تأثیرگذار است.

در نظر گرفته شده است. مساحت سخت کننده در مدل A5، ۲/۱۷ برابر مدل A4 می‌باشد.

شکل (۱۳) منحنی‌های بار-تغییر مکان مدل‌های A4 و A5 را نشان می‌دهد و مشخصه‌های رفتاری نمونه‌ها هم در جدول (۲) ارائه شده‌اند. همان‌طور که مشاهده می‌شود، افزایش ابعاد سخت کننده در مدل A5 به ترتیب سبب ۲۱٪، ۱۹٪ و ۲۲٪ افزایش در سختی اولیه، مقاومت جانبی و انرژی مستهلک شده نسبت به نمونه A4 شده است. همان‌طور که در بخش قبل ذکر شد، در صورت اتصال سخت کننده به تیرها، ایجاد تنش‌های محوری در این عضو به همراه ایجاد عمل میدان کشش در ورق، با یک مکانیزم خرابایی، سبب افزایش ظرفیت باربری سیستم می‌شود، لذا افزایش ابعاد مقطع سخت کننده منجر به بهبود قابل توجه مشخصه‌های لرزه‌ای سیستم شده است. شایان ذکر است که این امر می‌تواند سبب افزایش نیروی اعمالی به تیر شود و در صورتی که تیر برای این نیرو طراحی نشده باشد، سبب ایجاد آسیب در این عضو شود.

افزایش ابعاد سخت کننده، با توجه به شکل (۱۴) سبب توزیع تنش یکنواخت‌تری در مدل A5 نسبت به مدل A4 شده است. در این حالت، تمرکز تنش کمتری در گوشه‌های ورق فولادی مشاهده می‌شود. در این حالت با وجود افزایش قابل توجه ظرفیت باربری، حداکثر تنش ایجاد شده در ورق فولادی حدود ۲۰٪ کاهش یافته است. بنابراین، در این حالت از ظرفیت باربری جانبی ورق فولادی استفاده بهینه‌تری شده است.



شکل ۱۳- اثر تغییر مقطع سخت کننده بر منحنی بار-تغییر مکان در حالت متصل به تیرها

۵- نتیجه‌گیری

در این پژوهش، رفتار لرزه‌ای دیوار برشی فولادی متصل به تیر، با استفاده از روش اجزای محدود مورد بررسی قرار گرفت. تمرکز تحقیق بر روی مشخصات و اتصال سخت کننده‌های لبه‌ای

of the Seventeenth Czech and Slovak International Conference on Steel Structures and Bridge, pp. 152-160.

- [6] Xue, M. and Lu, L.W. (1994), "Influence of steel shear wall panels with surrounding frame members", In: Proceedings of SSRC Annual Technical Session, pp. 339-354.
- [7] Guo, L., Rong, Q., Ma, X. and Zhang, S. (2011), "Behavior of steel plate shear wall connected to frame beams only", International Journal of Steel Structures, Vol. 11, pp. 467-479.
- [8] Shekasteband, B., Azaraxsh, A. and Showkati H. (2017), "Experimental and numerical study on seismic behavior of LYS and HYS steel plate shear walls connected to frame beams only", Archives of Civil and Mechanical Engineering, Vol. 17, pp. 154-168.

[۹] سادات خلردی، س.ا. و برخورداری، م.ع. (۱۳۹۳)، "تأثیر فولاد نرم و تغییرات ضخامت ورق در رفتار پس کمانشی و مقاومت نهایی دیوارهای برشی فولادی نیمه مقید"، نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد، جلد ۱۵، ص. ۲۹-۳۸.

[۱۰] پورحسن شهری، م. و منصور، ع. (۱۳۹۷)، "بررسی تأثیر شکل، ابعاد و موقعیت بازشو بر رفتار لرزه‌ای دیوار برشی فولادی متصل به تیر"، نشریه مهندسی سازه و ساخت، (پذیرفته شده).
Doi:10.22065/JSC.2019.145514.1653

افزایش ابعاد سخت‌کننده در این حالت همچنین، سبب توزیع یکنواخت‌تر تنش در ورق فولادی شده است و میزان تمرکز تنش در گوشه‌های ورق را کاهش داد.

۷- مراجع

- [۱] صبوری قمی، س. (۱۳۸۰)، "سیستم‌های مقاوم در برابر بارهای جانبی: مقدمه ای بر دیوارهای برشی فولادی"، انتشارات انگیزه.
- [2] Astaneh-Asl, A. (2001), "Seismic behavior and design of steel shear walls", Steel Tips, Structural Steel Educational Council, Technical Information and Product Service.
- [3] Jahanpour, A., Moharrami, H. and Aghakoochak, A. (2011), "Evaluation of ultimate capacity of semi-supported steel shear walls", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 67, pp. 1022-1030.
- [4] Clayton, P.M., Berman, J.W. and Lowes, L.N. (2015), "Seismic performance of self-centering steel plate shear walls with beam-only connected web plates", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 106, NO. 1, pp. 198-208.
- [5] Xue, M. and Lu, L.W. (1994), "Monotonic and cyclic behavior of in-filled steel shear panels", In: Proceedings

پی نوشت

- ¹ Steel plate shear wall
- ² Steel plate shear wall connected to frame beams only
- ³ Low yield strength
- ⁴ High yield strength
- ⁵ Imperfection
- ⁶ Homogeneous



واکاوی کشسان - مومسان چند خرپا دارای تغییر شکل های بزرگ

مجید یعقوبی^{۱*}، محمد رضایی پژند^۲، محسن صداقت جو^۳

۱- استادیار، مهندسی عمران و معماری، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس، تربیت مدرس

۲- استاد، مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد، مشهد

۳- دانش آموخته کارشناسی، مهندسی عمران و معماری، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس، تربیت مدرس

*majidyaghoobi@torbath.ac.ir، ۹۵۱۶۱۶۸۵۹۵، صندوق پستی

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۸/۰۹/۰۶، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۹/۰۲/۱۰)

چکیده

اهمیت تحلیل ناخطی هندسی و ماده خرپاها بر کسی پوشیده نیست. همچنین، همگان از اهمیت رابطه‌های بسته‌ی رفتار سازه‌ها باخبرند. با این همه، حجم زیاد راه‌حل‌ها، انجام این گونه از واکاوی‌ها را به صورت صریح برای سازه‌ها ناشدنی و یا خیلی دشوار می‌کند. تنها در خرپاهای ساده می‌توان به یک پاسخ بسته برای تحلیل ناخطی هندسی و ماده دست یافت. به طور گسترده، واکاوی‌های ناخطی خرپاها توسط روش‌هایی همچون جزء محدود انجام می‌پذیرد. تا کنون، پژوهش‌گران روش‌های زیادی برای تحلیل ناخطی خرپا پیشنهاد نموده‌اند. فن‌های نو با کمک آزمون‌های سنگ نشانه راست‌آزمایی می‌شوند. از این دیدگاه، داشتن پاسخ صریح آزمون‌های سنگ نشانه از اهمیت بسیاری برخوردار است. در این مقاله، چند خرپای ساده‌ی دوبعدی و سه‌بعدی به صورت تحلیلی واکاوی می‌شوند. این کار با پنداشت تغییر شکل‌های بزرگ به همراه رفتار کشسان-مومسان انجام خواهد گرفت. برای نمایش رفتار ماده، از نمودار دوخطی بهره‌جویی می‌شود. با کمک کرنش گرین، تابع کارمایه‌ی کرنشی برپا می‌گردد. از کمینه‌سازی کارمایه‌ی کل، معادله‌های ایستایی به دست می‌آیند. همچنین، صفر کردن مقادیرهای ویژه‌ی ماتریس سختی مماسی، حد پایداری را در دسترس قرار می‌دهد. با واکاوی کرنش عضوهای خرپا در بازه‌ی پایدار مسیر ایستایی، نمودار بار-جابجایی در اختیار قرار خواهد گرفت. به خاطر باید سپرد، تابع چندرابطه‌ای مسیر ایستایی هر خرپا را می‌توان برای راست‌آزمایی فن‌های نوین تحلیل ناخطی به‌کاربرد.

واژگان کلیدی

واکاوی ناخطی خرپا، کشسان-مومسان، تغییر شکل‌های بزرگ، مسیر ایستایی، رابطه‌های بسته

Elastic-plastic analysis of some trusses with large deformations

M. Yaghoobi, M. Rezaiee-Pajand, M. Sedaghatjo

Abstract

The importance of geometric and material nonlinear analysis in trusses is not deniable. Furthermore, everyone knows the importance of closed-form solution to the behavior of structures. However, the solution volumes make this type of analysis impossible or very difficult for most structures. Closed-form solution only for a few simple trusses, with geometric and material nonlinearities, can be obtained. Elastic analysis of trusses is widely performed by the methods, such as, the finite element scheme. So far, researchers have proposed many approaches for truss nonlinear analysis. New techniques are validated by the benchmark problems. In this view, it is important to have an explicit solution for this purpose. In this paper, some simple two and three-dimensional trusses are analyzed analytically. This study considers both large deformations with elastic-plastic behavior simultaneously. The behavior of material is assumed to have a bilinear diagram. The strain energy function is obtained in terms of the Green strain. Equilibrium equations are satisfied by minimizing total energy. At the point, in which determinant of the tangent matrix becomes zero, structural instability is found. The load-displacement graph is obtained by analyzing the strain of the truss members in the stable range of the equilibrium path. It is important to know that the multi-relational function of the equilibrium path of each truss can be applied to test the accuracy of new nonlinear analysis techniques.

Keywords

Nonlinear analysis of truss, Elastic-plastic, Large deformation, Equilibrium path, Closed-form solution

تحلیل پایداری سازه‌ها به روش خطی و ناخطی مواد از دیرباز تاکنون مورد توجه بسیاری از پژوهش‌گران بوده است. امروزه کاربرد گسترده‌ی خرپاهای هرمی به عنوان یک سازه یا بخشی از سازه‌های پیچیده همچون نانو سازه‌های کرنی تک لایه، گنبد‌های بزرگ ساخته شده با سطح‌های هندسی، گنبد‌های میله‌ای بزرگ، خرپاها و پوسته‌های شبکه‌ای دولایه، توجه پژوهش‌گران را به خود جلب کرده است. انجام پایداری ایستایی پوسته‌های شبکه‌ای تک‌لایه و خرپاهای صفحه‌ای و هرمی با تلاش‌های فون مایسز در سال ۱۹۸۰ آغاز شد. خرپای فون مایسز نمونه‌ای دوبعدی و ساده از این گونه ساختارهاست. این سازه‌ی صفحه‌ای متقارن با عمق کم، دو عضو دارد. با وارد آمدن یک بار عمودی در تاج آن، ناپایداری همراه با فروجهش اتفاق می‌افتد. برای نخستین بار از این الگو برای شناسایی گونه‌های ناپایداری ساختاری استفاده شد. از تکرار یک‌گانه‌ی خرپایی هرمی، می‌توان سازه‌ها و پوسته‌های شبکه‌ای آفرید. این سازه‌ها می‌توانند در طرح سازه‌های سبک‌وزن ساندویچی به کار روند [۳-۱]. اهمیت فراوان تحلیل کمانش سازه‌های خرپایی و پوسته‌های شبکه‌ای بر همگان آشکار شده است. پژوهش‌گران از روش‌های تکراری که بر پایه‌ی راهکار جزء محدود ناخطی استوارند، برای واکاوی رفتار این سازه‌ها و یافتن مسیر ایستایی بهره می‌گیرند.

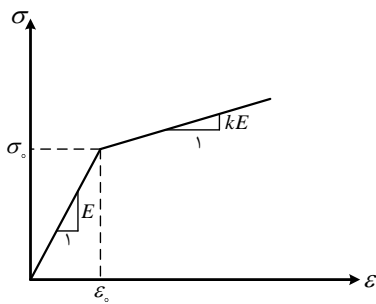
Kala و **Kalina** [۴] و نیز **Kwasniewski** [۵] مسیرهای فروجهش و تعادل ایستایی خرپای سنتی فون مایسز را به دست آوردند. پس از آن، اثر کاستی‌های هندسی در رفتار این سازه‌ها توسط **Psotny** [۶] و همچنین، **Kalina** [۷] واکاوی شد. به تازگی، **Halpern** و **Adriaenssens** کمانش درون‌صفحه‌ای قوس‌های خرپای دوبعدی را بررسی نمودند [۸]. از سوی دیگر، در سال ۲۰۱۸، **Plaut** جابه‌جایی یک‌طرفه‌ی گنبد‌های کم‌عمق زیر فروجهش را به دست آورد [۹]. **Bazzucchi** و همکارانش در سال ۲۰۱۷ اندرکنش میان کمانش اولیری و فروجهش در خرپای صفحه‌ای فون مایسز با کاستی نخستین را بر حسب نسبت‌های لاغری و عمق بررسی کردند [۱۰]. سپس، آن‌ها به اثر عامل‌های لاغری و عمق، شرط‌های تکیه‌گاهی و الگوهای کاستی نخستین بر ظرفیت باربری یک سازه‌ی قوسی فون مایسز دست یافتند [۱۱]. با وارد آمدن نیروی محوری، جزءها می‌توانند به حد تسلیم برسند و تغییرشکل‌های کشسان-مومسان در اعضا ایجاد شود. بررسی مسأله‌ی پایداری کشسان-مومسان ایستا و پویای پوسته‌های شبکه‌ای یک لایه توسط **Fan** و

همکارانش [۱۲] و نیز **Zhi** و همکارانش [۱۳] به انجام رسید. **Gerstmayr** و **Irschik** نوسان کشسان-مومسان یک پاندول را واکاوی نمودند [۱۴]. در پژوهشی دیگر، **Savi** و **Pacheco** پاسخ پویای کشسان-مومسان یک نوسانگر دارای سخت‌شوندگی جنبشی و همسانگرد را در دسترس قرار دادند [۱۵]. با توجه به کاربرد فراوان خرپاهای فضایی بزرگ، اهمیت تحلیل پایداری این سازه‌ها بر همگان آشکار شده است. به تازگی، رفتار گنبد‌های دگردیسی پیش‌تنیده و پانل‌های مرکب توسط **Brinkmeyer** و همکارانش مطالعه شد [۱۶ و ۱۷]. همچنین، در سال ۲۰۱۶ **Feng** و همکارانش رفتار مکانیکی سازه‌های شبکه‌ای خرپای ساعت شنی را بررسی کردند [۱۸]. آزمایش پاسخ بالستیک خرپاهای شبکه‌ای هرمی مرکب توسط **Yungwirth** و همکارانش انجام شد [۱۹]. در سال ۲۰۱۷ وضعیت داشتن دو مسیر پایداری برای سازه‌های ناخطی هندسی توسط **Danso** و **Karpov** بررسی شد [۲۰]. **Wang** و همکارانش رفتار پانل‌های خرپایی با هسته‌ی کاگم را در سال ۲۰۰۳ به دست آوردند [۲۱]. در سال ۲۰۰۶ **Ligaro** و **Valvo** رفتار کشسان ایستایی خرپاهای فضایی هرمی را واکاوی کردند. آن‌ها به شیوه‌ی تحلیلی، کارمایه‌ی داخلی را با وارد کردن تغییرشکل‌های کشسان متوسط و عدم کمانش یا مومسانی موضعی، یافتند. سپس، آن‌ها کارمایه‌ی درونی را ثابت پنداشتند و معادله‌های ناخطی ایستایی، ماتریس سختی و عامل‌های پایداری را به صورت تحلیلی حساب کردند [۲۲].

در سال‌های ۲۰۱۴ و ۲۰۱۸، **Castro** [۲۳] و **Orlando** و همکارانش [۲۴] معادله‌های ناخطی حرکت برای خرپای هرمی کشسان کم عمق زیر نیروی هارمونیک را بررسی نمودند. در سال‌های اخیر، پایداری کشسان-مومسان خرپاهای صفحه‌ای و سه‌بعدی و نیز پوسته‌های شبکه‌ای توجه بسیاری از پژوهش‌گران را به خود جلب کرده است. به خاطر باید سپرد که واکاوی پایداری کشسان-مومسان بسیار پیچیده‌تر از تحلیل‌های کشسان سازه‌ها می‌باشد. نکته‌ی مهمتر اینکه همزمانی تحلیل ناخطی هندسی و ماده بر پیچیدگی مسأله می‌افزاید. در این مقاله، رابطه‌ی صریح مسیر ایستایی چند خرپا با رفتار کشسان-مومسان حساب می‌شود. برای انجام این کار، رفتار دوخطی برای نمودار تنش و کرنش ماده پنداشته خواهد شد. در یافتن معادله‌ی حاکم بر سازه، از پنداشت‌های تغییرشکل‌های بزرگ و کرنش گرین نیز بهره‌جویی می‌شود. خاطر نشان می‌کند، از پاسخ صریح مسیر ایستایی این خرپاها می‌توان برای آزمون سنگ‌نشانه‌ی راهکارهای نو واکاوی‌های ناخطی هندسه و ماده بهره‌جست. دو خرپای صفحه‌ای و دوخرپای سه‌بعدی در ادامه‌ی کار بررسی



خواهند شد.



شکل ۱- رابطه دوخطی تنش-کرنش مواد

معیار تسلیم یا کرنش مرز کشسان-مومسان جزء برابر با ϵ_0 می‌باشد. کارمایه کرنشی عضو پس از ورود به بازه مومسانی از رابطه زیر حساب خواهد شد:

$$U = \frac{1}{2} A_0 L_0 E (\epsilon_0)^2 + A_0 L_0 E (\epsilon - \epsilon_0) \epsilon_0 + \frac{1}{2} A_0 L_0 k E (\epsilon - \epsilon_0)^2 \quad (6)$$

با کمینه کردن کارمایه کل، معادله‌های تعادل در دسترس قرار می‌گیرند. برای این کار، مشتق کارمایه نهفته کل نسبت به جابه‌جایی‌های گرهی، برابر با صفر خواهد بود. افزون بر این، مشتق دوم این تابع، ماتریس سختی مماسی را به دست می‌دهد. از مقادیر ویژه و ویژه‌ی این ماتریس برای یافتن شرط‌های ناپایداری سازه بهره‌جویی می‌گردد. باید آگاه بود، جابه‌جایی‌های گرهی، که مقادیر ویژه ماتریس سختی مماسی را برابر صفر کنند، ناپایداری سازه را به همراه خواهند داشت.

۳- رابطه‌ی صریح مسیر پایداری چند خرپا

در این مقاله، رابطه‌ی بسته یا صریح میان نیرو و تغییر مکان چند خرپا در رفتار ناخطی همزمان ماده و هندسه پیدا می‌شود. برای این کار، از چند خرپای ساده در حالت‌های صفحه‌ای و سه‌بعدی بهره‌جویی می‌گردد. با افزایش شمار درجه‌های آزادی و پیچیده‌تر شدن رفتار سازه، یافتن مسیر تعادل بسیار دشوار و یا نشدنی خواهد شد. در تمامی خرپاهایی که در ادامه خواهند آمد، سطح مقطع عضوها برابر با مقدار ثابت A_0 می‌باشند. همچنین، همه‌ی طول‌های سازه ضریبی از l خواهند بود.

۳-۱- واکاوی خرپای صفحه‌ای سه‌عضوی

شکل (۲) خرپای صفحه‌ای با سه عضو را نشان می‌دهد. برای بررسی این خرپا، دستگاه مختصی XY در نقطه‌ی A بنا می‌گردد. این سازه دو درجه آزادی x و y در گره A ، به ترتیب، در راستاهای X و Y دارد. بزرگی بار وارد به خرپا در نقطه‌ی A

۲- کارمایه کرنشی خرپا

کارمایه نهفته‌ی کل خرپا، π ، از دو بخش کارمایه کرنشی، U ، و کارمایه خارجی، V ، شکل می‌گیرد. کارمایه خارجی اثر بارها را وارد واکاوی می‌سازد. اگر $\{q\}$ و $\{u\}$ به ترتیب، بردار بارهای ثابت گرهی و بردار جابه‌جایی‌های گرهی را نشان دهند، برابری‌های زیر برقرار می‌باشند:

$$\pi = U + V \quad (1)$$

$$V = -\{q\}^T \{u\} \quad (2)$$

هر عضو خرپا تنها یک نیروی محوری دارد. بر این پایه، در آن فقط یک کرنش و تنش محوری به وجود می‌آید. در حالت کشسان خطی، کارمایه کرنشی هر عضو خرپا به آسانی حساب می‌شود.

$$U = \frac{1}{2} A_0 L_0 E \epsilon^2 \quad (3)$$

$$\epsilon = \frac{L^2 - L_0^2}{2L_0^2} \quad (4)$$

در این رابطه، A_0 مساحت مقطع، L_0 طول اولیه و E ضریب کشسانی عضو خرپایی می‌باشند. همچنین، ϵ کرنش محوری عضو است. در رابطه‌سازی لاگرانژی کامل، کرنش گرین-لاگرانژ و تنش پیولا-کریشهف به‌کار می‌روند. برای یافتن کرنش ϵ از رابطه‌ی کرنش گرین-لاگرانژ به صورت برابری (۴) بهره‌جویی می‌گردد. L طول عضو بعد از تغییر شکل را نشان می‌دهد. با جمع کارمایه‌های کرنشی جزءهای خرپا و بهره‌بردن از کارمایه خارجی، کارمایه کل خرپا در حالت کشسان خطی به شکل زیر در دسترس قرار می‌گیرد:

$$\pi = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n (A_0 L_0 E \epsilon^2)_i - \{q\}^T \{p\} \quad (5)$$

در این برابری، n شمار جزءهای خرپا را نشان می‌دهد. کارمایه کرنشی هر جزء تا مرز مومسانی از رابطه‌ی (۳) به‌دست می‌آید. با ورود جزء به بازه مومسانی، کارمایه کرنشی برپایه‌ی ضریب کشسانی وابسته حساب خواهد شد. برای نمایش رفتار مومسان خرپا، از تابع دوخطی شکل (۱) برای ماده بهره‌جویی می‌شود. این نمودار برای بخش نخست، دارای ضریب کشسانی E است و برای ناحیه‌ی مومسان شیب ثابت kE دارد. خاطر نشان می‌کند، این الگوی مومسانی برای بارگذاری افزایشی شایسته است و مناسب بارچرخه‌ای نیست.

$$[K_T] = \begin{bmatrix} \pi_{xx} & \pi_{xy} \\ \pi_{yx} & \pi_{yy} \end{bmatrix} = \frac{A_0 E}{64000l^3} \begin{bmatrix} k_1 & k_2 \\ k_2 & k_3 \end{bmatrix}$$

$$k_1 = 9216l^2 + 2024x^2 + 8096ly + 1012(x^2 + y^2) \quad (11)$$

$$k_2 = 8096lx + 2024xy$$

$$k_3 = 32384l^2 + 24288ly + 2024y^2 + 1012(x^2 + y^2)$$

مقدارهای ویژه و ماتریس سختی مماسی، برای یافتن حالت‌های ناپایداری خرپا به کار می‌روند. دو مقدار ویژه برای این ماتریس سختی مماسی به صورت زیر وجود دارد:

$$\det(K_T - \omega I) = 0 \quad (12)$$

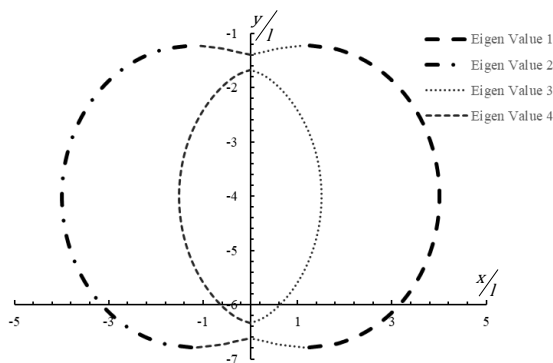
$$\begin{cases} \omega_1 = \left(\frac{A_0 E}{16000l^3} \right) (c + d) \\ \omega_2 = \left(\frac{A_0 E}{16000l^3} \right) (c - d) \end{cases} \quad (13)$$

$$c = 5200l^2 + 506x^2 + 4048ly + 506y^2$$

$$d = \sqrt{\frac{8386816l^4 + 2631200l^2x^2 + 64009x^4 + 117230058l^3y + 1024144lx^2y + 64009y^4 + 5561952l^2y^2 + 128018x^2y^2 + 10241ly^3}{16000l^3}} \quad (14)$$

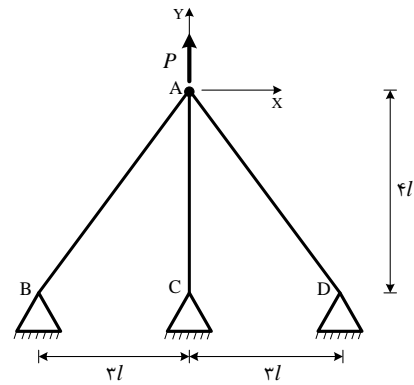
با صفر شدن مقدارهای ویژه، رابطه‌هایی به صورت زیر میان اندازه‌های جابه‌جایی‌های گرهی پدیدار می‌گردد. این رابطه‌ها وابسته به وضعیت‌های ناپایدار خرپا می‌باشند. شکل (۳) نمودار جابه‌جایی‌های وابسته به این وضعیت را نشان می‌دهد.

$$\begin{cases} x = \pm \frac{\sqrt{\frac{-5200l^2 - 6072ly - 759y^2 + 16\sqrt{l^2(-112967l^2 - 13662y(y - 8l))}}{\sqrt{759}}}}{\sqrt{759}} \\ x = \pm \frac{\sqrt{\frac{-5200l^2 - 6072ly - 759y^2 - 16\sqrt{l^2(-112967l^2 - 13662y(y - 8l))}}{\sqrt{759}}}}{\sqrt{759}} \end{cases} \quad (15)$$



شکل ۳- نمودار جابه‌جایی‌های گرهی وابسته به مقدارهای ویژه صفر در گام نخست

در جهت مثبت محور Y برابر با P می‌باشد.



شکل ۲- هندسه و بارگذاری خرپای صفحه‌ای

نخست، طول پسین هر عضو پس از جابه‌جایی‌های بزرگ گره A حساب می‌شود. سپس، با بهره‌جویی از رابطه‌های (۳) و (۴)، تابع کارمایه‌های کرنشی تمامی اعضا در دسترس قرار می‌گیرد. به دنبال این‌ها، با افزودن کارمایه‌ی بار خارجی، می‌توان کارمایه‌ی نهفته‌ی کل خرپا را به صورت زیر به دست آورد:

$$U = \frac{A_0 E}{8l^3} \left[\frac{((x + 3l)^2 + (y + 4l)^2 - 25l^2)^2}{125} + \frac{((x - 3l)^2 + (y + 4l)^2 - 25l^2)^2}{125} + \frac{((x)^2 + (y + 4l)^2 - 16l^2)^2}{64} \right] \quad (7)$$

$$\pi = \frac{A_0 E}{64000l^3} \left[\frac{4048ly(x^2 + y^2) + 253(x^2 + y^2)^2}{64l^2(72x^2 + 253y^2)} \right] - py \quad (8)$$

آشکار است که در کارمایه‌ی نهفته‌ی کل سازه دو جابه‌جایی گرهی x و y حضور دارند. کمینه‌سازی این تابع نسبت به جابه‌جایی‌های گرهی، رابطه‌های (۹) و (۱۰) را نتیجه می‌دهد. این معادله‌ها مسیر ایستایی را برای رفتار کشسان ماده مشخص می‌نمایند. برای شناسایی وضعیت ناپایداری نیاز به برپایی ماتریس سختی مماسی است. با یافتن مشتق دوم کارمایه‌ی کرنشی کل خرپا نسبت به جابه‌جایی‌های گرهی، ماتریس سختی مماسی به صورت زیر برای رفتار کشسان ماده در دسترس قرار می‌گیرد:

$$\frac{\partial \pi}{\partial x} = \frac{A_0 E}{64000l^3} (9216l^2x + 8096lxy + 1012x(x^2 + y^2)) = 0 \quad (9)$$

$$\frac{\partial \pi}{\partial x} = \frac{A_0 E}{64000l^3} \left(\frac{32384l^2y + 8096ly^2 + 4048l(x^2 + y^2) + 1012y(x^2 + y^2)}{1012y(x^2 + y^2)} \right) - p = 0 \quad (10)$$

$$\begin{cases} x_1 = 0 \\ y_1 = \frac{4}{253}(-253 \pm \sqrt{27577})l \\ f_1 = \pm \frac{24196}{7l^3} \end{cases} \quad (19)$$

$$\begin{cases} x_2 = 0 \\ y_2 = \frac{4}{3}(-3 \pm \sqrt{3})l \\ f_2 = \pm \frac{24929}{2l^3} \end{cases}$$

هر چهار جابه‌جایی گرهی کنونی در راستای منفی y می‌باشند. پاسخ y با کمترین اندازه‌ی قدرمطلق، نقطه‌ی ناپایداری را نشان می‌دهد. بنابراین، خرپا در نقطه با $y = -1/3745l$ روی مسیر ایستایی اولیه ناپایدار خواهد شد. اینک، حالت قرارگیری در بازه‌ی کشسان برای این نقطه بررسی می‌شود. نخست، کرنش هر یک از عضوهای خرپا در جابه‌جایی‌های گرهی $x = 0$ و $y = -1/3745l$ به دست می‌آیند. در نقطه‌ی ناپایداری، کرنش عضوهای AB و AD برابر با $-0/2199$ و کرنش در عضو AC برابر با $-0/3436$ خواهد بود. از سوی دیگر، برپایه‌ی شکل (۱) کرنش نهایی رفتار کشسان برابر با $\epsilon_0 = 0/002$ می‌باشد. از این رو، تمامی اعضا در نقطه ناپایداری خرپا از حالت کشسان خارج شده‌اند. بنابراین، بایستی جابه‌جایی‌های گرهی وابسته به نخستین ورود به ناحیه‌ی مومسان را در مسیر ایستایی اولیه یافت. در این مسیر، جابه‌جایی گرهی x برابر با صفر است. می‌توان y وابسته به رسیدن هر عضو به کرنش ϵ_0 را یافت. عضوهای AB و AD در $y = -0/0125l$ مومسان می‌شوند. همچنین، در $y = -0/008l$ ، عضو AC از حالت کشسان خارج می‌گردد. بنابراین، مسیر ایستایی رابطه‌ی (۱۷) تنها تا جابه‌جایی‌های گرهی $x = 0$ و $y = -0/008l$ اعتبار دارد. در این نقطه $f = -258/2953l^3$ می‌باشد. پس از آن، در گام دوم، عضو AC، از رابطه‌ی (۶) بهره‌جویی می‌گردد. این کار، کارمایه‌ی کرنشی گام دوم را به صورت زیر در دسترس قرار می‌دهد:

$$U = \frac{EA_0}{l^3} \times \left[\begin{aligned} &(0.032l + 0.031lk)(x^2y + y^3) + \\ &0.002((x^4 + y^4)(k + 1) - l^3y(k - 1)) + \\ &8 \times 10^{-6}l^4(k - 1) + 0.004x^2y^2(k + 1) + \\ &l^2x^2(0.072 - 2.5 \times 10^{-4}k) + \\ &l^2y^2(0.128 + 0.124k) \end{aligned} \right] \quad (20)$$

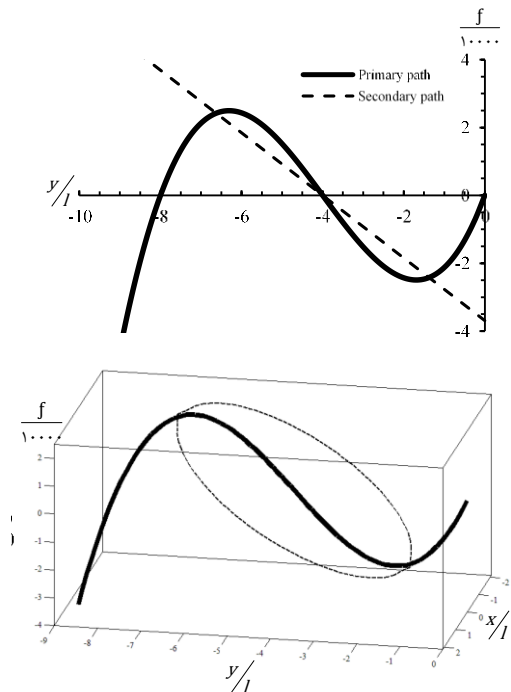
کمینه کردن کارمایه‌ی کل به معادله‌های ایستای همانند

معادله‌های تعادل خرپا پیش از این در رابطه‌های (۹) و (۱۰) آمدند. برای سادگی، عامل f در ادامه تعریف می‌شود. با حل معادله‌های تعادل، مسیر بار-جابه‌جایی خرپا محاسبه می‌گردد. این کار دو پاسخ به صورت رابطه‌های زیر در دسترس قرار می‌دهد. مسیرهای ایستایی خرپای صفحه‌ای سه عضوی را شکل (۴) نشان می‌دهد.

$$f = \frac{64000l^3p}{A_0E} \quad (16)$$

$$\begin{cases} x_1 = 0 \\ f_1 = y(32384l^2 + 12144ly + 1012y^2) \end{cases} \quad (17)$$

$$\begin{cases} x_2 = \pm \frac{\sqrt{253}}{253} \sqrt{-253y^2 - 2304l^2 - 2024yl} \\ f_2 = -36864l^3 - 9216l^2y \end{cases} \quad (18)$$



شکل ۴- مسیرهای ایستایی در گام نخست

برپایه‌ی تقارن هندسه و بارگذاری خرپای صفحه‌ای سه عضوی، مسیر ایستایی نخستین به صورت رابطه‌ی (۱۷) خواهد بود. این پاسخ تا زمانی معتبر است که سازه ناپایدار نشود و رفتار کشسان داشته باشد. با قراردادی $x = 0$ در رابطه‌ی (۱۵)، اندازه‌ی y وابسته به حالت ناپایدار حساب می‌شود. با انجام این کار، پاسخ‌های زیر در دسترس قرار می‌گیرند:

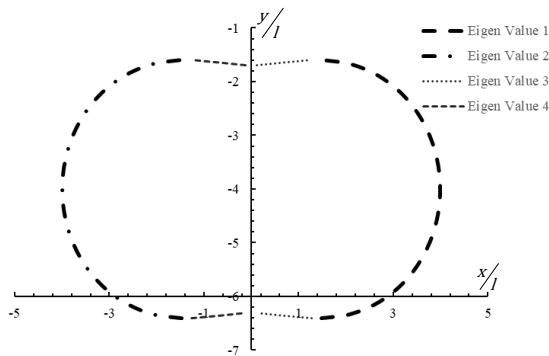
ماتریس سختی مماسی از مشتق دوم کارمایه ی کل نسبت به جابه‌جایی‌های گرهی حساب می‌شود. این ماتریس در زیر می‌آید. با صفر کردن مقادیرهای ویژه ی ماتریس سختی مماسی، جابه‌جایی گرهی x بر حسب جابه‌جایی گرهی y و طول l در دسترس قرار خواهد گرفت. نمودار وابسته به مقادیرهای ویژه ی برابر با صفر، با فرض $k = 0.02$ ، در شکل (۶) می‌آید.

$$[K_T] = \begin{bmatrix} \pi_{xx} & \pi_{xy} \\ \pi_{yx} & \pi_{yy} \end{bmatrix} = \frac{A_0 E}{16000l^3} \begin{bmatrix} k_1 & k_2 \\ k_2 & k_3 \end{bmatrix}$$

$$k_1 = (3x^2 + y^2 + 8yl)(128 + 125k) + 8l^2(289 - k) \quad (25)$$

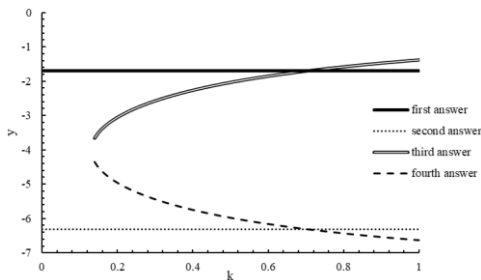
$$k_2 = 2x(y + 4l)(128 + 125k)$$

$$k_3 = (x^2 + 3y^2 + 24yl)(128 + 125k) + 8l^2(513 + 499k)$$



شکل ۶- نمودار وابسته به مقادیرهای ویژه ی برابر صفر در گام دوم

با بهره‌جویی از مسیر ایستایی گام دوم و مقادیرهای ویژه ی ماتریس سختی مماسی، نقطه‌های حدی ناپایداری روی مسیر ایستایی حساب می‌گردد. این کار، چهار پاسخ را بر حسب عامل k در دسترس قرار می‌دهد. شکل (۷) نمودار این پاسخ‌ها برای اندازه‌های مختلف k را آشکار می‌سازد. پاسخ درست از میان این جواب‌ها انتخاب می‌گردد. نمودار پاسخ‌های یکم و سوم در شکل (۷)، به ترتیب، پاسخ درست را برای مقادیرهای $k > 0.7052$ و $k < 0.7052$ نمایش می‌دهند.



شکل ۷- نمودار جابه‌جایی گرهی y وابسته به وضعیت ناپایداری

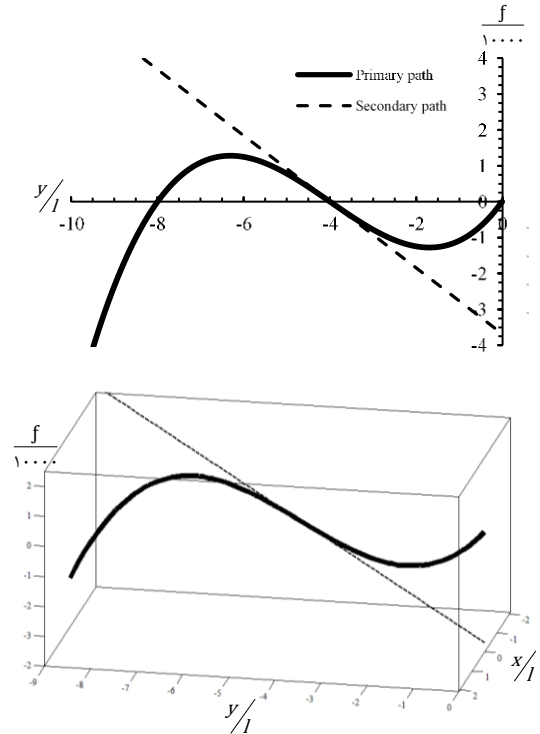
رابطه‌های زیر می‌انجامد. نتیجه‌ها با کمک عامل f ساده شده‌اند. سه پاسخ معادله‌های تعادل در ادامه می‌آیند. از این میان، با توجه به جابه‌جایی گرهی x در آخرین نقطه از مسیر ایستایی نخست، رابطه ی (۲۳) مسیر دوم ایستایی را می‌سازد. از سوی دیگر، پاسخ x در برابری (۲۴) به ازای تمامی اندازه‌های y عددی مختلط خواهد شد. شکل (۵) مسیر ایستایی گام دوم را برای $k = 0.02$ نشان می‌دهد.

$$\frac{\partial \pi}{\partial x} = \frac{A_0 E}{16000l^3} x \left[\frac{(128 + 125k) \times (x^2 + y^2 + 8yl) + 8l^2(289 - k)}{8l^2(289 - k)} \right] \quad (21)$$

$$\frac{\partial \pi}{\partial y} = 4(y + 4l) \left[\frac{(128 + 125k) \times (x^2 + y^2 + 8yl) + 8l^2(1 - k)}{8l^2(1 - k)} \right] = f \quad (22)$$

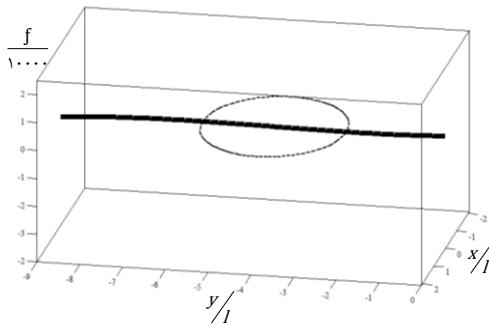
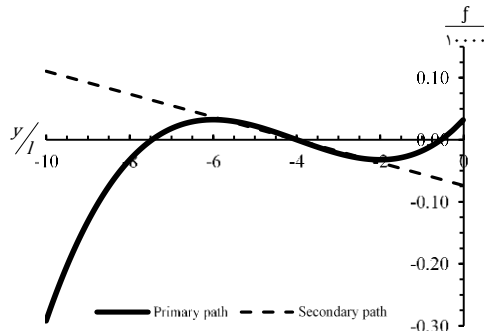
$$\begin{cases} x_1 = 0 \\ f_1 = 4(y + 4l) \left(\frac{y^2(128 + 125k) + 8l^2(1 - k)}{+8yl(128 + 125k)} \right) \end{cases} \quad (23)$$

$$\begin{cases} x_2 = \frac{\pm 1}{128 + 125k} \sqrt{\frac{-(128 + 125k) \times ((8yl + y^2)(128 + 125k) + 8(289 - k)l^2)}{}} \\ f_2 = -9216l^2(y + 4l) \end{cases} \quad (24)$$

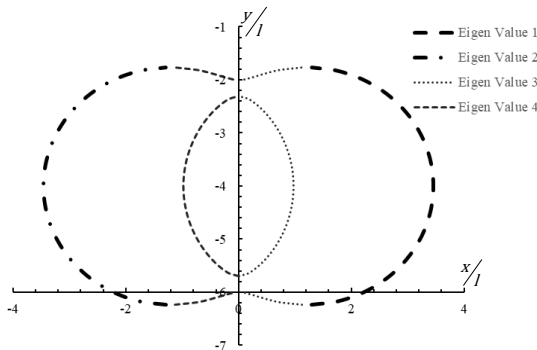


شکل ۵- مسیر ایستایی گام دوم

$$\begin{cases} x_2 = \frac{\pm 1}{1265k} \sqrt{\frac{-1265 \times (1265(8kyl + ky^2) + 104l^2 + 11416kl^2)}{104l^2 + 11416kl^2}} \\ f_2 = -9216kl^2(y + 4l) \end{cases} \quad (32)$$



شکل ۸- مسیر ایستایی گام سوم



شکل ۹- نمودار وابسته به مقادیر ویژه صفر گام سوم

قراردهی پاسخ درست معادله‌های تعادل در مسیرهای حدی پایداری، چهار پاسخ بر حسب عامل k برای جابه‌جایی‌های گرهی نقطه‌ی ناپایدار در دسترس قرار می‌دهد. شکل (۱۰) نمودار این پاسخ‌ها را برای اندازه‌های مختلف k نشان می‌دهد. پاسخ درست برای مقادیر $k < 0.033943$ و $k > 0.033943$ به ترتیب، در نمودار پاسخ یکم و سوم از شکل (۱۰) آمده است.

برای $k = 0.02$ نقطه‌ی حد پایداری مسیر ایستایی گام دوم به‌صورت رابطه‌ی زیر حساب می‌شود. اینک بایستی کشسان بودن عضوهای AB و AD در این نقطه واکاوی گردد. با داشتن جابه‌جایی‌های گرهی در این نقطه، کرنش عضوهای AB و AD برابر با 0.2712 - به دست می‌آید. به سخن دیگر، در این نقطه تمامی اعضا مومسان شده‌اند. از این‌رو، باید جابه‌جایی وابسته به مرز مومسانی عضوهای AB و AD نیز به دست آید.

$$\begin{cases} x = 0 \\ y = -1.69494 \\ f = -12786.3904l^3 \end{cases} \quad (26)$$

با قراردهی کرنش عضوهای AB و AD برابر با کرنش جاری شدن فولاد، جابه‌جایی‌های گرهی و نیروی وابسته، به شکل رابطه‌ی زیر حساب خواهد شد. پس از این جابه‌جایی، تمامی عضوهای خرپا مومسان می‌شوند. در گام سوم، کارمایه‌ی کل خرپا برپایه‌ی مومسان شدن تمامی اعضا در دسترس قرار می‌گیرد. کمینه‌سازی این کارمایه، معادله‌های تعادل را نتیجه می‌دهد. معادله‌های تعادل و ماتریس سختی مماسی در حالت مومسان شدن تمامی اعضا در ادامه می‌آیند.

$$\begin{cases} x = 0 \\ y = -0.0125l \\ f = -15.95l^3(4.78 + 20.48k) \end{cases} \quad (27)$$

$$\frac{\partial \pi}{\partial x} = \frac{A_0 k E}{80000l^3} x (1265k(y^2 + x^2 + 8yl)) = 0 \quad (28)$$

$$\frac{\partial \pi}{\partial y} = \frac{4}{5} (1265k(4x^2l + x^2y + 12y^2l + y^3) + 416l^3(1 - k) + 8l^2y(5047k + 13)) = f \quad (29)$$

$$[K_T] = \begin{bmatrix} \pi_{xx} & \pi_{xy} \\ \pi_{yx} & \pi_{yy} \end{bmatrix} = \frac{A_0 E}{80000l^3} \begin{bmatrix} k_1 & k_2 \\ k_2 & k_3 \end{bmatrix} \quad (30)$$

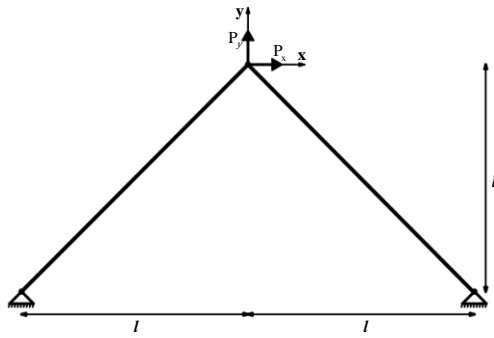
$$k_1 = 1265k(y^2 + 8ly + 3x^2) + 8l^2(1427k + 13)$$

$$k_2 = 2530xk(y + 4l)$$

$$k_3 = 1265k(x^2 + 24ly + 3y^2) + 8l^2(5047k + 13)$$

معادله‌های تعادل دو پاسخ به‌صورت زیر دارند. از این میان، رابطه‌ی (۳۱) پاسخ همخوان با تقارن هندسه، بارگذاری و تغییرشکل سازه می‌باشد. با فرض $k = 0.02$ ، شکل (۸) مسیر ایستایی گام سوم را نشان می‌دهد. همچنین، نمودار وابسته به مقادیر ویژه صفر برای ماتریس سختی مماسی در شکل (۹) می‌آید.

$$\begin{cases} x = 0 \\ f = \frac{4}{5} (8l^2y(5047k + 13) + 1265ky^2(112l + ky) + 416l^3(1 - k)) \end{cases} \quad (31)$$



شکل ۱۱- هندسه و بارگذاری خرپای صفحه‌ای دو عضوی

$$\begin{cases} \frac{\partial \pi}{\partial x} = \frac{\sqrt{2}}{4l^3} A_0 E x (x^2 + 2l^2 + y^2 + 2yl) - p_x = 0 \\ \frac{\partial \pi}{\partial y} = \frac{\sqrt{2}}{4l^3} A_0 E (y + l) (x^2 + y^2 + 2yl) - p_y = 0 \end{cases} \quad (36)$$

یافتن مقادیرهای ویژه‌ی ماتریس سختی مماسی برای واکوی وضعیت ناپایداری خرپا بایسته است. ماتریس سختی مماسی از مشتق‌های دوم کارمایه‌ی کل خرپا نسبت به جابه‌جایی‌های گرهی به شکل زیر به دست می‌آید:

$$[K_T] = \begin{bmatrix} \pi_{xx} & \pi_{xy} \\ \pi_{yx} & \pi_{yy} \end{bmatrix} = \frac{\sqrt{2}}{4l^3} A_0 E \begin{bmatrix} k_1 & k_2 \\ k_2 & k_3 \end{bmatrix} \quad (37)$$

$$\begin{aligned} k_1 &= (3x^2 + 2l^2 + y^2 + 2yl) \\ k_2 &= 2x(y + l) \\ k_3 &= (3y^2 + 6yl + 2l^2 + x^2) \end{aligned}$$

با بهره‌بردن از عامل f' ، پاسخ‌های معادله‌های تعادل خرپا به صورت زیر در دسترس قرار می‌گیرد. نمودار مسیره‌ی ایستایی در شکل (۱۲) می‌آید.

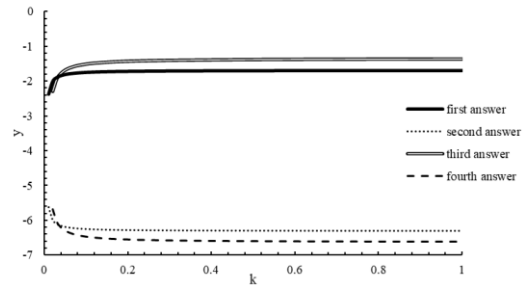
$$\begin{cases} x_1 = \frac{1}{60} \left(\sqrt[3]{A+B} - \frac{C}{\sqrt[3]{A+B}} + y + 1 \right) \\ f'_1 = (y+l) \left(\frac{1}{3600} \left(\sqrt[3]{A+B} - \frac{C}{\sqrt[3]{A+B}} \right)^2 + y + l + y(y+2l) \right) \end{cases} \quad (38)$$

$$A = 3603yl^2 + 3601y^2(3l + y) - 3599l^3$$

$$B = 60 \sqrt{482403y^5(y+6l) + 3l^2 \left(\frac{16l(79975l^3 + 319601y^3) + (3831202yl^3 + 5742809y^2l^2)}{+2886414y^4} \right)} \quad (39)$$

$$C = (1199y(y+2l) + 2399l^2)$$

$$f' = \frac{4l^3 p_y}{\sqrt{2} A_0 E} \quad (40)$$



شکل ۱۰- نمودار جابه‌جایی گرهی y وابسته به وضعیت ناپایداری

برای $k = 0.02$ نقطه‌ی حد پایداری مسیر ایستایی گام سوم به صورت زیر حساب می‌شود.

$$\begin{cases} x = 0 \\ y = -2.0023731l \\ f = -322.68868l^3 \end{cases} \quad (33)$$

با داشتن پاسخ‌های درست در هر گام، می‌توان مسیر ایستایی خرپا را یافت. تابع صریح مسیر ایستایی خرپا به وسیله‌ی رابطه‌های زیر در دسترس قرار می‌گیرد:

$$\begin{aligned} & \text{for } y \leq -0.0080l \\ & \begin{cases} x_1 = 0 \\ f_1 = y(32384l^2 + 12144ly + 1012y^2) \end{cases} \\ & \text{for } -0.0080l \leq y \leq -0.0125l \\ & \begin{cases} x_2 = 0 \\ f_2 = 4(y+4l) \left(y^2(128 + 125k) + 8yl(128 + 125k) + 8l^2(1-k) \right) \end{cases} \quad (34) \\ & \text{for } -0.0125l \leq y \leq -2.0024l \\ & \begin{cases} x_3 = 0 \\ f_3 = \frac{4}{5}k \left(8l^2y(5047k + 13) + 1265ky^2(12l + ky) + 416l^3(1-k) \right) \end{cases} \end{aligned}$$

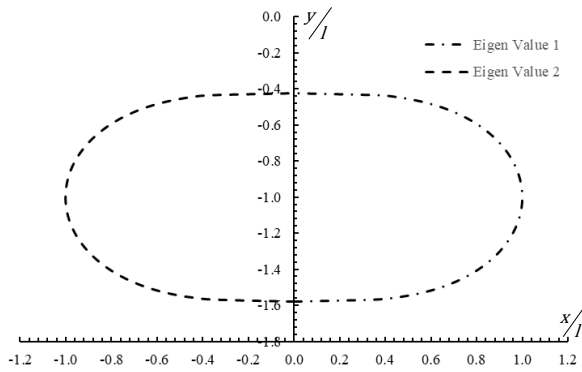
۳-۲- بررسی خرپای صفحه‌ای دو عضوی

شکل (۱۱) خرپای صفحه‌ای با دو عضو را نشان می‌دهد. دستگاه مختصه‌ی XY در گره A بنا می‌گردد. سازه دو درجه آزادی x و y در گره A ، به ترتیب، در راستاهای X و Y دارد. بارهای p_x و p_y ، به ترتیب، در جهت مثبت محورهای x و y به نقطه‌ی A وارد می‌آید. در این مساله فرض می‌شود بار p_x اندازه‌ای برابر با یک-بیستم بار p_y دارد.

بر پایه‌ی پنداشت رفتار کشسان، از روی هم‌گذاری کارمایه‌ی کرنشی عضوهای خرپا و کارمایه‌ی بار بیرونی، کارمایه‌ی کل خرپا به صورت زیر در دسترس قرار می‌گیرد. معادله‌های تعادل خرپا نیز از کمینه‌سازی کارمایه‌ی کرنشی نسبت به جابه‌جایی‌های گرهی x و y ، به دست می‌آیند.

$$U = \frac{\sqrt{2}}{16l^3} A_0 E \left(4l(l+y)(x^2 + y^2) + 2x^2y^2 + x^4 + y^4 \right) \quad (35)$$





شکل ۱۳- نمودار وابسته به مقادیرهای ویژه صفر در گام نخست

از برابر صفر قرار دادن مقادیرهای ویژه ماتریس سختی مماسی بر روی مسیر ایستایی نخستین، پاسخ‌های زیر نتیجه می‌شوند. از میان پاسخ‌ها، کمترین اندازه‌ی قدرمطلق که در رابطه‌ی (۴۶) می‌آید، جواب درست خواهد بود. در حد پایداری در مسیر ایستایی نخستین، کرنش عضوهای AB و AC خریا به ترتیب برابر $-0/1923$ و $-0/1747$ می‌باشد. به سخن دیگر، هر دو عضو خریا در این مقدار کرنش، مومسان شده‌اند.

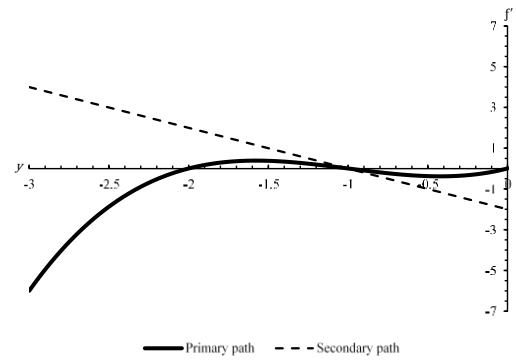
$$\begin{cases} x_1 = -0.014427l \\ y_1 = -0.42265l \\ f'_1 = -0.38478l^3 \end{cases} \quad (46)$$

$$\begin{cases} x_1 = -0.014427l \\ y_1 = -1.57735l \\ f'_1 = -0.38478l^3 \end{cases} \quad (47)$$

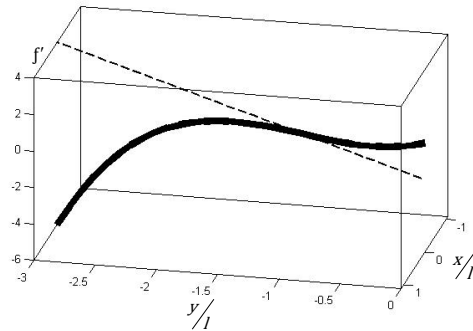
اینک اندازه x و y وابسته به ایجاد بیشینه‌ی کرنش کشسان در اعضا حساب می‌گردد. بر روی مسیر ایستایی نخست، در $x = -0.00019l$ ، $y = -0.003813l$ و $f' = -0.00758l^3$ عضو AB خریا مومسان خواهد شد. پس از آن، کارمایه‌ی کرنشی خریا به صورت زیر است:

$$U = \sqrt{2}A_0El \begin{pmatrix} \frac{1}{2000l^2}(x^2 + y^2 + 2l(x + y)) \\ + \frac{1}{8l^4}k(x^2 + y^2 + 2l(x + y))^2 \\ + \frac{1}{32l^4}(x^2 + y^2 + 2(y + x))^2 \\ - \frac{1}{5 \times 10^5}(1 + 4k) \end{pmatrix} \quad (48)$$

معادله‌های ایستایی گام دوم از کمینه‌شدن کارمایه‌ی کل نسبت به جابه‌جایی‌های گره‌ی به دست می‌آیند. نمودار مسیرهای ایستایی با فرض $k = 0/02$ در شکل (۱۴) ترسیم می‌شوند. جابه‌جایی‌های گره‌ی خریا در انتهای گام نخست، پاسخ درست را مشخص می‌سازد.



شکل ۱۲- مسیرهای ایستایی گام نخست



بر پایه‌ی جابه‌جایی خریا در ابتدای بارگذاری، رابطه‌ی (۳۸) نخستین مسیر ایستایی خریا را نمایش می‌دهد. مقادیرهای ویژه‌ی ماتریس سختی مماسی، حد پایداری خریا را در مسیر ایستایی نخست مشخص می‌کنند. این مقادیر در رابطه‌های زیر می‌آیند. جابه‌جایی‌های گره‌ی وابسته به مقادیرهای ویژه صفر نیز در رابطه‌های (۴۴) و (۴۵) در دسترس قرار می‌گیرند. نمودار این مقادیر همانند شکل (۱۳) است.

$$\det(K_T - \omega I) = 0 \quad (41)$$

$$\begin{cases} \omega_1 = \left(\frac{A_0E}{4l^3}\right)(c + d) \\ \omega_2 = \left(\frac{A_0E}{4l^3}\right)(c - d) \end{cases} \quad (42)$$

$$\begin{aligned} c &= 2\sqrt{2}(l^2 + 2yl + x^2 + y^2) \\ d &= \sqrt{2\left(\frac{4l^2(x^2 + y^2) + 4yl(x^2 + 4y^2)}{x^4 + 2x^2y^2 + y^4}\right)} \end{aligned} \quad (43)$$

$$x_1 = \pm \frac{1}{3} \sqrt{\frac{6\sqrt{-l^2(2l^2 + 3y^2 + 6ly)}}{-3(2l^2 + 3y^2 + 6ly)}} \quad (44)$$

$$x_2 = \pm \frac{1}{3} \sqrt{\frac{-6\sqrt{-l^2(2l^2 + 3y^2 + 6ly)}}{-3(2l^2 + 3y^2 + 6ly)}} \quad (45)$$

$$[K_T] = \begin{bmatrix} \pi_{xx} & \pi_{xy} \\ \pi_{yx} & \pi_{yy} \end{bmatrix} = \frac{\sqrt{2}}{4} A_0 E I \begin{bmatrix} k_1 & k_2 \\ k_2 & k_3 \end{bmatrix}$$

$$k_1 = \left(\frac{1}{250} + k \left(\left(\frac{x}{l} + 1 \right)^2 + \frac{1}{l} (x+y) \right) + \frac{1}{2l^2} (x^2 + y^2) - \frac{1}{250} \right) + \left(\frac{x}{l} - 1 \right)^2 + \frac{1}{2l^2} (x^2 + y^2) + \frac{1}{l} (y-x) \quad (50)$$

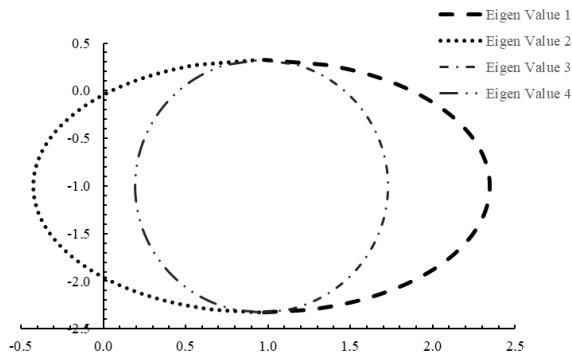
$$k_2 = \left(\frac{y}{l} + 1 \right) \left(k \left(\frac{x}{l} + 1 \right) + \left(\frac{x}{l} - 1 \right) \right)$$

$$k_3 = \left(\frac{1}{250} + k \left(\left(\frac{y}{l} + 1 \right)^2 + \frac{1}{l} (x+y) \right) + \frac{1}{2l^2} (x^2 + y^2) - \frac{1}{250} \right) + \left(\frac{y}{l} + 1 \right)^2 + \frac{1}{2l^2} (x^2 + y^2) + \frac{1}{l} (y-x)$$

$$\begin{cases} \omega_1 = \left(\frac{A_0 E}{8l^3} \right) (c+d) \\ \omega_2 = \left(\frac{A_0 E}{8l^3} \right) (c-d) \end{cases} \quad (51)$$

$$c = 2\sqrt{2} \begin{pmatrix} l^2 + kl^2 + 2ly + 2lkx + 2lky \\ -2lx + kx^2 + x^2 + ky^2 + y^2 \end{pmatrix}$$

$$d = \frac{2k^2 \begin{pmatrix} 4l^4 + 8l^2 \left(\frac{l(x+y)}{(x^2+y^2+xy)} \right) + 4l \left((x^2+y^2)(x+y) \right) \\ -4l^3(l+2y) + 4ly(x^2+y^2) \\ + x^4 + y^4 + 2y^2x^2 \\ + 8l^4 - 16l^2(x^2+y^2+xy) \\ + (8l(x^2+y^2) + 16l^3)(y-x) \\ + (k^2+1)(2x^4+2y^4+4x^2y^2) \end{pmatrix}}{\sqrt{\dots}} \quad (52)$$

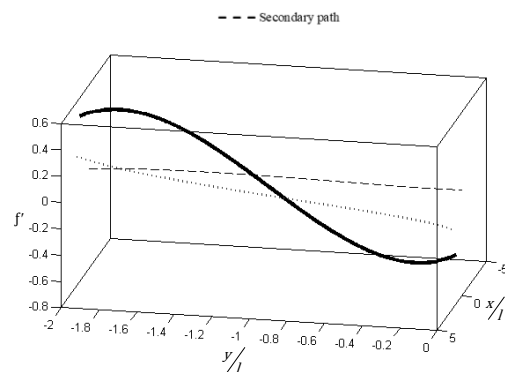
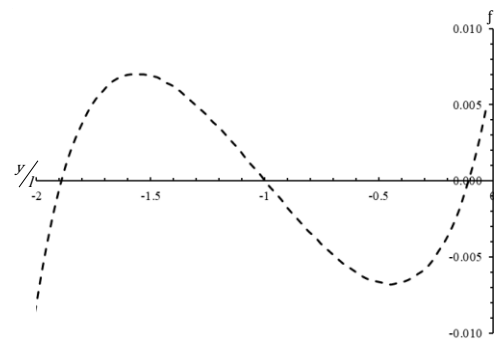
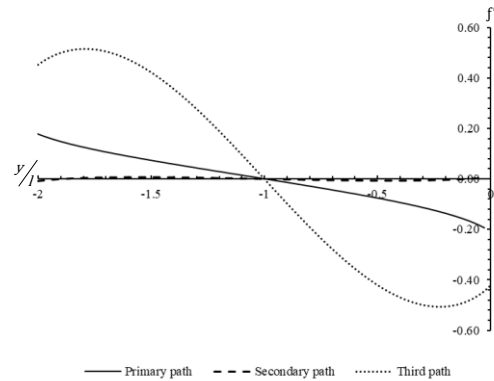


شکل ۱۵- نمودار وابسته به مقادیرهای ویژه‌ی صفر در گام دوم

رابطه‌ی (۵۳) مختصه‌ی اولین نقطه با مقدار ویژه‌ی صفر روی مسیر ایستایی را به عنوان نقطه‌ی حد ناپایداری برای مسیر ایستایی گام دوم نشان می‌دهد.

در حد پایداری در مسیر ایستایی دوم، کرنش عضوهای AB و AC خرپا به ترتیب برابر ۰/۳۷۸- و ۰/۰۰۲۱- می‌باشند. در این نقطه، هر دو عضو خرپا مومسان هستند.

$$\begin{cases} \frac{\partial \pi}{\partial x} = 0; 4l^2 \left(\frac{1}{1000} (x+l) + \frac{1}{2} k(x+l) \left(\frac{1}{4l^2} ((x+l)^2 + \dots) - \frac{1}{500} \right) + \frac{1}{8l^2} (x-l) \left(\frac{(x-l)^2 + \dots}{(y+l)^2 - 2l^2} \right) \right) = f' \\ \frac{\partial \pi}{\partial y} = 0; 4l^2 \left(\frac{1}{1000} (y+l) + \frac{1}{2} k(y+l) \left(\frac{1}{4l^2} ((x+l)^2 + \dots) - \frac{1}{500} \right) + \frac{1}{8l^2} (y+l) \left(\frac{(x-l)^2 + \dots}{(y+l)^2 - 2l^2} \right) \right) = f' \end{cases} \quad (49)$$



شکل ۱۴- مسیرهای ایستایی گام دوم

مشتق دوم کارمایه‌ی کل نسبت به جابه‌جایی‌های گره‌ی ماتریس سختی مماسی را در اختیار قرار می‌دهد. رابطه (۵۱) مقادیرهای ویژه‌ی ماتریس سختی مماسی را نشان می‌دهند. نمودار وابسته به صفر شدن مقادیرهای ویژه در شکل (۱۵) می‌آید.



$$\begin{cases} \frac{\partial \pi}{\partial x} = 0; \frac{4}{25}x(l^2(1+249k) + 125k(x^2+y^2+2ly)) = f' \\ \frac{\partial \pi}{\partial y} = 0; \frac{1}{125}(y+l)(l^2(1-k) + 125k(x^2+y^2+2ly)) = f' \end{cases} \quad (56)$$

ماتریس سختی مماسی از مشتق دوم کارمایه‌ی کل نسبت به جابه‌جایی‌های گره‌ی در اختیار قرار می‌گیرد. رابطه (57) این ماتریس را نمایش می‌دهد. همچنین، مقدارهای ویژه ماتریس سختی مماسی در رابطه (58) آمده است. نمودار وابسته به صفر شدن مقدارهای ویژه در شکل (17) می‌آید.

$$[K_T] = \begin{bmatrix} \pi_{xx} & \pi_{xy} \\ \pi_{yx} & \pi_{yy} \end{bmatrix} = \frac{\sqrt{2}}{500l^3} A_0 E \begin{bmatrix} k_1 & k_2 \\ k_2 & k_3 \end{bmatrix} \quad (57)$$

$$k_1 = l^2(1+249k) + 125k(y^2+2ly+3x^2)$$

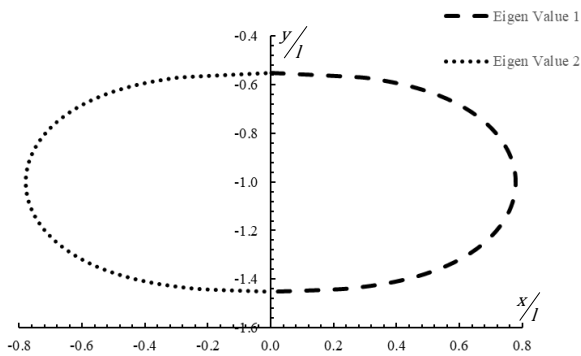
$$k_2 = 250k(y+l)x$$

$$k_3 = l^2(1+249k) + 125k(x^2+3y^2+6ly)$$

$$\begin{cases} \omega_1 = \left(\frac{\sqrt{2}A_0E}{500l^3}\right)(c+125d) \\ \omega_2 = \left(\frac{\sqrt{2}A_0E}{500l^3}\right)(c-125d) \end{cases} \quad (58)$$

$$c = l^2(1+249k) + 250k(2ly+x^2+y^2)$$

$$d = \sqrt{k^2(x^4+y^4+2x^2y^2+4l(l+y)(x^2+y^2))} \quad (59)$$



شکل ۱۷- نمودار وابسته به مقدارهای ویژه صفر در گام سوم

رابطه‌ی (60) مختصه‌ی اولین نقطه با مقدار ویژه صفر روی مسیر ایستایی را نشان می‌دهد. این جواب، نقطه‌ی حد ناپایداری برای مسیر ایستایی گام سوم را نشان می‌دهد.

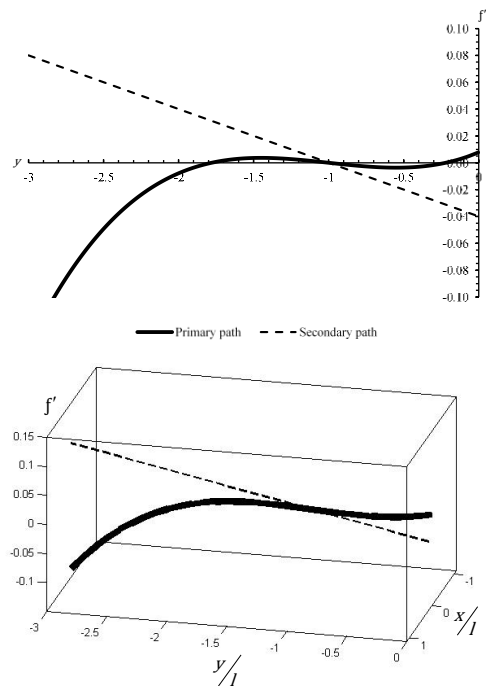
$$\begin{cases} x = -0.00572086l \\ y = -0.5498208l \\ f' = -0.00364921l^3 \end{cases} \quad (60)$$

$$\begin{cases} x = -0.2987215l \\ y = -0.447657l \\ f' = -l^4 \left(\frac{0.0661243l^3 - 0.221066l^2}{+0.1656179l - 0.00392} \right) \end{cases} \quad (53)$$

اینک اندازه x و y وابسته به ایجاد بیشینه‌ی کرنش کشسان در عضو AC حساب می‌گردد. بر روی مسیر ایستایی دوم، در مختصات آمده در معادله (54) عضو AC خرپا نیز مومسان خواهد شد.

$$\begin{cases} x; -0.2889255l \\ y; -0.424953l \\ f'; - \left(\frac{0.0572293l^3 - 0.1985447l^2}{+0.151971l - 0.00392} \right) l^4 \end{cases} \quad (54)$$

پس از آن، برای گام آخر کارمایه‌ی کرنشی خرپا به صورت زیر بدست می‌آید. در ادامه، از کمینه‌شدن کارمایه‌ی کل نسبت به جابه‌جایی‌های گره‌ی، معادله‌های ایستایی گام سوم به دست می‌آیند. نمودار این پاسخ‌ها با فرض $k=0.2$ در شکل (16) ترسیم می‌شوند. با توجه به جابه‌جایی گره خرپا در انتهای گام دوم، مسیر ایستایی درست گام سوم مشخص می‌شود. این مسیر ایستایی تا زمان پایداری خرپا معتبر خواهد بود.

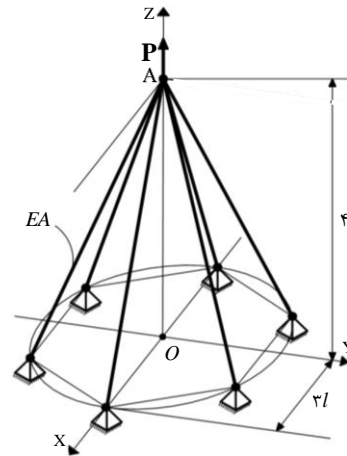


شکل ۱۶- مسیرهای ایستایی گام سوم

$$U = \frac{\sqrt{2}A_0E}{500l^2} \times \left(k \left(\frac{15625(x^4+y^4+2y^2x^2)}{+250l(250y+249l)(x^2+y^2)} \right) + \left(\frac{+l^2(l-500y)}{2l^2(125x^2+125y^2+250yl-l^2)} \right) + l^4 \right) \quad (55)$$

۳-۳- واکوی خریای هرمی

شکل (۱۸) خریای سه‌بعدی متقارن با n عضو را نشان می‌دهد. برای بررسی این خریا دستگاه مختصه قطبی در نقطه‌ی O بنا می‌گردد. این سازه سه درجه‌ی آزادی r ، θ و z در گره A دارد. جابه‌جایی z در راستای مثبت محور Z پنداشته می‌شود. بزرگی بار وارد به خریا در نقطه‌ی A و در جهت مثبت محور Z برابر p می‌باشد.



شکل ۱۸- هندسه و بارگذاری خریای هرمی

$$L_i^2 = (x - x_i)^T(x - x_i) = r^2 - 6rl\cos(\theta - \theta_i) + 9l^2 + z^2 \quad (64)$$

$$U(r, \theta, z) = \sum_{i=1}^n U_i = \frac{1}{2}EA_0L_0 \sum_{i=1}^2 \varepsilon_i^2 = \frac{nEA_0}{8L_0^3}((r^2 + z^2 - 16l^2)^2 + 18l^2r^2) = U(r, z) \quad (65)$$

از جمع کارمایه‌ی کرنشی با کارمایه‌ی بار خارجی، تابع کارمایه‌ی نهفته‌ی کل به دست می‌آید. با کمینه‌سازی این تابع نسبت به جابه‌جایی‌های گره‌ی، معادله‌های مسیر ایستایی به صورت زیر مشخص می‌شوند. صفر شدن این رابطه‌ها معادله‌های ایستایی را با رفتار کشسان در دسترس قرار می‌دهد. افزون بر این، با هدف شناسایی مرز ناپایداری، ماتریس سختی مماسی حساب می‌شود. مشتق‌های دوم کارمایه‌ی کل خریا نسبت به جابه‌جایی‌های گره‌ی، ماتریس سختی مماسی را به شکل برابری زیر نتیجه می‌دهد:

$$\begin{cases} \frac{\partial \pi}{\partial x} = \frac{nEA_0}{2L_0^3}r(r^2 + z^2 - 7l^2) - pq_r \cos(\theta - \theta_p) \\ \frac{1}{r} \frac{\partial \pi}{\partial y} = pq_r \sin(\theta - \theta_p) \\ \frac{\partial \pi}{\partial y} = \frac{nEA_0}{2L_0^3}z(r^2 + z^2 - 16l^2) - pq_z \end{cases} \quad (66)$$

$$[K_T] = \begin{bmatrix} \pi_{rr} & \pi_{r\theta} & \pi_{rz} \\ \pi_{\theta r} & \pi_{\theta\theta} & \pi_{\theta z} \\ \pi_{zr} & \pi_{z\theta} & \pi_{zz} \end{bmatrix} = \frac{nEA_0}{2L_0^3} \times \begin{bmatrix} 3r^2 + z^2 - 7l^2 & 0 & 2rz \\ 0 & r^2 + z^2 - 7l^2 & 0 \\ 2rz & 0 & r^2 + 3z^2 - 16l^2 \end{bmatrix} \quad (67)$$

برابری کنونی مقادیر ویژه و ویژه‌ی ماتریس سختی مماسی را ارائه می‌نماید. صفر نمودن مقادیر ویژه و ویژه، رابطه‌هایی میان جابه‌جایی‌های گره‌ی وابسته به وضعیت ناپایداری خریا را به دست می‌دهد. شکل (۱۹) نمودار وابسته به این جابه‌جایی‌ها را به نمایش می‌گذارد.

$$\det(K_T - \omega I) = 0 \quad (68)$$

$$\begin{cases} \omega_1 = \frac{nEA_0}{2L_0^3} \left[2r^2 + 2z^2 - \frac{23}{2}l^2 - \sqrt{\left(r^2 - z^2 + \frac{9}{2}l^2\right)^2 + 4r^2z^2} \right] \\ \omega_2 = \frac{nEA_0}{2L_0^3} (r^2 + z^2 - 7l^2) \\ \omega_3 = \frac{nEA_0}{2L_0^3} \left[2r^2 + 2z^2 - \frac{23}{2}l^2 - \sqrt{\left(r^2 - z^2 + \frac{9}{2}l^2\right)^2 + 4r^2z^2} \right] \end{cases} \quad (69)$$

مختصه‌ی گره‌های خریا پیش و پس از بارگذاری و در حالت کلی، در رابطه‌های زیر می‌آیند. θ و z ، r و θ موقعیت نقطه‌ی A را پس از جابه‌جایی نشان می‌دهد. X_A و x_A به ترتیب، مختصه‌های گره A پیش و پس از بارگذاری می‌باشند. همچنین، مختصه‌های گره‌ی سایر گره‌ها قبل و بعد از وارد آمدن بار، به ترتیب، با X_i و x_i تعریف می‌گردند.

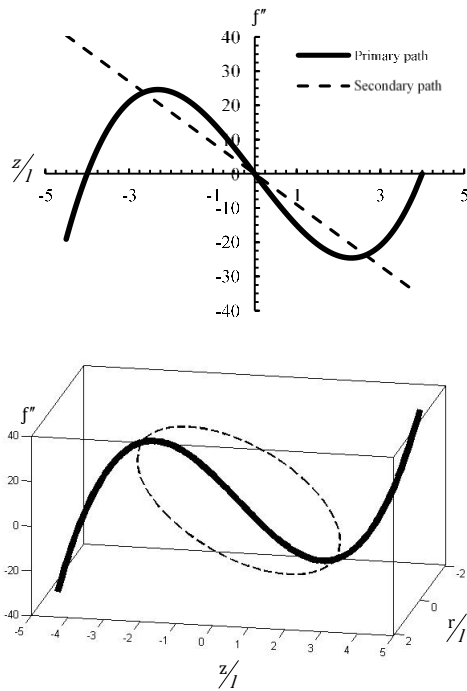
$$\begin{cases} X_A = [X, Y, Z]^T = [0, 0, 4l]^T \\ X_i = [X_i, Y_i, Z_i]^T = [3l\cos(\theta_i), 3l\sin(\theta_i), 0]^T \end{cases} \quad (70)$$

$$\begin{cases} X_A = [X, Y, Z]^T = [r\cos(\theta), r\sin(\theta), z] \\ X_i = X_i \end{cases} \quad (71)$$

$$\theta_i = 2\pi \frac{i-1}{n} \quad (72)$$

با توجه به مختصه‌ی گره‌های عضوها پیش و پس از بارگذاری، رابطه‌ی (۶۴) مربع طول نهایی هر عضو را در دسترس قرار می‌دهد. با محاسبه‌ی طول هر عضو پس از تغییرشکل و بهره‌جویی از کرنش گرین، کارمایه‌ی کرنشی هر جزء حساب می‌گردد. کارمایه‌ی کرنشی کل خریا، از مجموع کارمایه‌ی کرنشی عضوهای خریا، به صورت برابری (۶۵) در دسترس قرار می‌گیرد.

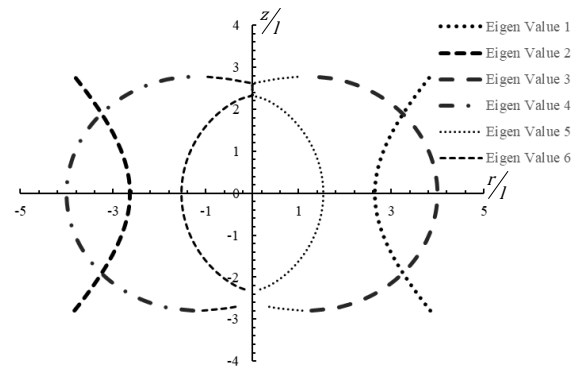




شکل ۲۰- مسیرهای ایستایی در گام نخست

برپایه‌ی دستگاه مختصه، پاسخ z با بیشترین اندازه‌ی مثبت، نقطه‌ی ناپایداری را نشان می‌دهد. بنابراین، هنگام ناپایداری خرپا در روی مسیر ایستایی نخستین، نقطه‌ی A دارای مقدار $z = \sqrt{7}l$ خواهد بود. در ادامه، قرارگیری سازه در بازه‌ی رفتاری کشسان واکاوی می‌گردد. از آنجا که بار قائم وارده بر روی محور تقارن هندسی خرپا قرار دارد، کرنش تمام عضوهای سازه با یکدیگر برابر خواهد بود. درحالت ناپایداری، نقطه‌ی A مختصه‌های $r = 0$ و $z = \sqrt{7}l$ دارد. در این وضعیت، کرنش در هر یک از عضوهای خرپا برابر با $0/2$ خواهد بود. بر پایه‌ی نمودار دوخطی تنش-کرنش ماده، بیشینه‌ی کرنش در رفتار کشسان برابر با $0/002$ فرض گردید. از این رو، تمامی عضوهای خرپا در نخستین نقطه‌ی ناپایداری مومسان شده‌اند. اینک، باید جابه‌جایی‌های گره‌ی هنگام ورود به ناحیه‌ی مومسان در مسیر ایستایی نخستین حساب گردند. چون جابه‌جایی گره‌ی r در مسیر ایستایی اولیه مقدار صفر دارد، به‌آسانی می‌توان اندازه‌ی z وابسته به آفرینش کرنش ϵ_0 در هر یک از عضوها را به‌دست آورد. تمامی عضوهای خرپا در $r = 0$ و $z = 3.9875l$ مومسان می‌شوند. بنابراین، مسیر ایستایی نخستین تا این نقطه اعتبار خواهد داشت. در این نقطه $f'' = -0.39835l^3$ می‌باشد. در گام دوم تمامی عضوها مومسان می‌شوند. برای نوشتن کارمایه‌ی کرنشی گام دوم از رابطه‌ی (۶) بهره‌جویی می‌گردد. در این گام، کارمایه‌ی کرنشی خرپا به‌صورت زیر در اختیار قرار

$$\begin{cases} Z_{cr1} = \pm \sqrt{\frac{37l^2}{6} - r^2 + \sqrt{\frac{25l^4}{36} + 6l^2r^2}} \\ Z_{cr2} = \pm \sqrt{7l^2 - r^2} \\ Z_{cr3} = \pm \sqrt{\frac{37l^2}{6} - r^2 - \sqrt{\frac{25l^4}{36} + 6l^2r^2}} \end{cases} \quad (70)$$



شکل ۱۹- نمودار وابسته به مقدارهای ویژه‌ی صفر در گام نخست

حل معادله‌های تعادل خرپا، مسیر ایستایی را در دسترس قرار می‌دهد. از عامل f'' برای ساده‌سازی بهره‌جویی می‌گردد. معادله‌های ایستایی، پاسخ‌های زیر را دارند. شکل (۲۰) این مسیرهای ایستایی را نشان می‌دهد.

$$f'' = \frac{2L_0^3 p}{nEA_0} \quad (71)$$

$$\begin{cases} r_1 = 0 \\ f_1'' = z(z^2 - 16l^2) \end{cases} \quad (72)$$

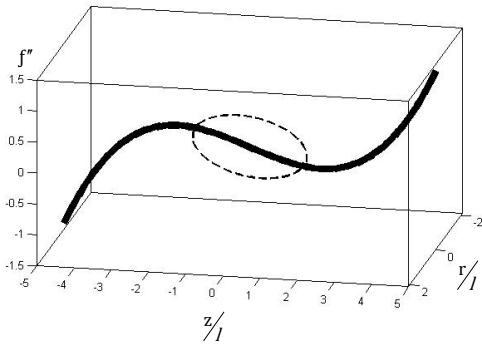
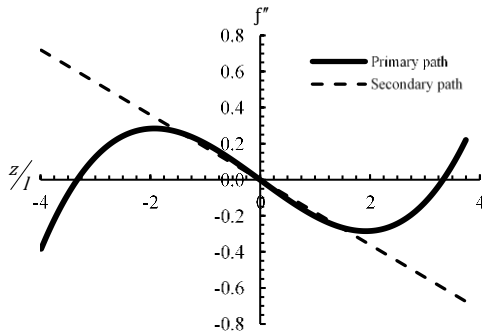
$$\begin{cases} r_2 = \pm \sqrt{7l^2 - z^2} \\ f_2'' = -9zl^2 \end{cases} \quad (73)$$

برپایه‌ی تقارن هندسه و بارگذاری خرپا، مسیر ایستایی گام نخست، اگر همه‌ی عضوها کشسان باشند، به صورت رابطه‌ی (۷۲) خواهد بود. این پاسخ تا هنگامی اعتبار دارد که افزون بر پایداری، هیچ‌یک از عضوها از رفتار کشسان خارج نشوند. اندازه‌ی z وابسته به شرایط ناپایداری خرپا، از جای‌گذاری $r = 0$ در رابطه‌ی (۷۰) به‌دست می‌آید. برابری‌های زیر این پاسخ‌ها را نشان می‌دهد.

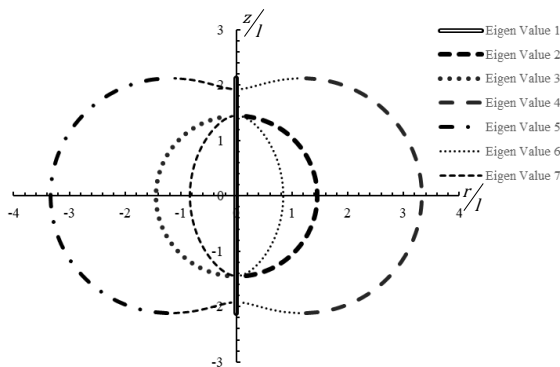
$$\begin{cases} r_1 = 0 \\ z_1 = \pm \sqrt{7}l \\ f_1'' = z(z^2 - 9l^2) \end{cases} \quad (74)$$

$$\begin{cases} r_2 = 0 \\ z_2 = \pm \frac{4}{3}\sqrt{3}l \\ f_2'' = z\left(z^2 - \frac{32}{3}l^2\right) \end{cases}$$

می‌گیرد:



شکل ۲۱- مسیرهای ایستایی در گام دوم



شکل ۲۲- نمودار وابسته به مقادیرهای ویژه صفر در گام دوم

با برابر صفر قرار دادن مقادیرهای ویژه ماتریس سختی مماسی و بهره‌جویی از تابع مسیر ایستایی گام دوم، جابه‌جایی گرهی z وابسته به حالت ناپایداری خرپا به صورت زیر در دسترس قرار می‌گیرد. نمودار این پنج پاسخ برحسب عامل k در شکل (۲۳) می‌آید. پاسخ درست از میان این جواب‌ها انتخاب می‌گردد. در این مسئله، پاسخ درست برای هر اندازه‌ی عامل k ، بزرگترین عدد مثبت در بین جواب‌ها می‌باشد. بر این پایه، برای اندازه‌های $0.02 < k < 0.38461$ و $0.38461 < k > 0.38461$ ، به ترتیب، پاسخ درست طبق برابری‌های (۸۴)، (۸۰) و (۸۲) حساب می‌شود.

$$U(r, \theta, z) = \frac{nEA_0}{1000L_0^3} \times \left[\frac{125k}{L_0^2} (r^2 + z^2 - 16l^2)^2 + \frac{18l^2 r^2}{L_0^2} \right] + (1-k) \left(r^2 + z^2 - \frac{L_0^2}{500} \right) = U(r, z) \quad (75)$$

معادله‌های ایستایی از کمینه کردن کارمایه‌ی کل نتیجه می‌شوند. پاسخ‌های معادله‌های تعادل به صورت زیر هستند. با توجه به تقارن سازه و نمودار بار-جابه‌جایی گام نخست، رابطه‌ی (۷۷) مسیر ایستایی خرپا برای گام دوم را در دسترس قرار می‌دهد. این مسیر نیز تا حد پایداری خرپا معتبر خواهد بود. شکل (۲۱) این مسیرهای ایستایی خرپا را در گام دوم و با فرض $k = 0.02$ نشان می‌دهد.

$$\frac{\partial \pi}{\partial r} = -\frac{nEA_0}{500L_0^3} r (L_0^2(k-1) - 250k(r^2 + z^2 - 7l^2)) = 0$$

$$\frac{1}{r} \frac{\partial \pi}{\partial \theta} = 0 \quad (76)$$

$$\frac{\partial \pi}{\partial z} = -\frac{z}{250} (L_0^2(k-1) - 250k(r^2 + z^2 - 16l^2)) = f''$$

$$r = 0$$

$$f'' = -\frac{z}{250} (L_0^2(k-1) + 250k(16l^2 - z^2)) \quad (77)$$

$$r = \pm \frac{1}{50k} \sqrt{10k(L_0^2(k-1) - 250k(z^2 - 7l^2))}$$

$$f'' = -9zkl^2 \quad (78)$$

ماتریس سختی مماسی از مشتق دوم کارمایه‌ی نهفته‌ی کل نسبت به جابه‌جایی‌های گرهی، به دست می‌آید. می‌توان این ماتریس را به سیمای زیر نمایش داد. از صفر شدن مقادیرهای ویژه‌ی ماتریس سختی هندسی برای بررسی پایداری بهره می‌برند. شکل (۲۲) مکان هندسی نقطه‌های با مقدار ویژه صفر را نشان می‌دهد.

$$[K_T] = \begin{bmatrix} \pi_{rrr} & \pi_{r\theta} & \pi_{rz} \\ \pi_{\theta r} & \pi_{\theta\theta} & \pi_{\theta z} \\ \pi_{zr} & \pi_{z\theta} & \pi_{zz} \end{bmatrix}$$

$$= -\frac{nEA_0}{500L_0^3} \times \begin{bmatrix} k_1 & 0 & k_2 \\ 0 & k_3 & 0 \\ k_2 & 0 & k_4 \end{bmatrix} \quad (79)$$

$$k_1 = L_0^2(k-1) - 250k(3r^2 + z^2 + 7l^2)$$

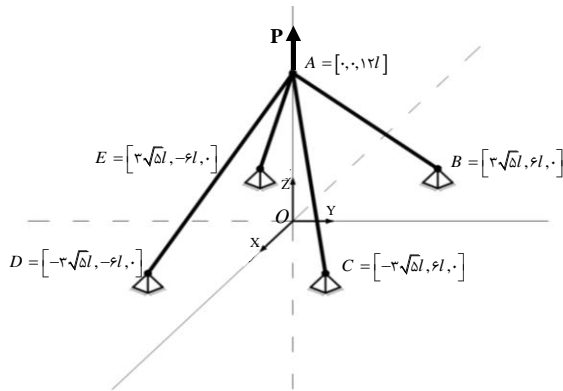
$$k_2 = -500kzr$$

$$k_3 = r(L_0^2(k-1) - 250k(r^2 + z^2 + 7l^2))$$

$$k_4 = L_0^2(k-1) - 250k(r^2 + 3z^2 - 16l^2)$$

۳-۴- واکاوی خرپای فضایی چهار عضوی

شکل (۲۴) خرپای سه‌بعدی با چهار عضو را در دستگاه مختصی دکارتی XYZ نشان می‌دهد. این دستگاه مختصه بر روی نقطه‌ی O بنا می‌شود. این سازه سه درجه آزادی x، y و z در نقطه‌ی A دارد. بزرگی بار وارد به خرپا در نقطه‌ی A و در جهت مثبت محور Z برابر با p می‌باشد.



شکل ۲۴- هندسه و بارگذاری خرپای سه‌بعدی چهارعضوی

نخست، طول نهایی هر عضو خرپا پس از جابه‌جایی‌های گرهی نقطه‌ی A، حساب می‌شود. کارمایه‌ی نهفته‌ی کل خرپا از جمع کارمایه‌ی کرنشی عضوهای خرپا و کارمایه‌ی بار خارجی به‌دست می‌آید. کارمایه‌ی کرنشی کل خرپا در حالت رفتار کشسان به‌صورت زیر در دسترس قرار می‌گیرد. مسیر ایستایی برای رفتار کشسان از کمینه‌سازی کارمایه‌ی کل خرپا نسبت به جابه‌جایی‌های گرهی به‌دست می‌آید. معادله‌های تعادل به شکل زیر در دسترس قرار می‌گیرند:

$$U = \frac{EA_0}{6750l^3} \times \left(x^4 + y^4 + z^4 - 36l^2(3y^2 + 4x^2 + 8z^2 - 576l^2) + 2(x^2y^2 + x^2z^2 + y^2z^2) \right) \quad (۸۷)$$

$$\frac{\partial \pi}{\partial x} = \frac{2EA_0}{3375l^3} x(x^2 + y^2 + z^2 - 72l^2) = 0$$

$$\frac{\partial \pi}{\partial y} = \frac{2EA_0}{3375l^3} y(x^2 + y^2 + z^2 - 54l^2) = 0 \quad (۸۸)$$

$$\frac{\partial \pi}{\partial z} = \frac{2EA_0}{3375l^3} z(x^2 + y^2 + z^2 - 144l^2) - p = 0$$

برای شناسایی وضعیت ناپایداری خرپا، باید مقادیرهای ویژه‌ی ماتریس سختی مماسی را یافت. این ماتریس از مشتق‌های دوم کارمایه‌ی کل خرپا نسبت به جابه‌جایی‌های گرهی به‌دست می‌آید. ماتریس سختی مماسی سیمای زیر را دارد:

$$\begin{cases} r = 0 \\ z = \frac{1}{150k} \sqrt{30k(4000kl^2 + L_0^2(k-1))} \\ f'' = -\frac{z}{375} (4000kl^2 + L_0^2(k-1)) \end{cases} \quad (۸۰)$$

$$\begin{cases} r = 0 \\ z = -\frac{1}{150k} \sqrt{30k(4000kl^2 + L_0^2(k-1))} \\ f'' = -\frac{z}{375} (4000kl^2 + L_0^2(k-1)) \end{cases} \quad (۸۱)$$

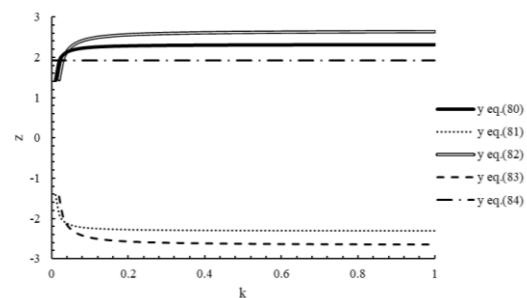
$$\begin{cases} r = 0 \\ z = \frac{1}{50k} \sqrt{10k(250k(7l^2) + L_0^2(k-1))} \\ f'' = -9zk l^2 \end{cases} \quad (۸۲)$$

$$\begin{cases} r = 0 \\ z = -\frac{1}{50k} \sqrt{10k(250k(7l^2) + L_0^2(k-1))} \\ f'' = -9zk l^2 \end{cases} \quad (۸۳)$$

$$\begin{cases} r = 0 \\ z = \frac{1}{10} \sqrt{370} l \\ f'' = -\frac{37z}{250} l^2 \end{cases} \quad (۸۴)$$

برای $k = 0.02$ نقطه‌ی حد پایداری مسیر ایستایی در گام دوم به‌صورت زیر حساب می‌شود.

$$\begin{cases} r = 0 \\ z = \frac{1}{10} \sqrt{370} l \\ f'' = -\frac{37z}{250} l^2 \end{cases} \quad (۸۵)$$



شکل ۲۳- نمودار جابه‌جایی گرهی z وابسته به وضعیت ناپایداری

تابع صریح مسیر ایستایی خرپای هرمی در هنگام ناپایداری خرپا در رفتار مومسان سیمای زیر را دارد:

$$\begin{aligned} & \text{for } 3.9875l \leq z \\ & \begin{cases} r_1 = 0 \\ f_1'' = z(z^2 - 16l^2) \end{cases} \\ & \text{for } 1.92354l \leq z \leq 3.9875l \\ & \begin{cases} r_2 = 0 \\ f_2'' = -\frac{z}{250} (L_0^2(k-1) + 250k(16l^2 - z^2)) \end{cases} \end{aligned} \quad (۸۶)$$

قرار دادن مقدارهای ویژه‌ی ماتریس سختی مماسی، پاسخ‌های زیر برای حد پایداری خرپا به‌دست می‌آید. از این میان، جواب با بیشترین اندازه‌ی مثبت، درست خواهد بود. رابطه‌ی (۹۵) حد پایداری مسیر ایستایی گام نخست را نشان می‌دهد. در این نقطه از مسیر ایستایی، کرنش هر یک از عضوهای خرپا برابر 0.175379 خواهد بود. بنابراین، تمامی عضوهای خرپا در این لحظه مومسان خواهند شد.

$$\begin{cases} x_1 = 0 \\ y_1 = 0 \\ z_1 = \pm 6\sqrt{2}l \\ f_1''' = \pm 432\sqrt{2} \end{cases} \quad (94)$$

$$\begin{cases} x_2 = 0 \\ y_2 = 0 \\ z_2 = \pm 3\sqrt{6}l \\ f_2''' = \pm 270\sqrt{6} \end{cases}$$

$$\begin{cases} x_3 = 0 \\ y_3 = 0 \\ z_3 = \pm 3\sqrt{3}l \\ f_3''' = \pm 384\sqrt{3} \end{cases}$$

$$\begin{cases} x = 0 \\ y = 0 \\ z = 6\sqrt{2}l \\ f''' = -432\sqrt{2} \end{cases} \quad (95)$$

برپایه‌ی تقارن، جابه‌جایی‌های گره‌ی x و y روی مسیر ایستایی برابر صفر می‌باشند. با تغییر جابه‌جایی z ، تمامی عضوهای خرپا در $x=0$ و $y=0$ و $z = (0.03l)(159.001)^{1/2} (11/96248l)$ از ناحیه‌ی کشسان خارج می‌گردند. بنابراین خرپا پیش از ناپایدار شدن، وارد ناحیه‌ی مومسان می‌شود. از این‌رو، مسیر ایستایی در گام نخست تنها تا جابه‌جایی گره‌ی $z = (0.03l)(159.001)^{1/2}$ اعتبار دارد. در این نقطه، مقدار $f''' = 1075546l^3$ را دارد. در ادامه، برای یافتن مسیر ایستایی در گام دوم، از رابطه‌ی (۶) برای محاسبه‌ی کارمایه‌ی کرنشی بهره‌جویی می‌گردد. برابری زیر، کارمایه‌ی کرنشی خرپا در گام دوم را در دسترس قرار می‌دهد. در این گام تمامی اعضا باهم مومسان می‌شوند. معادله‌های تعادل گام دوم از کمینه‌شدن کارمایه‌ی کل به‌دست می‌آیند:

$$U = \frac{EA_0}{375l} \times \left(\frac{1}{10} (x^2 + y^2 + z^2 - k(61y^2 + 81x^2 + 161z^2))^2 + \frac{45}{1000} l^2 (25921k - 321) + \frac{1}{18l^2} k (2(y^2z^2 + x^2y^2 + x^2z^2) + (x^4 + y^4 + z^4)) \right) \quad (96)$$

$$[K_T] = \begin{bmatrix} \pi_{xx} & \pi_{xy} & \pi_{xz} \\ \pi_{yx} & \pi_{yy} & \pi_{yz} \\ \pi_{zx} & \pi_{zy} & \pi_{zz} \end{bmatrix} = \frac{2EA_0}{3375l^3} \times \begin{bmatrix} k_1 & k_2 & k_3 \\ k_2 & k_4 & k_5 \\ k_3 & k_5 & k_6 \end{bmatrix}$$

$$k_1 = 3x^2 + y^2 + z^2 - 72l^2 \quad (97)$$

$$k_2 = 2xy$$

$$k_3 = 2xz$$

$$k_4 = x^2 + 3y^2 + z^2 - 54l^2$$

$$k_5 = 2yz$$

$$k_6 = x^2 + y^2 + 3z^2 - 144l^2$$

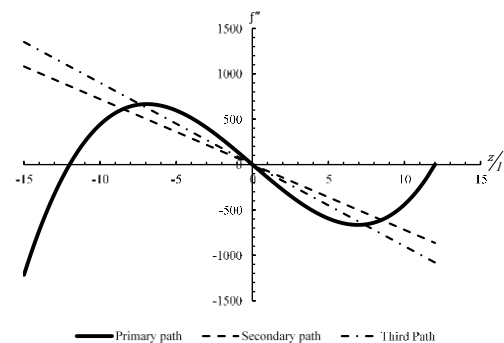
مسیر ایستایی خرپا از حل معادله‌های تعادل حساب می‌گردد. برای ساده‌سازی از عامل f''' بهره‌جویی می‌شود. پاسخ‌های معادله‌های تعادل در رابطه‌های زیر می‌آیند. نمودار مسیرهای ایستایی در شکل (۲۵) نشان داده شده‌اند. بر پایه‌ی تقارن هندسه و بارگذاری، مسیر ایستایی نخستین خرپا به‌صورت رابطه‌ی (۹۱) خواهد بود. این مسیر برای خرابی پایدار با رفتار کشسان معتبر است.

$$f''' = \frac{3375p}{2EA_0} \quad (90)$$

$$\begin{cases} x_1 = 0 \\ y_1 = 0 \\ f_1''' = z(z^2 - 144l^2)/l^3 \end{cases} \quad (91)$$

$$\begin{cases} x_2 = 0 \\ y_2 = \pm \sqrt{-z^2 + 54l^2} \\ f_2''' = -90z/l \end{cases} \quad (92)$$

$$\begin{cases} x_3 = \pm \sqrt{-z^2 - y^2 + 72l^2} \\ y_3 = 0 \\ f_3''' = -72z/l \end{cases} \quad (93)$$



شکل ۲۵- مسیرهای ایستایی گام نخست

بر روی مسیر ایستایی اندازه‌ی جابه‌جایی‌های گره‌ی x و y برابر با صفر می‌باشند. با فرض $x=0$ و $y=0$ ، از برابر صفر

$$[K_T] = \begin{bmatrix} \pi_{xx} & \pi_{xy} & \pi_{xz} \\ \pi_{yx} & \pi_{yy} & \pi_{yz} \\ \pi_{zx} & \pi_{zy} & \pi_{zz} \end{bmatrix} = \frac{EA_0}{16875l^3} \times \begin{bmatrix} k_1 & k_2 & k_3 \\ k_2 & k_4 & k_5 \\ k_3 & k_5 & k_6 \end{bmatrix}$$

$$k_1 = 10(ky^2 + 3kx^2 + kz^2) + 9l^2(1 - 81k) \quad (1.00)$$

$$k_2 = 20kxy$$

$$k_3 = 20kxz$$

$$k_4 = 10(3ky^2 + kx^2 + kz^2) + 9l^2(1 - 61k)$$

$$k_5 = 20kyz$$

$$k_6 = 10(kx^2 + ky^2 + 3kz^2) + 9l^2(1 - 161k)$$

در نقطه‌ی حد پایداری، مقدارهای ویژه‌ی ماتریس سختی مماسی برابر با صفر می‌گردد. از برابر صفر قرار دادن مقدارهای ویژه‌ی ماتریس سختی هندسی و بهره‌بردن از مسیر ایستایی گام دوم، نقطه‌ی حد پایداری حساب می‌شود. رابطه‌های زیر پاسخ‌های وابسته به صفر شدن مقدارهای ویژه‌ی ماتریس سختی مماسی را بر روی مسیر ایستایی گام دوم نشان می‌دهند. این نتیجه‌ها وابسته به اندازه‌ی k خواهند بود. برای هر اندازه‌ی k ، پاسخ درست، بزرگترین عدد مثبت در بین جواب‌هاست. شکل (۲۷)، نمودار این پاسخ‌ها را بر حسب k نشان می‌دهد. همانگونه که در این نمودار مشخص است، پاسخ درست برای مقدارهای $k > 0.02439$ به صورت برابری (۱.۰۳) و برای $k < 0.02439$ به صورت رابطه‌ی (۱.۰۵) تعریف خواهد شد.

$$\begin{cases} x = 0 \\ y = 0 \\ z = \frac{3}{10k} l \sqrt{10k(61k - 1)} \\ f''' = -27\sqrt{10k(61k - 1)} \end{cases} \quad (1.01)$$

$$\begin{cases} x = 0 \\ y = 0 \\ z = -\frac{3}{10k} l \sqrt{10k(61k - 1)} \\ f''' = 27\sqrt{10k(61k - 1)} \end{cases} \quad (1.02)$$

$$\begin{cases} x = 0 \\ y = 0 \\ z = \frac{3}{10k} l \sqrt{10k(81k - 1)} \\ f''' = -\frac{216}{10} \sqrt{10k(81k - 1)} \end{cases} \quad (1.03)$$

$$\begin{cases} x = 0 \\ y = 0 \\ z = -\frac{3}{10k} l \sqrt{10k(81k - 1)} \\ f''' = \frac{216}{10} \sqrt{10k(81k - 1)} \end{cases} \quad (1.04)$$

$$\begin{cases} \frac{\partial \pi}{\partial x} = \frac{EA_0}{16875l^3} x (9l^2(1 - 81k) + 10k(x^2 + y^2 + z^2)) = 0 \\ \frac{\partial \pi}{\partial y} = \frac{EA_0}{16875l^3} y (9l^2(1 - 61k) + 10k(x^2 + y^2 + z^2)) = 0 \\ \frac{\partial \pi}{\partial z} = \frac{1}{10l^3} z (9l^2(1 - 161k) + 10k(x^2 + y^2 + z^2)) = f''' \end{cases} \quad (97)$$

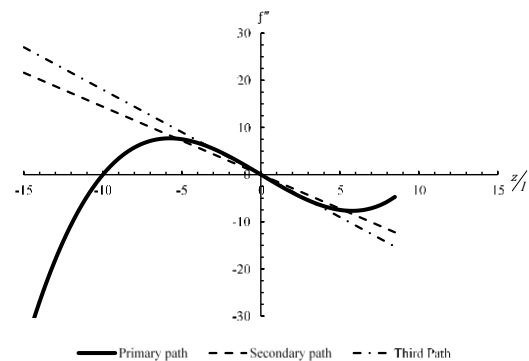
شش پاسخ معادله‌های تعادل در زیر می‌آیند. بر پایه‌ی تقارن هندسه و بارگذاری خریا، پاسخ درست به صورت برابری (۹۹) خواهد بود. این مسیر ایستایی تا هنگامی که خریا پایدار باشد اعتبار دارد. مسیر ایستایی خریا در گام دوم با فرض $k = 0.02$ در شکل (۲۶) آمده است.

$$\begin{cases} x_1 = 0 \\ y_1 = 0 \\ f_1''' = \frac{1}{10l^3} z (9l^2 + 10kz^2 - 1449kl^2) \end{cases}$$

$$\begin{cases} x_2 = \pm \frac{1}{10k} \times \sqrt{10k(-10kz^2 - 10ky^2 - 9l^2 + 729kl^2)} \\ y_2 = 0 \\ f_2''' = -\frac{72kz}{l} \end{cases} \quad (98)$$

$$\begin{cases} x_3 = 0 \\ y_3 = \pm \frac{1}{10k} \sqrt{-10k(-549kl^2 + 10kz^2 + 9l^2)} \\ f_3''' = -\frac{90kz}{l} \end{cases}$$

$$\begin{cases} x = 0 \\ y = 0 \\ f''' = \frac{1}{10} z (10kz^2 + 9l^2(1 - 161k)) \end{cases} \quad (99)$$



شکل ۲۶- مسیرهای ایستایی گام دوم

ماتریس سختی مماسی با گرفتن مشتق دوم کارمایه‌ی کل نسبت به جابه‌جایی‌های گره‌ی، به صورت زیر به دست می‌آید:

۵- نتیجه‌گیری

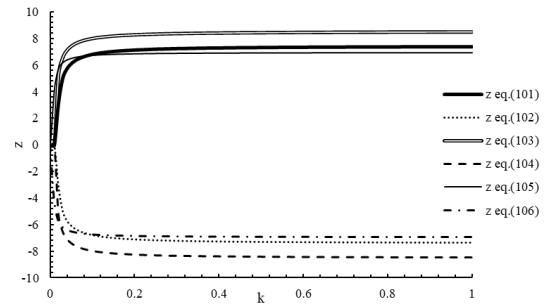
در این مقاله، مسیر ایستایی چند خرپا به صورت تحلیلی حساب شدند. چون انجام این کار برای سازه‌های بزرگ ممکن نیست، پاسخ‌های دو خرپای صفحه‌ای و دو خرپای سه‌بعدی ساده به دست آمدند. تحلیل مومسانی برپایه‌ی یک نمودار تنش-کرنش دوخطی انجام گرفت. می‌توان در بارگذاری‌های افزایشی از این گونه سخت‌شوندگی بهره جست. همچنین، از کرنش گرین برای برپایی تابع کارمایه‌ی نهفته‌ی کل بهره‌جویی شد. درگام نخست و با پنداشت رفتار کشسان برای تمامی اعضا، مسیرهای ایستایی احتمالی به دست آمدند. بهره‌جویی از تقارن هندسه و بارگذاری سازه در یافتن مسیر ایستایی درست کمک شایانی نمودند. برای یافتن حد پایداری، صفر شدن مقادیرهای ویژه‌ی ماتریس سختی هندسی بررسی گردید. با حساب نمودن کرنش در هر گام درکنار پایداری سازه، ته مسیر ایستایی در هر گام پیدا شد. با ادامه‌ی این روند، افزون بر تابع مسیر ایستایی، نمودار بار-جابجایی وابسته در گام‌های مختلف به دست آمدند. آشکار است که پاسخ‌های بسته یا صریح نویسندگان ارزشمندند. زیرا، آن‌ها آزمون سنگ نشانه دقیق‌اند و در بررسی درستی روش‌های نو در واکاوی ناخطی هندسی و مواد خرپا کاربرد دارند. افزون بر این‌ها، راه‌حل پیشنهادی می‌تواند جنبه‌ی آموزشی برای پژوهش‌گران جوان داشته باشد.

۶- مراجع

- [1] Huang, Y., Xuem, Y., Wang, X. and Han, F. (2017), "Effect of cross sectional shape of struts on the mechanical properties of aluminum based pyramidal lattice structures", *Materials Letters*, Vol. 202, pp. 55-58.
- [2] Queheillalt, D.T. and Wadley, H.N. (2005), "Pyramidal lattice truss structures with hollow trusses", *Materials Science and Engineering: A*, Vol. 397(1-2), pp. 132-137.
- [3] Xiong, J., Ghosh, R., Ma, L., Ebrahimi, H., Hamouda, A., Vaziri, A. and Wu, L. (2014), "Bending behavior of lightweight sandwich-walled shells with pyramidal truss cores", *Composite Structures*, Vol. 116, pp. 793-804.
- [4] Kala, Z. and Kalina, M. (2016), "Static equilibrium states of von mises trusses", *International Journal of Mechanics*, Vol. 10, pp. 294-298.
- [5] Kwasniewski, L. (2009), "Complete equilibrium paths for Mises trusses", *International Journal of Non-Linear Mechanics*, Vol. 44, pp. 19-26.
- [6] PSOTNÝ, M. (2003), "Von Misses truss with imperfection", *Slovak Journal of Civil Engineering*, pp. pp. 1-7.
- [7] Kaliva, M. (2016), "Stability problems of pyramidal von Mises planar trusses with geometrical imperfection", *International Journal of Theoretical and Applied Mechanics*, Vol. 1, pp. 118-123.
- [8] Halpern, A.B. and Adriaenssens, S. (2014), "Nonlinear

$$\begin{cases} x = 0 \\ y = 0 \\ z = \frac{1}{10k} l \sqrt{30k(161k-1)} \\ f''' = -\frac{3}{50k} \sqrt{30k(161k-1)} (161k-1) \end{cases} \quad (105)$$

$$\begin{cases} x = 0 \\ y = 0 \\ z = -\frac{1}{10k} l \sqrt{30k(161k-1)} \\ f''' = \frac{3}{50k} \sqrt{30k(161k-1)} (161k-1) \end{cases} \quad (106)$$



شکل ۲۷- نمودار جابه‌جایی گرهی z وابسته به وضعیت ناپایداری

رابطه‌ی زیر نقطه‌ی حدی ناپایداری مسیر ایستایی برای $k = 0.02$ را در دسترس قرار می‌دهد.

$$\begin{cases} x = 0 \\ y = 0 \\ z = \frac{3\sqrt{370}}{10} l = 5.770615l \\ f''' = -\frac{3996}{10000} \sqrt{370} \end{cases} \quad (107)$$

سر انجام، تابع صریح مسیر ایستایی خرپای سه‌بعدی چهارعضوی به سیمای زیر خواهد بود:

$$\begin{aligned} & \text{for } 11.96248l \leq z \\ & \begin{cases} x = 0 \\ y = 0 \\ f''' = z(z^2 - 144l^2)/l^3 \end{cases} \end{aligned} \quad (108)$$

$$\begin{aligned} & \text{for } 5.770615l \leq z \leq 11.96248l \\ & \begin{cases} x = 0 \\ y = 0 \\ f''' = \frac{1}{10} z(10kz^2 - 9l^2(1 - 161k)) \end{cases} \end{aligned}$$

۴- تقدیر و تشکر

این مقاله مستخرج از نتایج طرح تحقیقاتی اجرا شده به شماره ابلاغیه ۱۳۹۸/۰۲/۱۰۲۷ UTH: از محل اعتبارات پژوهشی دانشگاه تربت‌حیدریه می‌باشد که بدین وسیله تشکر و قدردانی می‌گردد.



- [24] Orlando, D., de Castro, C.H.L. and Gonçalves, P.B. (2018), "Nonlinear vibrations and instability of a bistable shallow reticulated truss", *Nonlinear Dynamics*, Vol. 94, pp. 1479-1499.
- elastic in-plane buckling of shallow truss arches", *Journal of Bridge Engineering*, Vol. 20, pp. 1-11.
- [9] Plaut, R.H. (2018), "Snap-through of shallow reticulated domes under unilateral displacement control", *International Journal of Solids and Structures*, Vol. 148, pp. 24-34.
- [10] Bazzucchi, F., Manuello, A. and Carpinteri, A. (2017), "Interaction between snap-through and Eulerian instability in shallow structures", *International Journal of Non-Linear Mechanics*, Vol. 88, pp. 11-20.
- [11] Bazzucchi, F., Manuello, A. and Carpinteri, A. (2017), "Instability load evaluation of shallow imperfection-sensitive structures by form and interaction parameters", *European Journal of Mechanics-A/Solids*, Vol. 66, pp. 201-211.
- [12] Fan, F., Cao, Z. and Shen, S. (2010), "Elasto-plastic stability of single-layer reticulated shells", *Thin-Walled Structures*, Vol. 48(10-11), pp. 827-836.
- [13] Zhi, X., Fan F. and Shen S. (2010), "Elasto-plastic instability of single-layer reticulated shells under dynamic actions", *Thin-Walled Structures*, Vol. 48(10-11), pp. 837-845.
- [14] Gerstmayr, J. and Irschik, H. (2003), "Vibrations of the elasto-plastic pendulum", *International journal of non-linear mechanics*, Vol. 38(1), pp. 111-122.
- [15] Savi, M.A. and Pacheco, P. (1997), "Non-linear dynamics of AN elasto-plastic oscillator weith kinematic and isotropic hardening", *Journal of Sound and Vibration*, Vol. 207(2), pp. 207-226.
- [16] Brinkmeyer, A., Santer, M., Pirrera, A. and Weaver, P. (2012), "Pseudo-bistable self-actuated domes for morphing applications", *International Journal of Solids and Structures*, Vol. 49(9), pp. 1077-1087.
- [17] Brinkmeyer, A., Pirrera, A., Santer, M. and Weaver, P. (2013), "Pseudo-bistable pre-stressed morphing composite panels", *International Journal of Solids and Structures*, Vol. 50, pp. 1033-1043.
- [18] Feng, L.-J., Wu, L.-Z. and Yu G.-C. (2016), "An hourglass truss lattice structure and its mechanical performances", *Materials & Design*, Vol. 99, pp. 581-591.
- [19] Yungwirth, C.J., Radford, D.D., Aronson, M. and Wadley, H. N. (2008), "Experiment assessment of the ballistic response of composite pyramidal lattice truss structures", *Composites Part B: Engineering*, Vol. 39, pp. 556-569.
- [20] Danso, L.A. and Karpov, E.G. (2017), "Cusp singularity-based bistability criterion for geometrically nonlinear structures", *Extreme Mechanics Letters*, Vol. 13, pp. 135-140.
- [21] Wang, J., Evans, A., Dharmasena, K. and Wadley, H. (2003), "On the performance of truss panels with Kagome cores", *International Journal of Solids and Structures*, Vol. 40, pp. 6981-6988.
- [22] Ligaro, S.S. and Valvo, P.S. (2006), "Large displacement analysis of elastic pyramidal trusses", *International journal of solids and structures*, Vol. 43, pp. 4867-4887.
- [23] Castro, C. (2014), "Nonlinear vibrations and stability of shallow pyramidal trusses", *Civil Engineering Department, PUC-Rio, Brazil Master's Thesis*.

معرفی سیستم قاب سبک فولادی با استفاده از پروفیل های قوطی شکل کم ضخامت

حجت معمارباشی^۱، مصطفی قانعی^۲، سید مرتضی کاظمی^{۳*}، محسن جهان آراء^۴

۱- مدیر عامل شرکت توانگران راه افق، مهندسی عمران، کاشمر

۲- مدیر عامل شرکت مهندسی راه و ساختمان پارسیمان سازه ترشیز، مهندسی عمران، کاشمر

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

۴- دانشجوی کارشناسی ارشد، گروه مهندسی عمران، واحد کاشمر، دانشگاه آزاد اسلامی، کاشمر

* کاشمر، صندوق پستی ۹۶۷۱۶۹۷۷۱۸، kazemi@iaukashmar.ac.ir

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۸/۰۲/۰۵، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۹/۰۶/۰۳)

چکیده

امروزه با پیشرفت صنعت ساختمان، سیستم های سازه ای جدیدی توسط محققان معرفی شده است. سیستم های نوین سازه ای علیرغم مزایای فراوانی که هر کدام دارا می باشند، معمولاً تماماً دارای یک عیب مشترک بوده و آن عدم آگاهی کافی طراح و مجری در نحوه طراحی و محاسبه آن و نیاز به مصالح جدید و نیروی کار ماهر می باشد. در تحقیق حاضر یک فرم سازه ای توسط محققین پیشنهاد شده است که هم دارای مزایای سیستم های نوین سازه ای بوده و هم نیازمند دانش فنی زیاد و جدیدی نمی باشد. سیستم قاب سبک فولادی با استفاده از پروفیل های قوطی شکل (Light box steel frames) که به اختصار LBF نامیده می شود از ستون هایی قوطی شکل نورد شده که با فواصل کمی از یکدیگر قرار گرفته و تیرهای با مقطع قوطی که به آنها متصل می شوند، تشکیل شده است. تمامی مقاطع استفاده شده به صورت نورد گرم بوده و اتصالات به صورت جوش اجرا می شود لذا مشکلات اجرایی بسیار کم شده و نیاز به نیروی کار ماهر نمی باشد. در این تحقیق ابتدا به معرفی اجزا این فرم سازه ای به صورت کامل پرداخته شده و سپس رفتار یک نمونه اتصال تیر به ستون در مقیاس واقعی تحت بارگذاری یکنواخت به صورت آزمایشگاهی و با استفاده از نرم افزار ABAQUS مورد بررسی قرار می گیرد. نتایج نشان می دهد که چنانچه تحقیقات کامل تر و جامع تری بر روی این سیستم صورت پذیرد می توان از این سیستم در مناطقی که خطر زلزله بسیار زیاد نبوده و تعداد طبقات محدود است، استفاده نمود.

واژگان کلیدی

سیستم های سازه ای، سیستم سازه ای LBF، فناوری های نوین صنعت ساختمان

Introduced light steel structural system with thin box sections

H. Memarbashi, M. Ghanei, S.M. Kazemi, M. Jahan Ara

Abstract

Nowadays, with the advancement of the building industry, new structural systems are introduced by researchers. Despite the fact that modern systems have many advantages, they suffer from a common problem that is the lack of sufficient knowledge and experience for designers and executors in how to design and implement them as well as the need for new materials and skilled labors. In the present study, a new structural form was proposed that has both the benefits of modern systems and does not require much new technical knowledge. The system (LBF) consists of hot-rolled box section columns that are arranged at short distances from each other to which square beams are connected. All sections are hot rolled and joints are made by welding so that the implementation problems are rare and the need for skilled labors is obviated. In this paper, had been introduced the components of this construction form. Then, behavior of this connection evaluated with using the Abaqus software and experimental under monotonic loads. The obtained results indicate that this construction form has the potential to be used in regions with low hazard of earthquakes and with low-rise buildings.

Keywords

Structural systems, LBF structure system, New architectural technologies

به دلیل پیشرفت چشم‌گیر علم بشر در دهه‌های اخیر، مصالح و قطعات سازه‌ای و غیر سازه‌ای و حتی سیستم‌های سازه‌ای جدیدی به عرصه صنعت ساختمان وارد شده‌اند [۱]. در این میان فرم‌های سازه‌ای متفاوتی جهت طراحی سازه‌ها موجود می‌باشد که از مهم‌ترین عوامل در انتخاب آن‌ها جهت طراحی یک سازه می‌توان به پلان داخلی، روش اجرا، نوع مواد، معماری و شکل خارجی ساختمان، نوع و مقدار بارهای خارجی و ارتفاع ساختمان اشاره نمود [۲]. علی‌رغم تلاش‌های فراوان صورت گرفته در حوزه‌ی فناوری‌های نوین صنعت ساختمان مشاهده می‌شود مشکلاتی از قبیل الزام دانش و نظارت خاص و دقیق در سازه‌های نوین نسبت به سازه‌های رایج و قدیمی، دسترسی محدود به مصالح مورد نیاز در محل، مراکز محدود تولید مصالح، تخصصی بودن اجرا و نبود نیروهای ماهر و بومی آشنا به اصول اجرای این سازه‌ها باعث کاهش تمایل ناظرین و کارفرمایان به استفاده از این گونه سیستم‌ها شده است. یکی از این فرم‌ها سازه‌های سبک موسوم به LSF (Light Gauge Steel Frames) عمدتاً با مقاطع Z شکل، U شکل و C شکل نورد سرد ساخته می‌شود که در کنار مزایای بسیار زیادی که دارند، دارای معایبی نیز می‌باشند. از جمله معایب این سیستم را می‌توان جدید بودن و عدم وجود شناخت کافی از آن، استفاده از مقاطع نورد سرد که ممکن است دسترسی به آن‌ها در همه جا امکان پذیر نباشد و نیاز به نیروی ماهر برای اجرا آن سیستم، دانست.

در این پژوهش یک سیستم توسط محققین پیشنهاد شده که علی‌رغم دارای بودن مزایای سیستم‌های نوین، معایب ذکر شده را به کمترین میزان ممکن رسانده است. شکل اجرای این سیستم بصورتی که ریشه‌های انتظار درون فنداسیون با رینگ پایین قاب فلزی (لاوک تحتانی) که از جنس ناودانی فلزی بوده درگیر شده و سپس ستون‌های سازه به فواصل حداکثر ۷۰ سانتی متری داخل ناودانی نصب می‌شود و بعد از آن درون بتن قرار می‌گیرد. قست بالای این ستون‌ها نیز با لاوک فوقانی به هم متصل می‌شوند. عایق داخل دیوارها پشم سنگ ضخامت ۵ سانتی متری با دانسیته ۷۰ می‌باشد که در فواصل بین ستون‌ها جایگذاری شده و سپس نماهای بیرون به صورت خشک کار می‌شود. نماهای داخل هم به صورت گچکاری و هم بصورت خشک انجام می‌گردد. در صورت استفاده از ملات و سنگ برای نمای خارجی و یا گچ‌کاری برای نمای داخل، این کار از طریق نصب میلگرد و رابیتس بر روی ستون‌های موجود انجام می‌شود.

در واقع قوطی‌های نگهدارنده عایق‌ها به عنوان ستون‌های اصلی و عضو باربر سازه تعریف می‌شود. جهت مقابله با نیروهای جانبی از بادبندهای قوطی شکل فلزی، مشابه قاب‌های مفصلی مهاربندی شده استفاده می‌گردد. این سیستم که شامل قاب سبک فولادی با استفاده از پروفیل‌های قوطی شکل است به اختصار LBF نامیده می‌شود. همانطور که مشاهده می‌شود این سیستم مشابه سیستم LSF بوده با این تفاوت که مقاطع مورد استفاده تماماً نورد گرم و اتصالات جوشی می‌باشد و معایب مربوط به سیستم LSF را تا حد زیادی از بین می‌برد.

در ادامه مروری بر پیشینه‌ی سیستم‌های نوین صنعت ساختمان صورت می‌پذیرد.

مبتکر سیستم سازه‌ای با اجزا سرد نورد شده هوارد فیشر می‌باشد که در سال ۱۹۳۳ در نمایشگاه بین‌المللی عصر پیشرفت در شیکاگو طرحی با نام خانه‌ای برای آینده معرفی نمود که تمام اجزا سازه‌ای آن از فولاد نورد سرد بود. او این نوع جدید خانه را در پی تحقیقاتی که بر روی اتومبیل‌ها و واگن‌های راه آهن انجام داده بود، ابداع نمود [۳].

اجرای سازه بتنی به روش قالب‌های پیوسته و یا قالب تونلی از حدود ۴۰ سال پیش در جهان متداول گردیده است. نام قالب تونلی به دلیل نحوه‌ی اجرای این سیستم و شکل قالب‌های فلزی آن و اجرای همزمان دیوارها و سقف‌ها به آن اطلاق می‌شود [۳]. استفاده از ترکیب بتن مسلح به عنوان جزء باربر و پانل‌های پلی استایرن به عنوان قالب بتن و عایق حرارتی که با نام سیستم قالب‌های عایق ماندگار (ICF) شناخته می‌شود مربوط به دهه‌ی ۱۹۶۰-۱۹۵۰ می‌باشد. این سیستم ابتدا در اروپا ابداع شد و به دلیل مزایای فراوان در سرتاسر جهان گسترش پیدا نمود [۳]. سیستم پیش ساخته‌ی بتنی در سال ۱۹۵۰ تا ۱۹۶۰ در اروپا به صورت گسترده‌ای مورد استفاده قرار گرفت. در این سیستم قطعات بتنی بر اساس نقشه‌ها و مشخصات مورد نظر به صورت پیش ساخته از کارخانه‌ی سازنده به محل کارگاه حمل می‌شوند و سپس در محل پروژه مونتاژ می‌شوند [۳].

طرح اصلی سیستم ترونکو برگرفته از همان ساختمان‌های چوبی سنتی و متداول است. در این روش سنتی، ساختمان‌ها با استفاده از الوارهای چوبی با مقطع دایره ساخته می‌شود. سیستم ترونکو با الهام از این روش ولی با مصالح و فناوری جدید، روش نوینی برای تولید ساختمان ابداع نموده است. در این سیستم عنصر اصلی را قطعات لوله از جنس فولاد گالوانیزه با قطر حدود ۲۰ سانتی متر تشکیل می‌دهد [۳].

سیستم پانل‌های ساندویچی پیش ساخته‌ی بتنی اولین بار در

سال ۱۹۶۷ توسط شخصی به نام ویکتور وایزمن در ایالت کالیفرنیا آمریکا ابداع شد و در دهه ۸۰ میلادی با عنوان پانل‌های ساندویچی با روش پاشیدن بتن در محل به طور گسترده در صنعت ساختمان مورد استفاده قرار گرفت. تولید سازه‌های پانل سه بعدی در ایران به صورت عملی و در مقیاس وسیع از حدود سال ۱۳۷۰ آغاز شد [۳].

پژوهش‌های زیادی بر روی سیستم‌های نوین سازه‌ای و سیستم‌های پیش‌ساخته صورت گرفته است که در ادامه به بررسی برخی از آن‌ها پرداخته می‌شود.

Liu و همکارانش یک سیستم مدولار پیش‌ساخته را معرفی نمودند که در این سیستم سازه‌ای تمام عملیات ساخت و تولید مربوط به تیرها، ستون‌ها، بادبندها، سقف‌ها، درها و پنجره‌ها در کارخانه صورت گرفته و سپس تمامی اجزا به محل حمل شده و توسط پیچ به یکدیگر متصل می‌گردند. تمامی لوازم هر طبقه از قبیل ستون‌ها، دیوارها، درها و پنجره‌ها بر روی صفحه‌ی سقف پیش‌ساخته طبقه زیرین قرار گرفته و توسط تریلر از محل کارخانه به محل پروژه حمل می‌گردد [۶-۴]. پس از ارائه این سیستم کاظمی و همکاران جهت سهولت اجرا استفاده از یک زائده هرمی شکل بر روی ورق انتهایی ستون طبقات را پیشنهاد نموده و به بررسی اثر آن بر روی رفتار اتصال و سیستم سازه‌ای پرداختند. آن‌ها همچنین اثر ابعاد این زائده هرمی و سایر اجزا اتصال را بر روی رفتار اتصال مورد مطالعه قرار دادند [۹-۷].

همچنین **Kazemi** و همکارانش در تحقیقی دیگر اثر نوع و شکل‌پذیری مقطع تیر بر رفتار اتصال مدولار پیش‌ساخته فولادی را مورد بررسی قرار دادند [۱۰].

Loss و همکارانش [۱۱] به مطالعه آزمایشگاهی اتصالات سازه‌های پیش‌ساخته مرکب از فولاد و چوب پرداخته‌اند. این فرم دارای قاب‌های فولادی، دیوارها و سقف‌هایی چوبی می‌باشد. آن‌ها در این پژوهش تعدادی از راه‌حل‌های مهندسی جهت اتصال ورق‌های چوبی به قاب‌های فولادی را به طوری که بتوان هر دو عضو به صورت پیش‌ساخته در کارخانه ساخته شده و به آسانی به محل پروژه حمل شوند را ارائه نموده‌اند.

Monaco [۱۲] پیش‌بینی رفتار برشی تیرهای خرپایی نیمه پیش‌ساخته بتنی و فولادی را به صورت عددی مورد مطالعه قرار داد. در این مطالعه رفتار کلی تیر با استفاده از شبیه‌سازی عددی و نرم‌افزار ABAQUS صورت گرفته است. دقت پیش‌بینی عددی بر اساس نتایج آزمایشگاهی مربوط به تست خمشی سه نقطه‌ای با در نظر گرفتن شکست برشی که قبلاً توسط نویسنده انجام شده است، صورت پذیرفته است.

Shim و همکارانش [۱۳] یک ستون مرکب پیش‌ساخته برای مناطق لرزه‌خیز پیشنهاد نموده‌اند. این ستون کامپوزیت بتنی دارای هسته‌ای فولادی می‌باشد که می‌تواند برای یک روش ساخت سریع با استفاده از اتصالات فولادی مورد استفاده قرار گیرد. در این مطالعه شش نمونه ستون بتنی مرکب با فولاد کم مقاومت به صورت پیش‌ساخته تحت بارگذاری شبه استاتیکی به منظور بررسی پاسخ تناوبی مورد ارزیابی قرار گرفتند. نتایج نشان داد، رفتار تناوبی و رفتار پس از ترک ستون‌های کامپوزیتی که دارای اتصالات پیچ و مهره می‌باشند، به طور چشم‌گیری بهبود یافته است.

Loss و **Davison** [۱۴] یک سقف جدید مرکب از فولاد و چوب که دارای اعضای مدولار می‌باشد برای ساختمان‌های چند طبقه مسکونی ابداع نموده‌اند. سقف‌ها شامل اعضای مدولار پیش‌ساخته بسیار سبک و دال‌های چوبی می‌باشد که با استفاده از پیچ و مهره تنها به سیستم اصلی سازه متصل می‌شود. جهت مطالعه بهتر و دقیق‌تر از یک روش اجزا محدود در این مطالعه استفاده شده است.

طهمورثی رفتار اتصالات سیستم LSF و عرب‌زاده رفتار این اتصالات را تحت بارگذاری انفجار مورد مطالعه قرار دادند [۱۵ و ۱۶].

۲- مزایای سیستم LBF

(الف) سبک بودن

در این سیستم با توجه به این‌که از مصالحی مانند فایبرسمنت و نمای خشک به جای نماهای سنگ با ملات ماسه سیمان و از گچ برگ‌های کناف به جای مصالح خاک گچ و گچ در نماهای داخل استفاده شده است، سبب سبک شدن سازه و در نتیجه کاهش نیروی زلزله شده است. جدول (۱) وزن دیوارهای این سیستم را با سایر سیستم‌ها مقایسه می‌نماید. همان‌طور که مشاهده می‌شود استفاده از این سیستم نسبت به سیستم‌های سنتی سبب کاهش تا ۸۵ درصد در وزن دیوارها می‌شود.

(ب) توزیع ستون‌ها در سطح کل دیوارها و جدا کننده‌ها

توزیع ستون‌ها با مقاطعی کوچک در سرتاسر دیوارها و با فاصله‌ی کم (حدود ۶۰ cm) باعث تأمین سطح مقطع لازم جهت تحمل نیروهای وارده می‌گردد. هم‌چنین این کار سبب می‌شود که در صورت خرابی در یک اتصال و یا یک تیر، باز توزیع نیرو صورت گرفته و سایر مقاطع نیروی وارد شده به عضوی که دچار خرابی شده است را تحمل نمایند.

جدول ۱- وزن یک متر مربع دیوارهای داخلی با مصالح مختلف و مقایسه با دیوار سازه LBF

دیوار سازه LBF	پانل گچی [۳]	بلوک لیکا [۳]	بلوک پرلیت [۳]	بلوک سیورکس [۳]	بلوک هبلکس [۳]	سفال [۳]	آجر سوراخدار [۳]	آجر فشاری [۳]	نوع دیوار
۷/۱	۱۱	۱۷	۱۷	۱۷	۱۷	۱۷	۱۷	۱۷	ضخامت نهایی دیوار (cm)
۴۹/۵	۱۱۹	۱۹۸	۱۹۵	۱۸۷	۱۸۳	۱۹۳	۲۱۲	۳۰۰	وزن نهایی دیوار (kg/m ²)
-	۵۸/۴	۷۵	۷۴/۶	۷۳/۵	۷۳	۷۴/۳	۷۶/۷	۸۳/۵	درصد کاهش

برطرف شده و ایجاد اتصالات گرم (جوشی) امکان استفاده از نیروهای نیمه ماهر بومی هر منطقه را مقدور می‌سازد.

۳- نحوه ی اجرای

در این قسمت مراحل اجرای سازه LBF به همراه یک نمونه پروژه‌ی اجرا شده در شهرستان کاشمر توضیح داده می‌شود. فنداسیون این سازه مشابه سازه‌های دیگر اجرا می‌شود فقط با این تفاوت که اولاً با توجه به بارهای وارده ابعاد فنداسیون کوچک‌تر بوده و ثانیاً از یک لاوک تحتانی که معمولاً دارای مقطع ناودانی شکل و یا ورق است بر روی فنداسیون جهت اتصال ستون‌ها به فنداسیون استفاده می‌شود شکل (۱). پس از اجرای فنداسیون نوبت به اجرای قاب‌های فولادی است. تمامی جوشکاری مربوط به قاب‌های فولادی و اتصال مهاربندها و تیرهای اصلی به آن‌ها بر روی زمین انجام شده و پس از تکمیل، فرم در محل خود قرار گرفته و به فنداسیون با استفاده از لاوک تحتانی جاگذاری شده متصل می‌شود که این خود از دیگر مزایای این سیستم می‌باشد. شکل (۲).

ج) حذف آوار و یکپارچه نمودن دیوارها

در بسیاری از مواقع علت تلفات و خسارات، تخریب اعضای سازه‌ای نبوده بلکه عضو غیر سازه‌ای مانند دیواری که اتصالات مناسبی با سازه ندارد آوار گشته و سبب تلفات جانی می‌شود. در این سیستم با توجه به ایجاد قاب‌های فولادی برای دیوارها و اتصال دقیق و کامل آن‌ها به کف‌ها و سقف‌ها خطر آوار شدن دیوار از بین می‌رود.

د) انتخاب اعضا و مقاطع مناسب جهت اجرا

همان‌طور که بیان شد یکی از معایب سیستم‌های نوین ساختمانی دسترسی محدود به مصالح و مقاطع آن‌ها می‌باشد. در این سیستم با توجه به این‌که تمامی مقاطع استفاده شده از مقاطع نورد شده موجود در بازار می‌باشد این مشکل برطرف شده است.

ه) اجرای آسان و قابل درک برای نیروها و عوامل اجرایی بومی معمولاً اجرای سازه‌های نوین ساختمانی با استفاده از نیروهای بومی منطقه امکان‌پذیر نبوده و نیازمند نیروهای ورزیده و ماهر می‌باشد ولی در سیستم پیشنهادی این مشکل کاملاً



شکل ۱- نحوه ی اجرای فنداسیون و لاوک تحتانی بر روی آن



شکل ۲- جوشکاری ستون‌ها و تیرهای رابط بین آن‌ها در محل و اجرای قاب ساخته شده بر روی فنداسیون

در مرحله‌ی بعد نوبت به اجرای دیوارها می‌باشد که دیوارها با توجه به شکل (۴) اجرا می‌شود. سایر موارد اجرا مشابه سازه‌های معمولی می‌باشد. شکل (۵) نمای تمام شده‌ی این سازه را نشان می‌دهد.

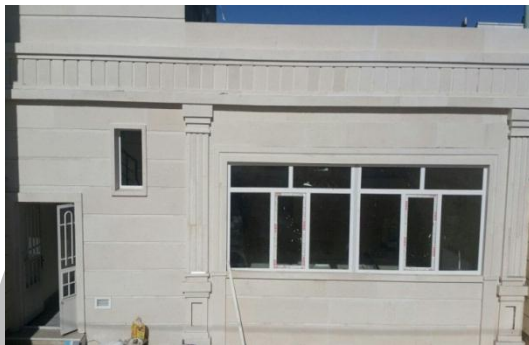
پس از آن که تمامی قاب‌ها در محل خود نصب شدند نوبت به اجرا و نصب تیرهای اصلی می‌باشد. در این سازه تیرها مشابه سازه‌های گرم نورد شده به صورت مفصلی و با استفاده از نبشی نشیمن ساده به ستون‌ها متصل می‌شوند (شکل (۳)).



شکل ۳- اجرای تیرهای اصلی پس از نصب قاب‌های ساختمانی



شکل ۴- اجرای دیوارهای خارجی



شکل ۵- اجرای دیوارهای خارجی و نمای تمام شده ساختمان

شده نیز استفاده نمود. این کار نیز در یک پروژه نمونه بعد از محاسبات انجام شده صورت پذیرفت که در شکل (۶) قابل مشاهده می‌باشد.

با توجه به این‌که وزن این فرم سازه‌ای بسیار کم بوده و امکان اجرای سقف به صورت شیروانی نیز وجود دارد، می‌توان از این سازه برای اضافه نمودن یک طبقه به ساختمان‌های ساخته



شکل ۶- اضافه نمودن طبقات بیشتر به ساختمان ساخته شده

۴- نکات طراحی

الف) کنترل کمانش موضعی در مقاطع فولادی

■ مقطع تحت فشار

بر اساس آیین‌نامه مبحث دهم ساختمانی [۱۷] استفاده از مقاطع لاغر به عنوان عضو فشاری مورد قبول نمی‌باشد. در این قسمت به بررسی لاغری مجاز ستون‌های قوطی شکل که می‌توان از آنها به عنوان عضو فشاری استفاده نمود پرداخته می‌شود.

چنانچه نسبت پهنا به ضخامت یک عضو فشاری قوطی شکل از عبارت $(E/F_y) \cdot 0.5 / 4$ بیشتر باشد، عضو مورد نظر لاغر بوده و امکان استفاده از آن به عنوان یک عضو فشاری امکان پذیر نمی‌باشد. جدول (۲) لاغری برخی مقاطع قوطی شکل استفاده شده در این سیستم را نشان می‌دهد. با در نظر گرفتن تنش تسلیم ۲۴۰۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع و مدول الاستیسیته‌ی ۲۱۰۰۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع، لاغری مرزی برابر با ۴۱/۴۱ می‌باشد.

■ مقطع تحت خمش

با توجه به الزامات آیین‌نامه مبحث دهم ساختمانی مقاطع قوطی جز مقاطع تقویت شده محسوب شده و فشرده، غیرفشرده

و لاغر بودن آنها بر اساس روابط زیر تعیین می‌شود.

الف) اگر نسبت پهنا به ضخامت (b/t) کوچک‌تر از λ_p باشد مقطع فشرده است.

ب) اگر نسبت پهنا به ضخامت (b/t) بزرگ‌تر از λ_p و کوچک‌تر از λ_r باشد، مقطع غیرفشرده است.

ج) اگر نسبت پهنا به ضخامت (b/t) بزرگ‌تر از λ_r باشد مقطع لاغر است.

$$\lambda_r = 1/4(E/F_y) \cdot 0.5 \quad \text{و} \quad \lambda_p = 1/12(E/F_y) \cdot 0.5$$

می‌باشد.

برای بال‌های مقاطع توخالی مستطیلی شکل (HSS)، پهنای b عبارت است از فاصله آزاد بین جان‌ها منهای شعاع گوشه داخلی در هر طرف. برای جان‌های مقاطع توخالی مستطیل شکل (HSS)، h عبارت است از فاصله آزاد بین بال‌ها منهای شعاع گوشه داخلی در هر طرف. چنانچه شعاع گوشه‌ها معلوم نباشد، مقادیر b و h را می‌توان معادل بعد متناظر خارجی منهای سه برابر ضخامت در نظر گرفت [۱۷].

در ادامه به بررسی مقاطع قوطی شکل استفاده شده در این سیستم پرداخته می‌شود.

جدول ۲- بررسی لاغری مقاطع تحت فشار و فشرده بودن مقاطع تحت خمش

نوع مقطع (تحت خمشی)	نوع مقطع (تحت فشار)	λ_r	λ_p	نسبت b/t مقطع	ابعاد مقطع (mm)	ردیف
فشرده	غیرلاغر	۴۱/۴۱	۳۳/۱۳	۱۷	۴۰×۲۰×۲	۱
فشرده	غیرلاغر	۴۱/۴۱	۳۳/۱۳	۱۷	۴۰×۴۰×۲	۲
غیرفشرده	غیرلاغر	۴۱/۴۱	۳۳/۱۳	۳۷	۸۰×۴۰×۲	۳
لاغر	لاغر	۴۱/۴۱	۳۳/۱۳	۴۷	۱۰۰×۴۰×۲	۴
غیرفشرده	غیرلاغر	۴۱/۴۱	۳۳/۱۳	۳۲	۷۰×۷۰×۲	۵
غیرفشرده	غیرلاغر	۴۱/۴۱	۳۳/۱۳	۳۷/۹	۹۰×۹۰×۲/۲	۶
فشرده	غیرلاغر	۴۱/۴۱	۳۳/۱۳	۲۸/۲۵	۱۰۰×۱۰۰×۳/۲	۷
غیرفشرده	غیرلاغر	۴۱/۴۱	۳۳/۱۳	۳۷	۱۴۰×۱۴۰×۳/۵	۸

ب) جوشکاری

جوش‌هایی که ورق‌های نازک را متصل می‌کند به ندرت تمایل به ترک از خود نشان می‌دهند. حرارت انتقال داده شده در هنگام جوشکاری و جرم کم ورق، سرعت سرد شدن را کاهش می‌دهد. به علاوه تنش‌های داخلی کاهش یافته ناشی از نسبت مناسب بعد گلو به ضخامت ورق و انعطاف پذیری خوب ورق نازک در مقابل انقباض، از شدت تاثیر عوامل ترک دهنده

همان‌طور که مشاهده می‌شود تمامی مقاطع به جز مقطع $۱۰۰ \times ۴۰ \times ۲$ شرایط غیر لاغری تحت فشار را دارا می‌باشند و هم‌چنین تمامی مقاطع به جز $۱۰۰ \times ۴۰ \times ۲$ تحت خمش فشرده و یا غیر فشرده می‌باشند.

طراحی مربوط به ستون‌ها و تیرها بر اساس روابط ارائه شده در مبحث دهم ساختمانی و مشابه سازه‌های معمولی انجام می‌شود.





(الف)



(ب)



(ج)

شکل ۷- اتصال با نبشی نشیمن ساده (الف) قبل از بارگذاری، (ب) بعد از بارگذاری، (ج) محل شکست جوش

اتصالات مختلف بر اساس میزان سختی و براساس روابط زیر طبقه بندی می شود.

$$\begin{cases} \frac{K_s L}{EI} < 2 & ; \quad \text{مفصلی} \\ 2 < \frac{K_s L}{EI} \leq 20 & ; \quad \text{نیمه صلب} \\ \frac{K_s L}{EI} \geq 20 & ; \quad \text{صلب} \end{cases}$$

$$K_s = \frac{M_s}{\theta_s}$$

در این روابط M_s ، θ_s و K_s به ترتیب ممان تحت بارهای

می‌کاهد. در جوش کاری ورق‌های نازک ترک خوردگی تقریباً هیچ وقت مشکل مهمی نمی‌باشد مگر این که میزان کربن و آلیاژ فولاد به طور غیر معمولی زیاد باشد [۱۸].

همان‌طور که بیان شد ضخامت مقاطع استفاده شده در این سیستم کم می‌باشد لذا از دیگر محاسن آن می‌توان به عدم ترک در جوشکاری‌های انجام شده اشاره نمود. اما در جوشکاری ورق‌های نازک بایستی نکاتی رعایت گردد که در ادامه به آن پرداخته می‌شود.

(الف) فلز جوش (الکتروود مصرفی) بایستی با فلز پایه سازگار باشد.

(ب) با توجه به آن که در برخی موارد نیاز به جوشکاری در وضعیت افقی و سربالا می‌باشد بایستی الکتروودی انتخاب شود که مجاز به جوشکاری در این وضعیت‌ها باشد.

(ج) قطر الکتروود بر اساس ضخامت ورق‌های جوشکاری شده تعیین می‌گردد.

با توجه به نکات گفته شده در بالا بهترین الکتروود جهت جوشکاری اجزا این فرم سازه‌ای الکتروود E6013 با قطر ۲ میلی‌متر می‌باشد. شدت جریان مورد نیاز بر اساس الکتروود E6013 و قطر الکتروود ۲ میلی‌متر بین ۲۵ تا ۶۰ آمپر است که با این الکتروود باید طول قوسی (فاصله سیم جوش تا قطعه کار) حدود ۱/۶ میلی‌متر را ایجاد نمود و ولتاژ بوجود آمده ۱۰ ولت خواهد بود.

طراحی جوش و اتصالات بر اساس مبحث دهم ساختمانی و مشابه سایر سازه‌ها صورت می‌پذیرد.

۵- مدل سازی

اتصالات استفاده شده در این سیستم به صورت اتصال مفصلی با نبشی نشیمن ساده با مقطع تیر و ستون قوطی شکل می‌باشد. در این قسمت ابتدا یک نمونه در مقیاس واقعی ساخته شده و تحت بارگذاری یکنواخت قرار می‌گیرد و سپس همان مدل در نرم افزار ABAQUS مدل سازی و نتایج مربوطه با یکدیگر مقایسه می‌شود. شکل (۷) اتصال ساخته شده قبل و پس از اعمال بارگذاری یکنواخت را نشان می‌دهد، همان‌طور که مشاهده می‌شود در این حالت گسیختگی از محل جوش نبشی فوقانی به ستون اتفاق می‌افتد.

شکل‌های (۸) و (۹) به ترتیب کانتور تنش فن میسر و نمودار بار تغییر مکان برای این نمونه را نشان می‌دهد.

سرویس، دوران تحت بارهای سرویس و سختی، L طول تیر و EI سختی خمشی تیر می باشد. برای اتصال فوق حاصل عبارت برابر با $0/44$ می باشد که نشان دهنده مفصلی بودن این اتصال است.

۶- نتیجه گیری

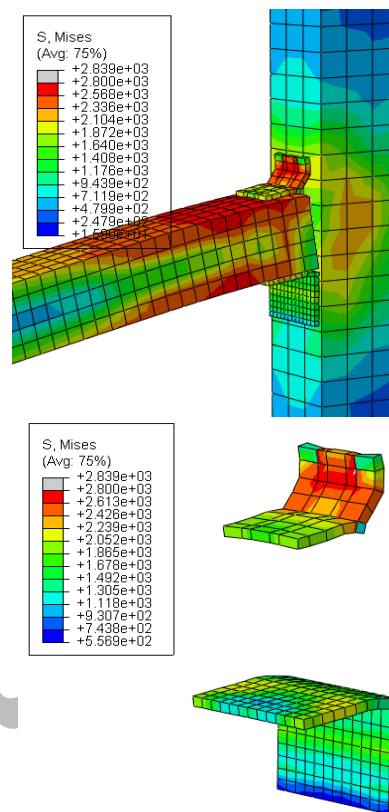
فناوری های نوین ساختمان علیرغم تمامی مزایای موجود، اکثراً دارای یک عیب مشترک می باشند و آن نیاز به مصالح جدید و نیروی کار ماهر می باشد در نتیجه اجرای آنها، بخصوص در شهرهای کوچک تر با مشکل مواجه می گردد. در این پژوهش یک سیستم سازه ای جدید که علاوه بر اینکه دارای مزایای سیستم های نوین سازه ای می باشد و نیازمند مصالح جدید و نیروی کار ماهر نبوده معرفی گردید. این سیستم مشابه سیستم LSF بوده با این تفاوت که کلیه مقاطع استفاده شده به صورت نورد گرم بوده و اتصالات به صورت جوشی می باشد. این سیستم دارای مزایایی از جمله کاهش وزن ساختمان، توزیع ستون ها در سطح کل دیوارها و جدا کننده ها، حذف آوار و یکپارچه نمودن دیوارها و اجرای آسان و قابل درک برای نیروها و عوامل اجرایی بومی می باشد. همچنین در این پژوهش یک نمونه سازه واقعی ساخته و مراحل آن به صورت کامل توضیح داده شد و نیز یک نمونه اتصال آن در مقیاس واقعی ساخته و در آزمایشگاه تحت بارگذاری یکنواخت قرار گرفت که نتایج نشان می دهد که رفتار این اتصال مناسب و از اتصال از نوع مفصلی می باشد. با توجه به جدید بودن این سیستم نیاز به تحقیقات بیشتر بر روی آن الزامی می باشد.

۷- تقدیر و تشکر

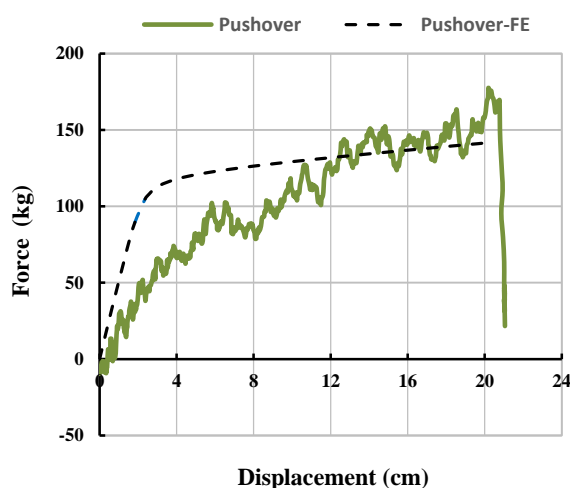
در پایان از شرکت ساختمانی توانگران راه افق تشکر نموده که کلیه هزینه های مربوط به ساخت پروژه ی نمونه را متقبل شدند و همچنین از آزمایشگاه سازه های فولادی سنگین دانشگاه فردوسی مشهد که تست بارگذاری در آنجا صورت پذیرفت.

۸- مراجع

- [۱] راهنمای نظارت و اجرای فناوری های نوین صنعت ساختمان، محسن گرامی، انتشارات فردوسی مشهد، چاپ اول، ۱۳۹۶.
- [۲] آنالیز و طراحی سازه های بلند، برایان استفورد اسمیت و الکس کول، ترجمه حسن حاجی کاظمی، انتشارات دانشگاه فردوسی، چاپ دوم، ۱۳۷۹.
- [۳] فناوری های نوین صنعت ساختمان، محمود گلابچی و حامد مظاهریان، انتشارات دانشگاه تهران، چاپ هفتم، ۱۳۹۴.
- [4] Liu, X., Xu, A.X., Zhang, A.L., Ni, Z. and Wang, H.X. (2015), "Static and seismic experiment for welded joints in modularized prefabricated steel structure", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 112, pp. 183-195.
- [5] Liu, X., Pu, S.H., Zhang, A.L., Xu, A.X., Ni, Z. and Sun, Y. (2015), "Static and seismic experiment for bolted-welded joint in modularized prefabricated steel structure", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 115, pp. 417-433.
- [6] Liu, X., Pu, S.H., Zhang, A.L. and Zhang, X.X. (2017), "Performance analysis and design of bolted connections



شکل ۸- کانتور تنش فن میسر اتصال با نبشی نشیمن ساده بعد از بارگذاری یکنواخت



شکل ۹- منحنی بار تغییر مکان مدل آزمایشگاهی و عددی تحت بارگذاری یکنواخت

in modularized prefabricated steel structures", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 133, pp. 360-373, 2017.

[۷] کاظمی تربقان، م.، سهرابی، م.ر. و حاجی کاظمی، ح. (۱۳۹۵)، "بررسی رفتار اتصالات BSB تحت اثر بارهای تناوبی"، نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد، سال سیزدهم، شماره ۱ بیستم، ص. ۴۳-۳۱.

[۸] کاظمی تربقان، م.، سهرابی، م.ر. و حاجی کاظمی، ح. (۱۳۹۶)، "آندر کنش هرم راس ستون و اتصال ویژه پیش ساخته فولادی در بارگذاری متناوب"، نشریه مهندسی عمران فردوسی، سال سی ام، شماره یکم.

[9] 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.

[10] 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.

[11] Loss, C., Piazza, M. and Zandonini, R. (2016), "Connections for steel-timber hybrid prefabricated buildings. Part I: Experimental tests", Construction and Building Materials, Vol. 122, pp. 781-795.

[12] Monaco, A. (2016), "Numerical prediction of the shear response of semi-prefabricated steel-concrete trussed beams", Construction and Building Materials, Vol. 124, pp. 462-474.

[13] Shim, C.S., Chung, Y.S. and Yoon, J.Y. (2011), "Cyclic behavior of prefabricated circular composite columns with low steel ratio", Engineering Structures, Vol. 33, pp. 2525-2534.

[14] Loss, C. and Davison, B. (2017), "Innovative composite steel-timber floors with prefabricated modular components", Engineering Structures, Vol. 132, pp. 695-713.

[۱۵] طهمورثی، ح. (۱۳۹۲)، بررسی رفتار اتصالات در سازه LSF با سیستم مهاربندی، پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه صنعتی توشیروانی بابل.

[۱۶] عرب زاده، ب. (۱۳۹۳)، بررسی رفتار اتصالات قاب سبک فولادی در اثر انفجار، پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه خلیج فارس بوشهر.

[۱۷] مقررات ملی ساختمان، طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی، ۱۳۹۲.

[۱۸] طاحونی، ش.، راهنمای جوش و اتصالات جوشی در ساختمان‌های فولادی.

یادداشت فنی



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

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

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 .