



صاحب امتیاز: انجمن سازه‌های فولادی ایران

مدیر مسئول: دکتر مجید صادق آذر

سر دبیر: دکتر فرهاد دانشجو

ویراستار: دکتر علیرضا رضائیان

مدیر داخلی: دکتر مجید جمال امید

اعضای هیات تحریریه: (به ترتیب حروف الفبا)

نشریه علمی و پژوهشی

# سازه و فولاد

نشانی:

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

تلفن:

۸۸۳۸۴۱۹۹

پایگاه اینترنتی:

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

مدیر وبسایت: مهندس بهارک صفری

پست الکترونیکی:

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

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 سی و دوم - شماره‌ی سی و نهم

بهار ۱۴۰۲

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

بررسی آزمایشگاهی تاثیر نقص‌های اجرایی در مقاومت بیرون کشیدگی میلگرد فولادی در لایه شاتکریت به عنوان روش بهسازی دیوارهای آجری ..... ۵  
Experimental Evaluation of The Effect of Implementation Defects on The Pullout Resistance of Steel Rebar in The Shotcrete Layer as A Retrofit Method for Structural Brick Masonry Infill Walls in Steel Structures

هادی صبوری، محمد یکرنگ نیا

بررسی رفتار اتصالات خمشی فولادی به روش مؤلفه‌ای پیشرفته ..... ۲۲  
Investigating the behavior of steel moment connections using advanced component method

علی صادقی، محمد رضا سهرابی، سید مرتضی کاظمی

ارزیابی تاثیر میراگر تسلیمی شبه بیضی در بهبود عملکرد لرزه ای ساختمان های فولادی موجود ..... ۴۲  
Evaluating the effect of pseudo elliptical yielding damper on improvement of the seismic performance of existing steel buildings

سید افشین محبی، سید مهدی زهرایی، رضا رؤفی

ارزیابی عددی اتصال گیردار با نبشی‌های تعویض پذیر در قاب‌های خمشی درختی ..... ۶۲  
Numerical evaluation rigid connection with Replaceability corners in flexible tree frames

محمد علی کافی، فیروز ابراهیمی

مقایسه شکنندگی لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی با و بدون لحاظ بازشو در جان تیر ..... ۷۳  
Comparison of Seismic Fragility of Steel Moment Frames with and without Beam Web Opening

سعید خدمتی، وحید اکرمی، وحید جهانگیری

تحلیل عددی فیوز با تعویض پذیری ساده در قاب‌های واگرا و تعیین ضریب رفتار به روش انرژی ..... ۹۳  
Numerical analysis of SRF fuse in eccentrically braced frames and determination of behavior coefficient by energy method

سروش سلطانی، محمد رضا جواهری تفتی، محمد قاسم وتر

شیوه نگارش ..... ۱۰۹

فرم عضویت ..... ۱۱۰

## به نام خالق هستی

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

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

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

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

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

انجمن سازه‌های فولادی ایران

## بررسی رفتار لرزه‌ای اتصالات ورق انتهایی دارای مواد حافظه‌دار شکلی پایه آهن

سعید نظری<sup>۱</sup>، مهدی قاسمیه<sup>۲\*</sup>

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی زلزله، دانشکده مهندسی عمران، دانشکدگان فنی، دانشگاه تهران، تهران

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

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

### چکیده

در زلزله ۱۹۹۴ نورثریج و ۱۹۹۵ کوبه، تعداد زیادی از قاب‌های خمشی جوشی مرسوم، متحمل شکست ترد در محل اتصال تیر به ستون شدند. پژوهشگران دریافته‌اند که شکل‌پذیری اجزاء سیستم‌های سازه‌ای، در مهار انرژی ناشی از بارهای دینامیکی و به‌ویژه بارهای زلزله و انفجار، بسیار موثر می‌باشند. در سال‌های اخیر، آلیاژهای حافظه‌دار شکلی پایه آهن (Fe-based SMA ها)، که دارای دو ویژگی مهم خاصیت فوق‌ارتجاعی و رفتار حافظه‌شکلی می‌باشند، برای بهبود عملکرد لرزه‌ای سیستم‌های سازه‌ای مورد استفاده قرار گرفته‌اند. این پژوهش به ارزیابی قابلیت اتلاف انرژی و دیگر خصوصیات اتصالات خمشی با ورق انتهایی گسترش‌یافته و دارای پیچ‌هایی از جنس آلیاژهای حافظه‌دار شکلی سوپرالاستیک پایه آهنی می‌پردازد. مدل‌های سه‌بعدی اتصال، با استفاده از نرم‌افزار اجزاء محدود ABAQUS ساخته شده‌اند. با اعمال بارهای چرخه‌ای به انتهای تیر اتصال، رفتار آنها مورد مطالعه قرار گرفته است. در این پژوهش دو نوع اتصال ورق انتهایی چهارپیچی، یکی با رفتار صفحه ضخیم و دیگری با رفتار صفحه نازک، مدل‌سازی شده است و در مورد هرکدام، رفتار اتصال با استفاده از مصالح حافظه‌دار شکلی و بدون آنها مورد ارزیابی و مقایسه قرار گرفته است. استفاده از این مصالح در مورد اتصال با رفتار صفحه ضخیم باعث افزایش شکل‌پذیری اتصال به میزان ۳۵ درصد شده است و اتصال ۹۳ درصد تغییرشکل ایجادشده را جبران کرده و به حالت اولیه بازگشته است. در اتصال با رفتار صفحه نازک افزایش شکل‌پذیری اتصال ۵۴ درصد بوده و ۸۵ درصد دوران تحمل‌شده نیز به حالت اولیه بازگشته است.

### واژگان کلیدی

اتصال ورق انتهایی، مواد حافظه‌دار پایه آهن، سوپرالاستیک

## Investigation of Seismic Behavior of End Plate Moment Connections with Iron-Based Shape Memory Alloys

S. Nazari, M. Ghassemieh

### Abstract

In the 1994 Northridge and 1995 Kobe earthquakes, a large number of conventional bending frames suffered brittle fractures at the beam-to-column joint. Researchers have found that structural components of structural systems are very effective in controlling the energy caused by dynamic loads, especially earthquake and explosion loads. In recent years, Iron-based shape memory alloys, which have two important properties of superelasticity and shape memory behavior, have been used to improve the seismic performance of structural systems. This study investigates the energy dissipation capability and other properties of moment connection with expanded end-plate and bolts made of super-elastic ferrous based memory alloys. The 3D connectivity models are built using ABAQUS finite element software. By applying cyclic loads to the end of the beam, its behavior has been studied. In this research, two types of four-bolt connections, one with the behavior of a thick plate and the other with the behavior of a thin plate, have been modeled, and in each case, the connection behavior with and without the use of shape memory materials has been evaluated and compared. The use of these materials in connection with thick plate behavior has increased the ductility of the connection by 35%, and the connection has compensated 93% of the deformation and returned to its original state. In connection with thin plate behavior, the increase in ductility of the connection is 54% and 85% of the endured deformation has returned to the initial state.

### Keywords

End plate connection, Fe-based shape memory alloys, Superelastic

نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد / ۵

به طور کلی، هنگامی که یک سازه در معرض زلزله یا امواج ناشی از انفجار قرار می‌گیرد، ضروری است که محتوای انرژی تحمیل شده به سازه، از طریق مسیرها و فرآیندهای مشخص و دارای ظرفیت جذب انرژی کافی، به شیوه ایمن و با کمترین خسارت ممکن مستهلک گردد. امروزه، سیستم‌های مستهلک کننده انرژی به صورت‌های مختلفی مانند سیستم‌های ویسکوز، ویسکوالاستیک، الاستوپلاستیک هیستریزس و اصطکاکی، در سازه‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرند. استفاده از سیستم مهاربندی مجهز به عضو لوزی شکل یا دایره‌ای شکل از جمله مواردی می‌باشد که توسط Pachide و همکاران [۱ و ۲] و نیز Kheiroddin و همکاران [۳] به منظور مستهلک کردن انرژی بارهای لرزه‌ای مورد ارزیابی قرار گرفته‌اند. شمس و قبادی [۴] یک سیستم ترکیبی از میراگرهای مختلف به منظور مستهلک کردن انرژی و کاهش دریافت سازه ارائه دادند. Salehi و Ghobadi [۵] رفتار ارتجاعی ساختمان‌های دارای میراگر ترکیبی در پای ستون‌ها در دهانه‌های مهاربندی را مورد بررسی قرار دادند.

در زلزله‌های سال ۱۹۹۴ نورتریج و ۱۹۹۵ کوبه، مشاهدات میدانی حاکی از وقوع خرابی‌های متعدد در قاب‌های خمشی جوشی، در محل اتصال تیر به ستون بودند. خرابی‌های مشاهده شده، اغلب به علت وقوع شکست ترد در محل جوش بال تیر به ستون و یا در ناحیه‌های حرارت دیده شده در اثر جوشکاری بودند.

پس از آن مطالعات زیادی بر روی اتصالات خمشی به منظور یافتن راه‌کارهایی برای رفع مشکلات آن‌ها انجام گرفت. اساس کلیه راه‌حل‌های پیشنهادی حاصل از این پژوهش‌ها، بر دور کردن تخریب و شکنندگی از محل اتصال و ایجاد مفاصل پلاستیک در تیر و با فاصله‌ای از وجه ستون می‌باشد. وقوع این تغییرشکل‌های پلاستیک، با توجه به این که برگشت‌ناپذیر می‌باشند، مشکلات و هزینه‌های زیادی را در بازسازی پس از زلزله به وجود می‌آورد. بنابراین در صورتی که اجزای سازه قابلیت بازبازی شکل اولیه خود پس از تحمل تغییرشکل‌های زیاد را داشته باشند، پتانسیل استفاده در طراحی‌های مقاوم در برابر زلزله را خواهند داشت و می‌توانند از خسارات و هزینه‌های ایجاد شده در اثر زلزله بکاهند.

آلیاژهای حافظه‌دار شکلی که دارای دو ویژگی بارز حافظه‌دار بودن و رفتار فوق‌الاستیک هستند، از جمله مصالح هوشمندی می‌باشند که هم توانایی میرا کردن انرژی وارد بر سازه در حین زلزله را دارند و هم می‌توانند کرنش‌های بزرگی بپذیرند که در هنگام باربرداری قابل بازگشت می‌باشند. این مواد می‌توانند مشکلات و محدودیت‌های سیستم ذکر شده را تا حد بسیار زیادی برطرف کنند و علاوه بر مستهلک کردن انرژی زلزله، خسارت‌های ناشی از زلزله بر روی سازه را نیز کاهش دهند.

در سال‌های اخیر، مطالعاتی در رابطه با استفاده از آلیاژهای حافظه‌دار شکلی در سازه‌ها به عنوان میراگر، مهاربند و اجزای اتصالات به منظور کنترل غیرفعال سازه‌ها انجام شده است. Gholhaki و همکاران [۶] اثر آلیاژهای حافظه‌دار را در رفتار دیوارهای برشی فولادی بررسی کردند. Roshanfekr-rad و همکاران [۷] به بررسی احتمالاتی فروریزش ساختمان‌های دارای مواد حافظه‌دار پرداختند. این آلیاژها در حالت رفتار فوق‌ارتجاعی می‌توانند کرنش‌های تا حدود ۱۰٪ را بدون بر جای گذاشتن کرنش پسماند تحمل کنند. قابلیت استهلاک انرژی مناسب، باقی نگذاشتن کرنش پسماند (رفتار فوق‌ارتجاعی)، مقاومت بالا در برابر خستگی و خوردگی، عمر مفید بالا، سخت‌شدگی نهایی در تغییرشکل‌های زیاد، عدم نیاز به نگهداری، امکان حذف کرنش پسماند به کمک اعمال دما (رفتار حافظه‌شکلی) و امکان ساخت مواد با خصوصیات مورد تقاضا، همگی از قابلیت‌هایی بوده که این آلیاژها را به موادی مطلوب برای کاربرد در میراگرها و سیستم‌های جدا کننده تبدیل کرده‌اند. امروزه، آلیاژهای حافظه‌دار شکلی بر پایه آهن به دلیل دارا بودن پتانسیل زیاد برای کاربرد در سازه‌ها، توجه بسیاری از پژوهشگران را به خود جلب کرده‌اند. داشتن سختی بیشتر، هیستریزس گرمایی بزرگ‌تر و هزینه کمتر تولید Fe-SMA نسبت به Ni-Ti، باعث برتری این آلیاژ در زمینه ساخت وساز گردیده است. این کاهش هزینه، هم به دلیل استفاده بیشتر از آهن در ترکیب آلیاژ و هم به دلیل امکان تولید این مواد در شرایط کارخانه‌ای معمول می‌باشد. Fe-SMA همچنین دارای مقاومت خوردگی مناسب، قابلیت کارپذیری کافی و جوش‌پذیری مناسب می‌باشد.

دسته اول آلیاژهای حافظه‌دار شکلی، Fe-Mn-Si ها می‌باشند. این آلیاژ در دمای اتاق سوپرالاستیک نیست و از اثر حافظه‌شکلی آن برای پیش‌تندگی سازه‌ها استفاده می‌شود. در سال‌های اخیر، استفاده از این آلیاژ، به منظور مقاوم‌سازی سازه‌های فولادی و بتنی، گسترش یافته است. دسته دوم آلیاژهای حافظه‌دار شکلی پایه آهن، آلیاژهایی هستند که در دمای اتاق سوپرالاستیک عمل کرده و می‌توان از این خاصیت آن‌ها در سازه بهره برد. امروزه، انواعی از Fe-SMA با خاصیت فوق الاستیک نظیر Fe-36Mn- و Fe-29Ni-18Co-5Al-8Ta-0.01B و 8Al-8.6Ni [۸ و ۹] تولید شده‌اند. مشخصات مکانیکی 29Ni-18Co-5Al-8Ta-0.01B توسط Tanaka و همکاران [۱۰] و مشخصات مکانیکی Fe-36Mn-8Al-8.6Ni توسط Omori و همکاران [۱۱] تعیین گردید. مشخصات مکانیکی این مصالح در جدول (۱) و نیز منحنی تنش کرنش مواد حافظه‌دار در شکل (۱) آمده است. همچنین طبق برآورد، بر اساس میزان عناصر موجود در این آلیاژها، قیمت این آلیاژها حدوداً بین ۸ تا ۱۲ برابر قیمت پیچ‌های فولادی می‌باشد.

تحقیقات زیادی بر روی اتصالات خمشی در حالت ورق انتهایی گسترش‌یافته و همچنین هم‌تراز، صورت گرفته است و رفتار این اتصالات، در نرم‌افزارهای اجزاء محدود بررسی شده است [۱۲-۱۴]. و همچنین در سال‌های اخیر، رفتار این اتصالات تحت ترکیب‌بارهای مختلف (خمشی، محوری و پیچشی)، مورد ارزیابی قرار گرفته است [۱۵-۱۷]. Motahari و همکاران [۱۸] به کمک روش‌های تحلیلی و استفاده از مدل رفتاری پیشنهادی، امکان استفاده از حالت‌های مختلف مواد حافظه‌دار شکلی را در میراگر پیشنهادی با رفتار بهینه بررسی کردند. Ma و همکاران [۱۹] با استفاده از مدل‌سازی اجزاء محدود در نرم‌افزار ANSYS، رفتار یک اتصال تیر به ستون سخت‌شده دارای پیچ‌های SMA را بررسی کردند. آن‌ها رفتار اتصال را تحت بارهای چرخه‌ای اعمال‌شده به انتهای تیر مورد بررسی قرار دادند. Kari و همکاران [۲۰] به بررسی اثر استفاده از آلیاژ حافظه‌دار شکلی نیتینول در بادبندهای سازه پرداختند و اثر استفاده همزمان بادبندهای SMA و بادبندهای معمولی با جایگزینی مناسب را در کاهش جابه‌جایی ماندگار و همچنین کاهش تغییر مکان جانبی طبقات بررسی کردند. Ghassemieh و همکاران [۲۱] با مدل‌سازی اجزاء محدود در نرم‌افزار ABAQUS اثر استفاده از SMA را در دیواربرشی معمولی و

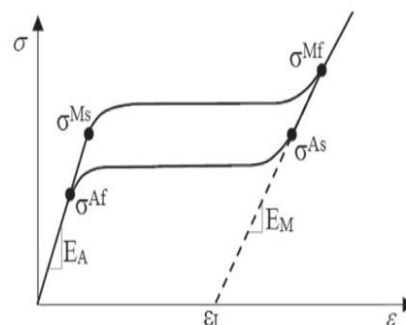
کوپل بررسی کردند و نشان دادند که استفاده از آلیاژهای حافظه‌دار شکلی نیتینول در میلگردهای دیوار به طور چشمگیری باعث کاهش جابه‌جایی می‌گردد. علاوه بر آن، خیز حداکثر دیوار برشی کوپل را کاهش می‌دهد. Ghassemieh و Kargar [۲۲] مواد حافظه‌دار را در قاب‌های خمشی با انواع مختلف سیستم‌های مهاربندی به کار بردند و به مقایسه پاسخ ضریب اصلاح ساختمان‌های فولادی پرداختند. Moradi و Alam [۲۳] یک اتصال تیر به ستون صلب گیردار را در نرم‌افزار ANSYS مدل‌سازی کردند و سعی نمودند که با به کارگیری صفحاتی از جنس آلیاژهای حافظه‌دار شکلی به بهبود رفتار این اتصال تحت بار چرخه‌ای بپردازند. نمودارهای هیستریزس اتصال را در حالت‌های مختلف ترسیم کردند و نتیجه گرفتند که این آلیاژ ظرفیت اتصال را افزایش داده، قابلیت بازگرداندگی خوبی دارد و همچنین شکل‌پذیری و قابلیت اتلاف انرژی مناسبی را از خود نشان می‌دهد. در ضمن، آرایش مناسب آن مانع از ایجاد کماتش موضعی در بال تیر خواهد شد. Fang و همکاران [۲۴] با به‌کارگیری تاندون‌هایی از جنس آلیاژ نیتینول رفتار اتصال تیر I شکل به ستون دایروی را بررسی کردند. این تحقیق در دو مقاله یکی به صورت کار آزمایشگاهی و دیگری به صورت مدل‌سازی اجزاء محدود انجام گرفت. در این مقاله‌ها، شش اتصال با آرایش مختلف تاندون‌ها و طول‌های مختلف ساخته شد و قابلیت اتلاف انرژی، توانایی بازگرداندگی و همچنین آرایش بهینه تاندون‌ها به منظور دستیابی به حداکثر مقدار انرژی مستهلک‌شده مورد بررسی قرار گرفت. Farmani و Ghassemieh [۲۵] به ارزیابی رفتار سوپرالاستیک پیچ‌های SMA از جنس آلیاژ نیتینول و خاصیت بازگرداندگی پیچ‌ها در اتصالات ورق انتهایی گسترش‌یافته در نرم‌افزار ABAQUS پرداختند. Farmani و Ghassemieh [۲۶] اتصال تیر به ستون با تاندون‌های SMA به همراه ورق برشی و پین را مورد تحقیق قرار دادند. مدل‌های اجزاء محدود در نرم‌افزار ABAQUS ساخته شد و پارامترهای مختلف رفتار چرخه‌ای و میزان پیش‌تندگی لازم پیچ‌ها، مورد بررسی قرار گرفت. Hedayati و Alam [۲۷] مصالح سوپرالاستیک Fe-29Ni-18Co-5Al-8Ta-0.01B را بصورت کابل در الاستومرهای پل در مدل اجزاء محدود به کار بردند و اثر این آلیاژ را در کاهش کرنش برشی و افزایش انرژی مستهلک‌شده بررسی کردند. Izadi و همکاران [۲۸] با استفاده از آلیاژهای SMA پایه آهن سیستمی برای قوی‌تر



Chowdhury و همکاران [۲۹] اتصال تیر به ستون با کابل‌های پیش‌تنیده را مورد بررسی قرار دادند. آن‌ها در این زمینه ۴ نوع آلیاژ مختلف SMA را بررسی کردند. همچنین کابل‌ها را در سه حالت کاملاً فولادی، قسمتی از کابل فولادی و کل کابل از جنس SMA مقایسه کردند.

در این پژوهش رفتار اتصالات ورق انتهایی دارای مواد حافظه‌دار شکلی پایه آهن بررسی می‌شود و سعی بر این است تا با طراحی اتصالات دارای این مواد، از تغییر شکل‌های پلاستیک سازه بعد از زلزله جلوگیری شود و میزان دوران باقی‌مانده در سازه کمترین مقدار باشد. پارامترهای مختلف مربوط به اتصال بررسی می‌گردد و در هر مورد با اتصال فولادی مقایسه می‌شود. برای این منظور، دو اتصال یکی با رفتار صفحه ضخیم و دیگری با رفتار صفحه نازک در نظر گرفته شده است.

کردن ورق‌های فولادی ارائه کردند. در این پژوهش با استفاده از خاصیت حافظه‌شکلی آلیاژهای SMA پایه آهن دمای نوار متصل به صفحه فولادی افزایش داده شد و سپس به منظور پیش‌تنیدگی، دما کاهش می‌یافت. این کار باعث ایجاد تنش فشاری در ورق فولادی می‌گشت.



شکل ۱- منحنی تنش- کرنش مواد حافظه‌دار شکلی [۸]

جدول ۱- مشخصات مکانیکی انواع مواد حافظه دار شکلی [۸]

واحد	FeMn AlNi	FeNiCo AlTaB	NiTi	تعریف	کمیت
GPa	۹۸	۵۰	۶۰	مدول الاستیسیته آستنیت	$E_A$
GPa	۶۰	۳۳	۳۰	مدول الاستیسیته مارتنزیت	$E_M$
MPa	۳۲۰	۷۵۱	۳۷۵	تنش آغاز تبدیل آستنیت به مارتنزیت	$\sigma_s^{AS}$
MPa	۴۰۰	۹۸۶	۴۳۰	تنش پایان تبدیل آستنیت به مارتنزیت	$\sigma_f^{AS}$
MPa	۲۱۰	۲۸۶	۲۰۸	تنش آغاز تبدیل معکوس مارتنزیت به آستنیت	$\sigma_s^{SA}$
MPa	۹۰	۱۹۸	۱۳۸	تنش پایان تبدیل معکوس مارتنزیت به آستنیت	$\sigma_f^{SA}$
-	۰٫۰۵	۰٫۱۳	۰٫۰۹	بیشترین کرنش برگشت پذیر	$\epsilon_L$

(۲) ارائه شده است. مشخصات هندسی مدل اجزاء محدود ساخته شده در نرم‌افزار ABAQUS در شکل (۳) و جدول (۳) ارائه شده است. در شکل (۴) مدل تغییر شکل یافته نمونه آزمایشگاهی در کنار مدل تغییر شکل یافته اجزاء محدود نشان داده شده است. همان‌طور که در شکل توزیع تنش فون میسر مشخص است، قبل از این که تیر تسلیم شود، پیچ‌ها تسلیم شده‌اند. در شکل (۴) منحنی لنگر-دوران اتصال ارائه شده است. مطابق جدول (۴) منحنی مدل اجزاء محدود تا حد قابل قبولی به منحنی آزمایشگاهی مدل نزدیک است.

## ۲- اعتبارسنجی

به منظور اعتبارسنجی رفتار مواد حافظه‌دار شکلی و نیز نحوه عملکرد این مواد، مدل SMA-D10-290 Fang انتخاب شده است. Fang و همکاران [۳۰] هفت مدل مختلف اتصال تیر به ستون با ورق انتهایی گسترش یافته به همراه پیچ‌هایی از جنس آلیاژ نیتینول را مورد آزمایش قرار دادند. به منظور اعتبارسنجی، از یکی از مدل‌های ساخته شده استفاده گردیده است و نتایج مدل‌سازی اجزاء محدود با نتایج حاصل از آزمایش مقایسه شده است. اتصال به نحوی طراحی شده است که ورق انتهایی، رفتار کاملاً صفحه ضخیم از خود نشان دهد و نیروی اهرمی به وجود نیاید. مشخصات مصالح مورد استفاده، در جدول (۲) و شکل

جدول ۲- مشخصات مکانیکی مصالح استفاده شده در مدل اعتبارسنجی [۳۰]

مقطع	تنش تسلیم (MPa)	تنش نهایی (MPa)	مدول الاستیسیته (GPa)	کرنش نهایی (%)
تیر	۲۸۷/۵	۴۸۷/۴	۲۱۰/۱	۲۸/۳
ستون	۳۰۶/۱	۴۸۷/۴	۱۹۳/۳	۲۶
ورق انتهایی	۳۷۷/۵	۵۳۱/۲	۲۰۵/۶	۲۴/۹
سخت کننده	۲۸۷/۵	۴۵۲/۹	۲۱۰/۱	۲۸/۳

در نقاطی که قطعات مختلف اتصال با یکدیگر تماس دارند، میبایست نوع این تماس و مشخصات مکانیکی دو سطحی که با یکدیگر تماس دارند، در نرم افزار تعریف شود. تماس ها به صورت اصطکاکی با تعریف ضریب اصطکاک در نرم افزار ایجاد شده است. ضریب اصطکاک بین ورق انتهایی و ستون، ۰,۴۴ و بین سایر سطوح ۰,۳ تعریف شده است.

برای هر پیچ فولادی در سه ناحیه سطوح اندرکنش (تماس) در نظر گرفته شده است:

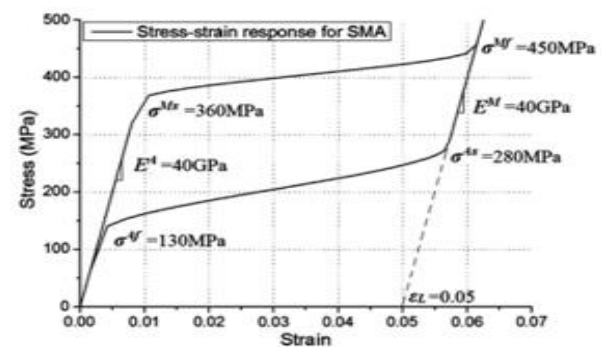
- بین سرپیچ و ورق انتهایی
- بین مهره و بال ستون
- بین بدنه پیچ و سوراخی که در ورق انتهایی و بال ستون ایجاد شده است.

در مورد پیچ های بلند SMA، با توجه به استفاده از واشر برای آنها، در پنج ناحیه سطوح اندرکنش (تماس) در نظر گرفته شده است:

- بین سرپیچ و سطح واشر
- بین مهره و سطح واشر
- بین ورق انتهایی و سطح واشر
- بین بال ستون و سطح واشر
- بین بدنه پیچ و سطوحی که در اثر ایجاد سوراخ در ورق انتهایی و بال ستون ایجاد شده اند.

علاوه بر موارد فوق، بین ورق انتهایی و بال ستون هم اندرکنش در نظر گرفته شده است.

به دلیل تقارن مدل ها نسبت به صفحه مرکزی گذرنده از جان تیر و جان ستون، تنها ساختن نیمی از مدل برای تحلیل اجزاء محدود در نرم افزار کافی است و روی صفحه تقارن، شرایط مرزی مربوط به تقارن اعمال می گردد که این کار موجب کاهش حجم محاسبات عددی و در نتیجه کاهش مدت زمان تحلیل می گردد. دو انتهای ستون نیز دارای شرایط تکیه گاهی مفصلی می باشند که این شرایط با بستن درجات آزادی روی خط مرکزی جان ستون حاصل شده است.

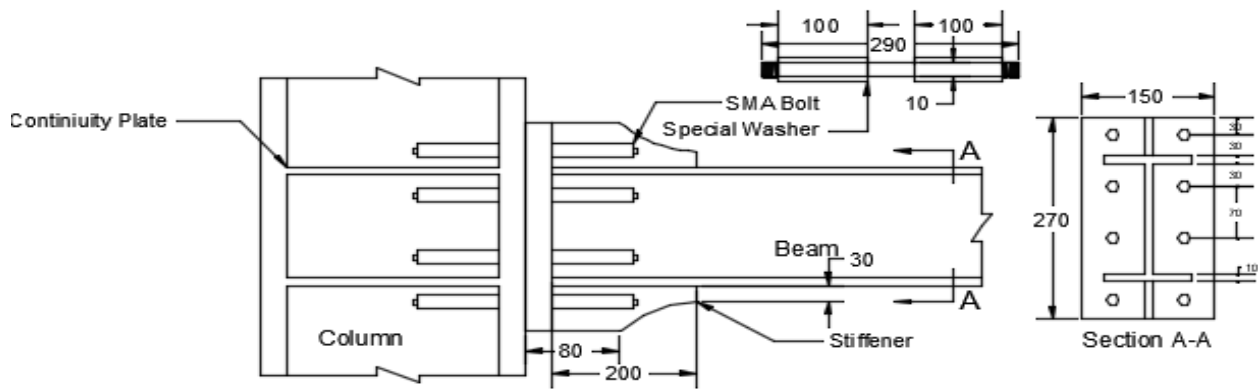


شکل ۲- نمودار تنش- کرنش مصالح استفاده شده در مدل اجزاء محدود Fang [۳۰]

### ۳- مدل سازی

در این بررسی، دو نوع اتصال ورق انتهایی بلند از نوع چهارپیچ سخت نشده با پیچ های پرمقاومت فولادی، یکی دارای رفتار صفحه ضخیم و دیگری دارای رفتار صفحه متوسط یا نازک طراحی و مدل سازی می شوند. سپس در مورد هر اتصال، حالت های مختلفی که امکان جایگزینی پیچ های فولادی اتصال با پیچ هایی از جنس آلیاژهای حافظه دار شکلی پایه آهن وجود دارد، مشخص می گردند و مورد مدل سازی قرار می گیرند. رفتار اتصال در هر یک از این حالت ها تحت بارگذاری چرخه ای اعمال شده به انتهای تیر اتصال، از نظر مقاومت، سختی، شکل پذیری، قابلیت اتلاف انرژی و تغییر شکل های پسماند در اتصال بررسی و مقایسه شده تا در هر حالت تاثیر پیچ های SMA پایه آهن در بهبود عملکرد لرزه ای اتصال مشخص گردد.

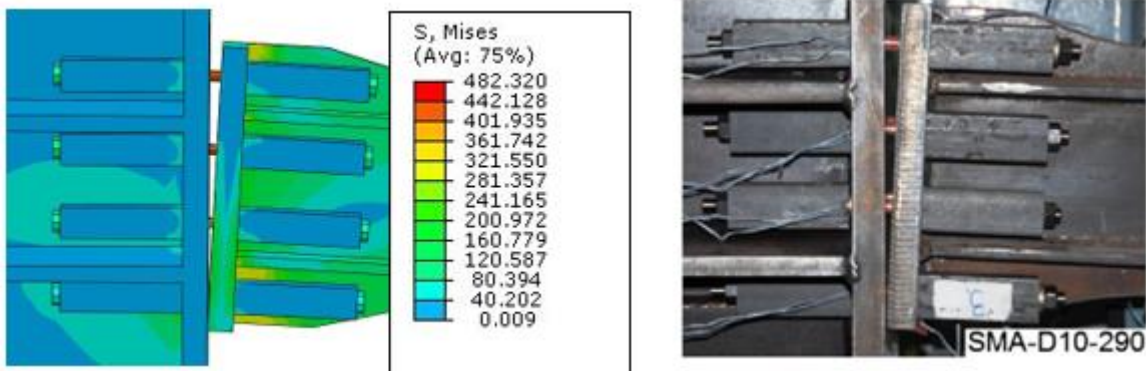




شکل ۳- نمونه آزمایشگاهی برای اعتبار سنجی [۲۱]

جدول ۳- جزئیات هندسی مدل اعتبارسنجی (ابعاد به میلی‌متر) [۲۱]

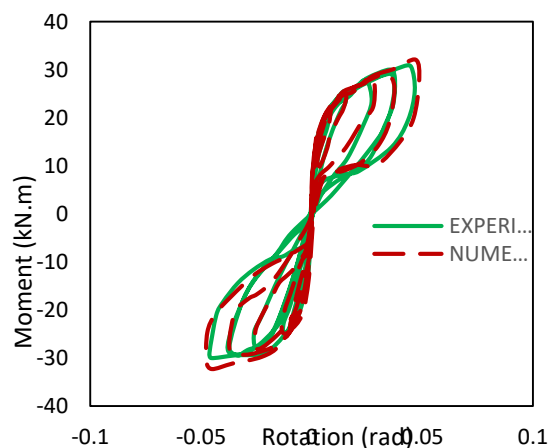
ضخامت سخت کننده	قطر پیچ‌ها	ضخامت ورق انتهایی	ستون		تیر	
			طول	مقطع	طول	مقطع
۱۰	۱۰	۲۴/۶	۱۷۰۰	۳۵۰×۳۵۰×۲۴×۱۶	۱۶۰۰	۱۵۰×۱۰۰×۱۰×۱۰



شکل ۴- مدل تغییر شکل یافته اتصال

جدول ۴- مقایسه مدل اجزاء محدود و نمونه آزمایشگاهی

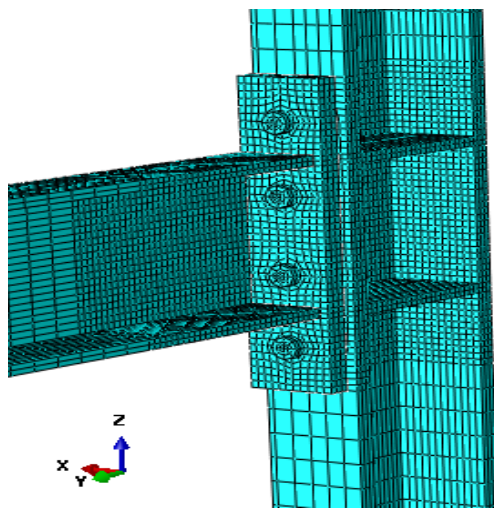
کمیت	EXP.	NUM.
دوران متناظر با نقطه تسلیم سازه $\theta_y$ (rad)	۰٫۰۰۵	۰٫۰۰۵
لنگر متناظر با نقطه تسلیم سازه $M_y$ (kN-m)	۱۶٫۵	۱۵
دوران نهایی اتصال $\theta_u$ (rad)	۰٫۰۵۲	۰٫۰۵۴
حداکثر لنگر تحمل شده توسط اتصال $M_u$ (kN-m)	۲۸٫۲	۲۹٫۴
انرژی مستهلک شده اتصال Dissipated Energy (kN.m)	۲٫۱۴	۲٫۰۳



شکل ۵- مقایسه منحنی هیستریزیس مدل اجزاء محدود و نمونه آزمایشگاهی

شبکه‌بندی نهایی اتصال مشخص شده است. انتخاب ابعاد شبکه بر اساس آنالیز حساسیت شبکه بوده است. در هر مدل ابعاد شبکه‌بندی تغییر داده شده است تا نتایج همگرا شوند. برای مثال، در رابطه با مدل EPI با ۱۹۷۲۹ جزء و ۳۱۹۸۰ نقطه، نتایج همگرا شده و کوچکتر شدن ابعاد شبکه تاثیری در نتایج نداشته است. در رابطه با EPI-SMA تعداد جزء‌ها، ۲۱۸۵۰ و تعداد نقاط، ۳۴۱۱۱ بوده است. در مدل EPI در ناحیه اتصال، ابعاد شبکه ۱۰ میلی‌متر و در نواحی دورتر ۶۰ میلی‌متر در نظر گرفته شده است.

برای آن که امکان مقایسه وجود داشته باشد، در هر اتصال با تغییر قطر پیچ، سعی شده است که مقاومت خمشی ثابت نگه داشته شود. در تمامی مدل‌ها مقطع تیر W10\*45 با طول ۲/۵ متر و مقطع ستون W10\*88 با طول ۳/۲ متر می‌باشد.



شکل ۶- نمایش کلی مدل اتصال و نحوه مش‌بندی

طول پیچ‌های SMA در تمامی اتصالات ۱۴۰ میلی‌متر انتخاب شده است. این کار با سعی و خطا انجام گرفته است تا با کمترین طول بتوان بیشترین میزان بازگرداندگی را در اتصال ایجاد کرد. در اتصالات صفحه ضخیم، ضخامت ورق انتهایی ۳۲ میلی‌متر و در اتصالات صفحه نازک، ضخامت ورق انتهایی ۲۲ میلی‌متر می‌باشد. در جدول (۵) دیگر مشخصات اتصالات و نام‌گذاری آن‌ها آمده است. در این پژوهش از آلیاژ Fe-Mn-Al-Ni استفاده شده است که خصوصیات مکانیکی آن در جدول (۱) آمده است.

انتهای تیر به صورت آزاد می‌باشد و بارگذاری به شکل کنترل تغییر مکان به لبه انتهایی تیر اعمال می‌شود. بارگذاری اعمال شده مطابق پروتکل SAC می‌باشد. این بارگذاری از طریق اعمال تغییر مکان به انتهای آزاد تیر تا رسیدن به میزان دوران مورد نظر برای هر چرخه انجام می‌شود که در آن دوران اتصال از تقسیم تغییر مکان انتهای آزاد تیر بر فاصله افقی تیر تا مرکز ستون به دست می‌آید. لازم به ذکر است در این پژوهش، هر گام بارگذاری تنها یک بار بر مدل اجزاء محدود اثر داده شده است. قبل از این که پروتکل بارگذاری SAC به اتصال اعمال شود، لازم است نیروی پیش‌تندگی در پیچ‌ها ایجاد شود. برای ایجاد نیروی پیش‌تندگی در پیچ‌ها ضریب انبساط حرارتی اورتوتروویک برای بدنه‌ی پیچ‌ها تعریف شده است، که در راستای محور پیچ دارای مقدار می‌باشد و در دو راستای دیگر مقدار ضریب انبساط حرارتی صفر می‌باشد.

این امر باعث می‌شود که هنگام کاهش دمای پیچ، طول آن کم شود، بدون این که قطر آن تغییر کند. در مرحله اول بارگذاری، دمای پیچ را افزایش می‌دهیم و سپس دمای بدنه پیچ کاهش داده می‌شود که این کار موجب ایجاد پیش‌تندگی در آن می‌شود. این روند به گونه‌ای از طریق سعی و خطا انجام گرفته است تا در پیچ‌های پر مقاومت فولادی میزان حداقل پیش‌تندگی ذکر شده در جدول J3.1 آیین نامه AISC 2010 ایجاد گردد [۳۲]. در مورد پیچ‌های SMA هم، تنش معادل با ۶۵ درصد تنش تسلیم (تنش آغاز تبدیل آستنیت به مارتنزیت) آن‌ها به عنوان نیروی پیش‌تندگی وارد شده است [۳۱].

برای شبکه‌بندی جزء‌ها و مدل‌های اتصال از جزء‌های سه‌بعدی C3D8 استفاده شده است. این جزء، شش وجهی است که دارای هشت گره می‌باشد و هر گره سه درجه آزادی انتقالی دارد. از انتگرال‌گیری گوسی کاهش نیافته در جزء‌ها استفاده شده است. به دلیل این که حجم محاسبات و زمان تحلیل مدل به میزان زیادی به تعداد جزء‌های مدل بستگی دارد، سعی کرده‌ایم تا حد ممکن و با توجه به دقت مسأله، از جزء‌های بزرگتری استفاده شود که این کار با سعی و خطا انجام شده است. به دلیل حساسیت ناحیه اتصال و احتمال وقوع پدیده‌های غیرخطی در این ناحیه، از جزء‌های ریزتری برای این ناحیه استفاده شده است و هرچه از آنجا دورتر شده‌ایم ابعاد جزء‌ها افزایش یافته است. لازم به ذکر است، آنالیز حساسیت شبکه برای همه مدل‌ها انجام گرفته است. در شکل (۶) نحوه

نام اتصال	نوع اتصال	جنس پیچ‌ها	جنس ورق انتهایی	رفتار اتصال	قطر پیچ (mm)
EP1	چهار پیچ سخت‌نشده	فولاد A325	فولاد A572Gr50	صفحه ضخیم	۲۲/۲
EP1-SMA	چهار پیچ سخت‌نشده	SMA	فولاد A572Gr50	صفحه ضخیم	۲۹
EP2	چهار پیچ سخت‌نشده	فولاد A325	فولاد A572Gr50	صفحه نازک	۲۵/۴
EP2-SMA	چهار پیچ سخت‌نشده	SMA	SMA	صفحه نازک	۳۱

در رابطه فوق،  $n$ ، تعداد پیچ‌ها در هر ردیف،  $N$ ، تعداد ردیف پیچ‌های کششی و  $h_i$ ، فاصله بین هر ردیف پیچ تا محور بال فشاری می‌باشد.  $P_t$ ، مقاومت کششی پیچ از رابطه (۴) به دست می‌آید که در آن  $F_t$ ، مقاومت کششی تعیین شده پیچ و  $A_{bott}$  مساحت اسمی پیچ می‌باشد.

$$P_t = F_t \cdot A_{bott} \quad (4)$$

تغییر شکل نهایی اتصالات و کانتور تنش فون-میسز اتصالات در شکل (۸) نمایش داده شده است. همان طور که در شکل مشاهده می‌شود، اتصال EP1 رفتار تقریباً صفحه ضخیم داشته و نیروی اهرمی کمی در مرحله نهایی اتصال و در زمان گسیختگی به وجود آمده است. برای اینکه امکان مقایسه دو اتصال EP1-SMA و EP1 وجود داشته باشد، بایستی مقاومت خمشی اسمی یکسانی داشته باشند و به همین منظور، از پیچ‌های SMA با قطر ۲۹ mm استفاده شده است. همان طور که انتظار داشتیم و در شکل مشاهده می‌شود، اتصال EP1-SMA رفتار صفحه ضخیم از خود نشان داده و نیروی اهرمی به وجود نیامده است. نتیجه مدل‌سازی اجزاء محدود نشان دهنده آن است که تغییر شکل عمده اتصال در محل پیچ‌های SMA به وقوع پیوسته و هدف طراحی محقق شده است.

همان طور که ملاحظه می‌شود، در اتصالات EP1 و EP1-SMA پیچ‌های ردیف بیرونی وضعیت بحرانی‌تری داشته و زودتر به حداکثر کرنش می‌رسند که علت این امر رفتار صفحه ضخیم اتصال و جداسازی بیشتر ورق انتهایی در محل پیچ‌های بیرونی است.

بر اساس طراحی انجام شده، انتظار می‌رود که اتصالات به دلیل وقوع شکستگی در پیچ‌ها دچار خرابی گردند. البته آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای اجازه استفاده از چنین اتصالاتی را نمی‌دهند و در مورد اتصالات ورق ضخیم، روند طراحی را به گونه‌ای هدایت می‌کنند که مفصل پلاستیک در تیر شکل گرفته و شکل‌پذیری اتصال از طریق پلاستیک‌شدگی تیر تامین گردد. ولی با توجه به این که هدف پژوهش حاضر، استفاده از شکل‌پذیری پیچ‌های حافظه‌شکلی پایه آهن و کاهش تغییر شکل‌های پسماند در اتصال از طریق استفاده از قابلیت منحصر به فرد آلیاژهای حافظه‌دار شکلی یعنی خاصیت فوق‌ارتجاعی آن‌هاست، روند طراحی را به گونه‌ای پیش برده‌ایم تا پیچ‌های اتصال، متحمل تغییر شکل عمده شده و از شکل‌پذیری بالای پیچ‌های SMA به نحو مناسبی استفاده گردد.

محل قرارگیری پیچ‌ها بر روی ورق انتهایی در شکل (۷) نشان داده شده است.

مقاومت صفحه انتهایی،  $M_{pl}$ ، طبق رابطه (۱) به دست می‌آید [۲۵].

$$M_{pl} = F_{yp} \cdot t_p^2 \left[ \frac{b_p}{2} \cdot \left[ h_2 \cdot \left( \frac{1}{p_{fi}} + \frac{1}{s} \right) + h_1 \left( \frac{1}{p_{fo}} \right) - \frac{1}{2} \right] + \frac{2}{g} [h_2 \cdot (P_{fi} + s)] \right] \quad (1)$$

در رابطه فوق،  $F_{yp}$ ، تنش تسلیم صفحه،  $t_p$ ، ضخامت صفحه می‌باشد و پارامترهای دیگر در شکل (۶) نمایش داده شده است. بعد نامعلوم  $s$  از رابطه (۲) به دست می‌آید [۲۵].

$$s = \frac{1}{2} \cdot \sqrt{b_p \cdot g} \quad (2)$$

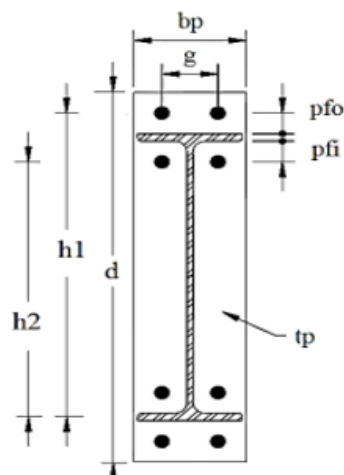
مقاومت اتصال، بر اساس معیار گسیختگی کششی پیچ‌ها، طبق رابطه (۳) برابر لنگر استاتیک نیروی نهایی پیچ حول خط مرکزی بال فشاری خواهد شد.

$$M_{np} = n \cdot P_t \cdot \sum_{i=1}^N h_i \quad (3)$$

و تغییرشکل نهایی آن به همراه کانتور تنش فون-میسز روی آن در شکل (۸) نشان داده شده است. همان طور که در شکل (۸) مشاهده می‌شود، ورق انتهایی در محل بال کششی تسلیم شده و نیروی اهرمی نیز به وجود آمده است.

نمودار نیروی پیچ بر حسب لنگر خمشی اعمال شده به اتصالات برای بحرانی‌ترین پیچ در شکل (۹) نشان داده شده است. در اتصال EP1، مقدار نیروی پیش‌تندگی موجود در پیچ که در ابتدا ۱۷۳ kN می‌باشد، پس از چند گام اولیه بارگذاری، کاهش یافته و سپس به سرعت از بین رفته و مساوی صفر می‌شود. این امر به دلیل رفتار تقریباً صفحه ضخیم اتصال می‌باشد که باعث می‌شود اتصال دچار گسیختگی ترد از ناحیه پیچ‌ها شود. در پیچ‌های فولادی پرمقاومت، نیروی پیش‌تندگی در پیچ‌ها به دلیل پلاستیک‌شدگی که در خود پیچ‌های فولادی رخ می‌دهد به سرعت از بین رفته و برابر صفر می‌شود. اما در مورد اتصال EPI-SMA مقدار نیروی پیش‌تندگی موجود در پیچ در ابتدا ۱۴۷ kN می‌باشد، که این نیرو پس از چند گام بارگذاری، کاهش یافته و نهایتاً به حدود ۸۰ kN می‌رسد. این پدیده به دلیل تغییرشکل‌های پلاستیک ایجاد شده در اجزای غیر SMA شامل واشرها، ورق انتهایی و بال ستون رخ می‌دهد که پیچ SMA در اتصال آن‌ها نقش دارد و تغییرشکل آن‌ها باعث شده تا نیروی پیش‌تندگی در پیچ به کمتر از نصف مقدار اولیه‌اش برسد. بر خلاف اتصال EP1 که در آن نیروی پیش‌تندگی به سرعت از بین رفته، در اتصال EP2 نیروی پیش‌تندگی پس از تحمل تعداد چرخه‌های بیشتری کاهش پیدا کرده و نهایتاً به صفر رسیده است که این نشان‌دهنده افزایش شکل‌پذیری اتصال است. اما در هردو اتصال با پیچ‌های فولادی نیروی پیش‌تندگی اولیه از بین رفته است. در مورد اتصال EP2-SMA نیروی پیچ پس از تحمل تعداد زیادی چرخه به صفر نمی‌رسد و در نهایت بیش از نیمی از نیروی پیش‌تندگی اولیه در پیچ باقی مانده است.

نمودارهای هیستریزس اتصالات در شکل (۱۰) نشان داده شده است و اطلاعات مورد نیاز از نمودارها استخراج گردیده است و در جدول (۶) ثبت شده است. در مقایسه نتایج تحلیل اجزاء محدود دو اتصال EP1 و EP1-SMA که در جدول (۶) ارائه شده، نشان می‌دهد که مقاومت نهایی دو اتصال، نزدیک به هم می‌باشد. همچنین سختی اولیه آن‌ها به یک‌دیگر نزدیک است. در عوض در اتصال EP1-SMA، استفاده از پیچ‌های



d (mm)	bp (mm)	g (mm)	Pfo (mm)	Pfi (mm)
۴۹۷	۲۳۰	۱۲۰	۵۰	۵۰

شکل ۷- محل قرارگیری پیچ‌ها بر روی ورق انتهایی [۲۳]

کلیه مشخصات EP2 مشابه اتصال EP1 است، تنها تفاوت ایجاد شده مربوط به ضخامت ورق انتهایی و محل قرارگیری پیچ‌ها است که به گونه‌ای تغییر داده شده‌اند تا اتصال، رفتار ورق نازک داشته باشد. در رفتار صفحه نازک، علاوه بر ورق انتهایی در محل بال کششی تیر، پیچ‌های کششی نیز تسلیم می‌شوند. با توجه به تسلیم شدن ورق انتهایی علاوه بر تسلیم شدن پیچ‌های کششی، شکل‌پذیری این نوع اتصال بیشتر از شکل‌پذیری اتصال ورق ضخیم بوده است. اتصال EP2-SMA در حقیقت همان اتصال EP2 می‌باشد که در آن به جای کلیه پیچ‌های پرمقاومت فولادی از پیچ‌های بلند SMA با طول ۱۴۰ mm استفاده شده است و همچنین جنس ورق انتهایی، SMA می‌باشد. به منظور نصب پیچ‌های بلند SMA از واشرهای فولادی از جنس فولاد پرمقاومت A325 بهره برده‌ایم. دلیل استفاده از پیچ‌های بلندتر نسبت به پیچ‌های فولادی، جلوگیری از تجاوز کرنش پیچ از حد کرنش بازگشت‌پذیر می‌باشد.

برای این که امکان مقایسه دو اتصال EP2 و EP2-SMA وجود داشته باشد، می‌بایست مقاومت خمشی یکسانی داشته باشند و به همین منظور از پیچ‌های SMA با قطر ۳۱ mm استفاده شده است. دلیل استفاده از ورق انتهایی SMA در اتصال EP2-SMA رفتار صفحه نازک اتصال و تغییرشکل‌های زیاد اتصال در محل ورق انتهایی بوده است. مدل اتصال EP2-SMA

بزرگی  $0.06$  رادیان، توانسته تا مقدار زیادی تغییر شکل‌هایی که تحمل کرده است را جبران کند و به وضعیت قبل از بارگذاری‌اش برگردد. در شکل (۱۱) نمودارهای لنگر خمشی بر حسب میزان جداسازی صفحه انتهایی در محل بال کششی برای اتصالات رسم شده است.

در شکل (۱۱-الف) مشاهده می‌شود که جداسازی صفحه انتهایی در محل بال کششی تیر در همان گام‌های اولیه بارگذاری با سرعت افزایش یافته است. علت این امر تسلیم شدن سریع پیچ‌ها و لق شدن آن‌ها و به تبع آن جدا شدن ورق انتهایی در همان چرخه‌های ابتدایی بارگذاری می‌باشد. همچنین مشاهده می‌شود که در آخرین چرخه کامل که مربوط به دوران  $0.03$  رادیان اتصال است، به هنگام باربرداری جداسازی ورق انتهایی به میزان  $1/8$  میلی‌متر در محل بال تیر باقی مانده است.

در شکل (۱۱-ب) مشاهده می‌شود که جداسازی صفحه انتهایی در محل بال کششی در آخرین چرخه به  $5/8$  میلی‌متر رسیده است که این مقدار در اتصال EP1،  $2/4$  میلی‌متر بود و این نشان‌دهنده افزایش شکل‌پذیری اتصال است. همچنین در آخرین چرخه کامل که مربوط به دوران  $0.042$  رادیان است، در هنگام باربرداری، جداسازی ورق انتهایی، تنها به میزان  $0.2$  میلی‌متر در محل بال تیر باقی مانده است. علت این پدیده رفتار فوق‌ارتجاعی پیچ‌ها است که توانسته‌اند اتصال را تا حدود بسیار زیادی به وضعیت اولیه‌اش برگردانند.

در شکل (۱۱-ج) مشاهده می‌شود که جداسازی صفحه انتهایی در محل بال کششی تیر نسبت به اتصال EP1 افزایش یافته، به طوری که مقدار نهایی آن از  $5/3$  میلی‌متر به  $7/1$  میلی‌متر رسیده است و میزان جداسازی باقی‌مانده در محل بال از  $1/8$  میلی‌متر به  $3/3$  میلی‌متر رسیده است. در شکل (۱۱-د) مشاهده می‌شود که جداسازی صفحه انتهایی در محل بال کششی در آخرین چرخه به  $8/2$  میلی‌متر رسیده است که این مقدار در اتصال EP2،  $7/1$  میلی‌متر بود و این نشان‌دهنده افزایش شکل‌پذیری اتصال است. همچنین در آخرین چرخه کامل که مربوط به دوران  $0.064$  رادیان است، در هنگام بار برداری جداسازی ورق انتهایی تنها به میزان  $0.8$  میلی‌متر در محل بال تیر باقی مانده است. علت این پدیده رفتار فوق‌ارتجاعی پیچ‌ها است که توانسته‌اند اتصال را تا حدود بسیار زیادی به وضعیت اولیه‌اش برگردانند.

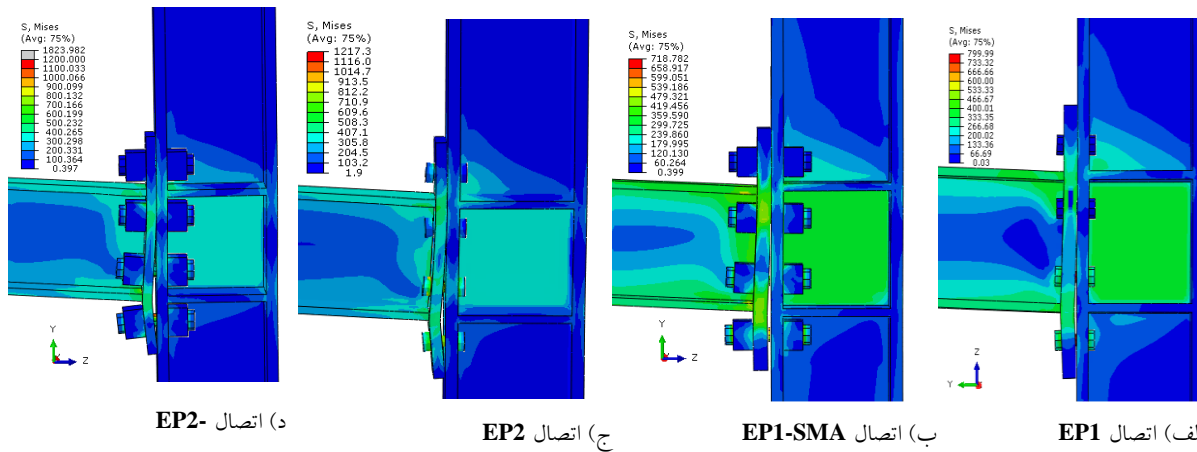
SMA پایه‌آهنی سبب شده شکل‌پذیری دورانی اتصال،  $33$  درصد افزایش پیدا کند و اتلاف انرژی آن نیز  $35$  درصد افزایش یابد. میزان دوران غیرالاستیک اتصال  $67$  درصد افزایش یافته است. ظرفیت دورانی اتصال هم  $33$  درصد افزایش یافته است. از مجموع محاسبات فوق، می‌توان به این نتیجه رسید که استفاده مناسب از پیچ‌های SMA پایه‌آهنی در اتصال طراحی‌شده براساس رفتار صفحه ضخیم، توانسته تغییر شکل باقی‌مانده در سازه را به نحو چشم‌گیری کاهش داده و پس از تحمل تغییر شکل‌هایی به بزرگی  $0.042$  رادیان به وضع قبل از بارگذاری بازگردد و همچنین شکل‌پذیری و قابلیت اتلاف انرژی مناسبی ایجاد کند، ضمن این که مقاومت و سختی لازم برای اتصال را هم فراهم کرده‌ایم.

نتایج تحلیل اجزاء محدود دو اتصال EP1 و EP2 که در جدول (۶) آمده، نشان می‌دهد سختی اولیه دو اتصال بسیار به هم نزدیک می‌باشد. در عوض رفتار صفحه نازک اتصال EP2 و تشکیل مفاصل پلاستیک در آن، سبب شده شکل‌پذیری دورانی اتصال  $33$  درصد افزایش یابد.

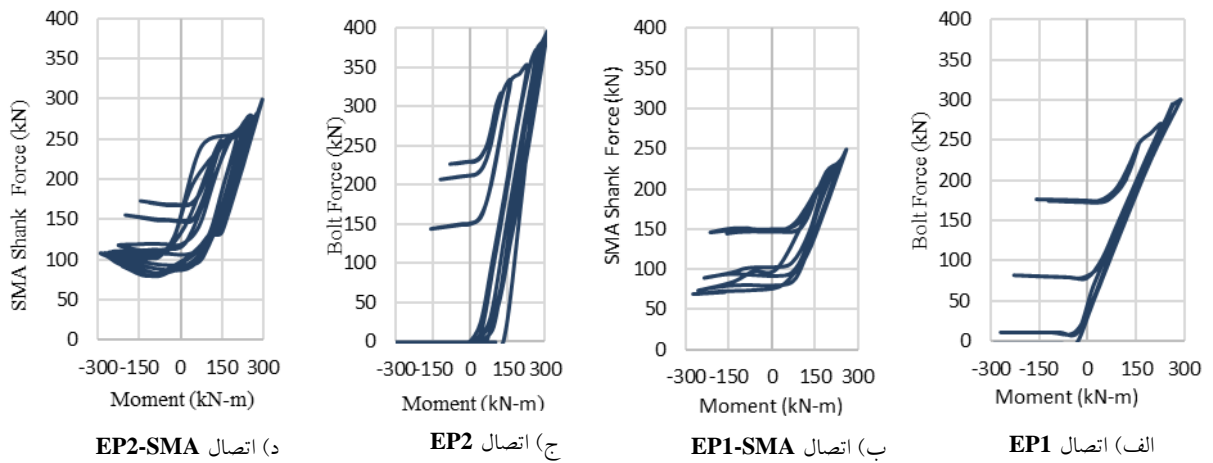
در مورد مقایسه اتصالات EP2 و EP2-SMA می‌توان گفت با وجود مقاومت خمشی تقریباً یکسان دو اتصال، شکل‌پذیری و قابلیت اتلاف انرژی اتصال EP2-SMA به میزان قابل توجهی بیشتر است. ویژگی دیگر اتصال EP2-SMA توانایی نسبتاً خوب آن برای بازگشت به حالت اول است به طوری که با تحمل  $10$  چرخه، مقدار دوران باقی‌مانده در آن نصف اتصال EP2 می‌باشد. اگر چرخه آخر که کرنش موجود در پیچ‌ها از حداکثر کرنش برگشت‌پذیر عبور کرده است را در نظر نگیریم، با تحمل  $9$  چرخه (یک چرخه بیشتر از EP2) مقدار دوران باقی‌مانده  $0.05$  رادیان است. به عبارتی با تحمل  $9$  چرخه بیش از  $92$  درصد دوران سازه جبران شده و به وضع اول بازگشته است که این مقدار با تحمل  $10$  چرخه بیش از  $84$  درصد است. همچنین این اتصال تعداد چرخه‌های بیشتری تحمل کرده و میزان اتلاف انرژی آن بیش از  $1/5$  برابر اتصال EP2 است.

در مجموع می‌توان به این نتیجه رسید که در اتصال طراحی‌شده براساس رفتار ورق نازک، استفاده از پیچ‌های SMA به همراه ورق انتهایی از جنس SMA پایه‌آهن، شکل‌پذیری و قابلیت اتلاف انرژی را به میزان قابل توجهی افزایش داده و مهم‌تر از آن اتصالاتی ساخته‌ایم که پس از تحمل دوران‌هایی به

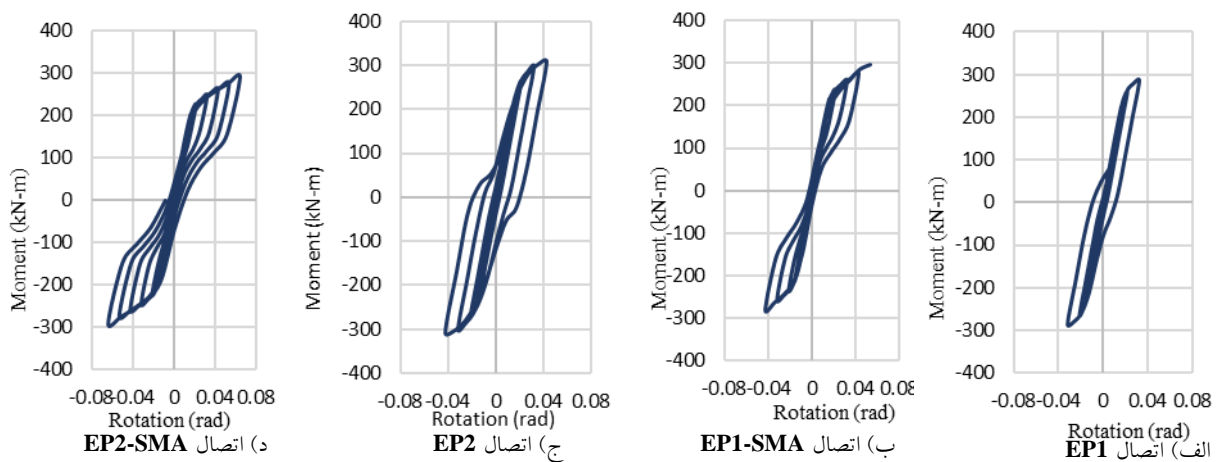




شکل ۸- تغییر شکل نهایی اتصالات و توزیع تنش فون- میسز (MPa)



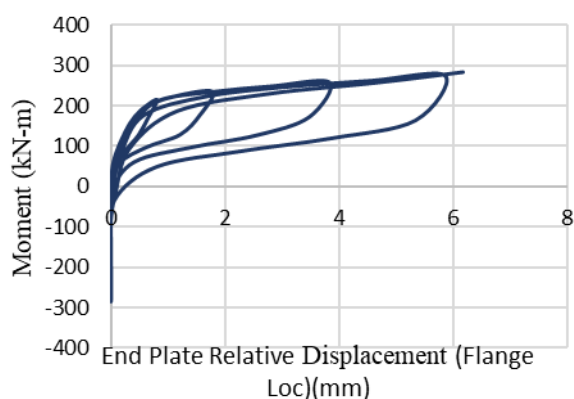
شکل ۹- نمودار نیروی پیچ بر حسب لنگر خمشی در اتصالات



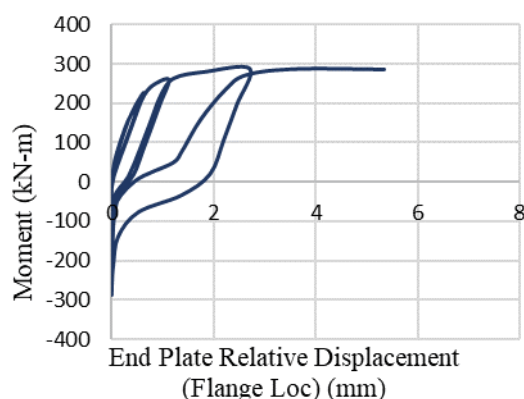
شکل ۸- نمودار لنگر بر حسب دوران اتصالات

جدول ۶- نتایج بررسی نمودارهای هیسترسیس اتصالات

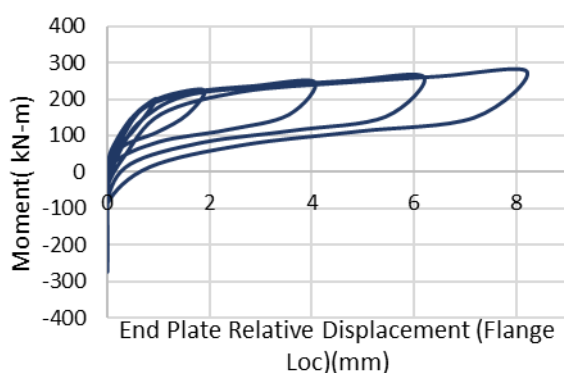
کمیت	فرمول (واحد)	EP1	EP1-SMA	EP2	EP2-SMA
دوران متناظر با نقطه تسلیم سازه	$\theta_y$ (rad)	۰٫۰۱۶	۰٫۰۱۵	۰٫۰۱۶	۰٫۰۱۵
لنگر متناظر با نقطه تسلیم سازه	$M_y$ (kN-m)	۲۲۶٫۱	۲۱۳٫۵	۲۲۶٫۴	۲۲۸٫۸
سختی دورانی الاستیک اتصال	$K = \frac{M_y}{\theta_y}$ (kN.m/rad)	۱۴٫۱	۱۴٫۲	۱۴٫۱	۱۵٫۲
دوران نهایی اتصال	$\theta_u$ (rad)	۰٫۰۳۲	۰٫۰۴۲	۰٫۰۴۲	۰٫۰۶۴
حداکثر لنگر تحمل شده توسط اتصال	$M_u$ (kN-m)	۲۸۶٫۴	۲۷۵٫۱	۳۰۹٫۴	۲۸۹٫۲
شکل پذیری اتصال	$\mu = \frac{\theta_u}{\theta_y}$	۲	۲٫۶۶	۲٫۶۶	۴
دوران غیر الاستیک اتصال	$\theta_{inelastic} (rad) = \theta_u - \theta_y$	۰٫۰۱۶	۰٫۰۲۶	۰٫۰۲۶	۰٫۰۴۸
انرژی مستهلک شده اتصال	Dissipated Energy (kN.m)	۹٫۷	۱۳٫۲	۲۶٫۳	۳۹٫۵



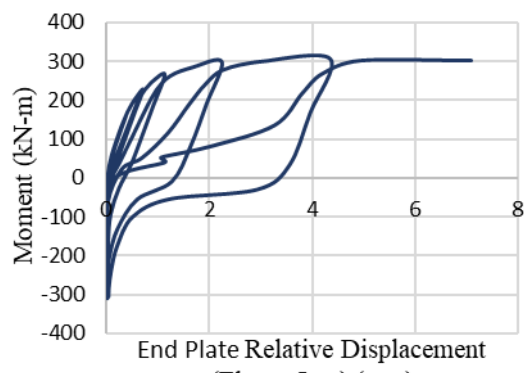
ب) اتصال EP1-SMA



الف) اتصال EP1

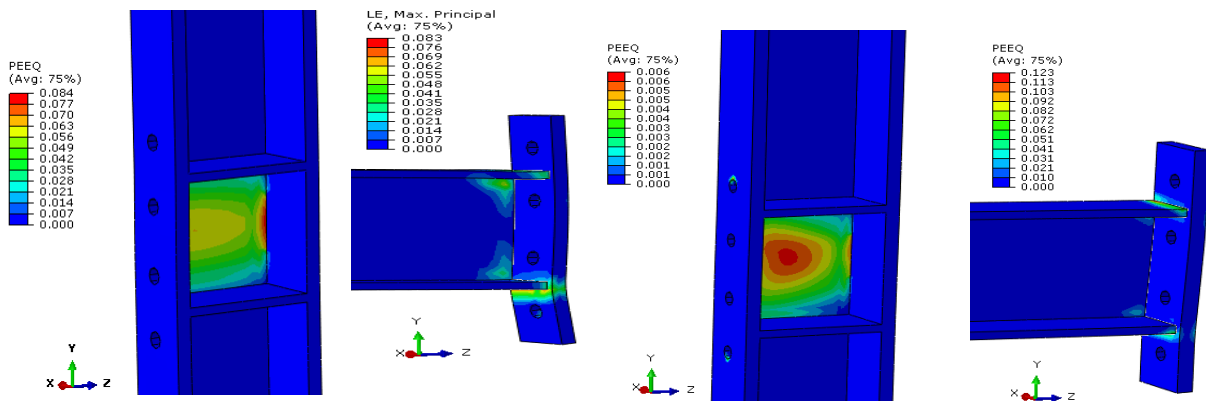


د) اتصال EP2-SMA



ج) اتصال EP2

شکل ۹- نمودار لنگر خمشی-جداشدگی صفحه انتهایی، در محل بال تیر اتصالات



ب) کرنش در تیر و ورق انتهایی و ستون EP2-SMA

الف) کرنش پلاستیک در تیر و ورق انتهایی و ستون EP1-SMA

شکل ۱۰- توزیع کرنش در اجزای اتصالات در انتهای بارگذاری

و هم قیمت تمام شده کمتری نسبت به اتصالات دارای نیتینول خواهند داشت. این کار از طریق مدل سازی اجزاء محدود اتصال در نرم افزار ABAQUS، اعمال بارگذاری چرخه ای به انتهای تیر اتصال و یافتن نمودار لنگر-دوران اتصال ها و بررسی اجزاء مختلف آن ها انجام شده است.

برای بررسی رفتار این دسته اتصالات، دو اتصال به نام های EP1 و EP2 دارای پیچ و ورق انتهایی فولادی طراحی گردیده اند که از اولی رفتار صفحه ضخیم و از دومی رفتار صفحه متوسط یا نازک انتظار می رود، ولی هر دو دارای مقاومت خمشی یکسان بوده و روند طراحی به گونه ای انجام گرفته است که اتصالات از ناحیه پیچ ها دچار شکست شوند. در اتصال EP2 تغییر شکل ورق انتهایی موجب افزایش شکل پذیری و انرژی مستهلک شده اتصال گشته است. در مورد اتصال EP1، یک بار تمامی پیچ های فولادی اتصال با پیچ های بلند SMA پایه آهنی با طول ۲/۵ برابر و قطر ۱/۳ برابر پیچ های فولادی جایگزین شده اند. در اثر این جایگزینی، شکل پذیری اتصال به میزان ۳۳ درصد و اتلاف انرژی ۳۵ درصد افزایش یافته است، ضمن این که مقاومت و سختی اولیه اتصال تقریباً بدون تغییر باقی مانده است. علاوه بر این، اتصال توانسته است که پس از تحمل دوران هایی به بزرگی ۰/۰۴۲ رادیان، بیش از ۹۳ درصد این دوران را جبران کرده و به وضعیت قبل از بارگذاری اش بازگردد و در

توزیع کرنش پلاستیک در اجزای اتصالات EP1-SMA و EP2-SMA در انتهای بارگذاری در شکل (۱۲) نشان داده شده است. در اتصال EP1-SMA اجزاء بصورت جزئی و موضعی دچار تغییر شکل های پلاستیک شده اند که در انتهای بال تیر، ورق انتهایی در مجاورت بال های تیر و ناحیه چشمه اتصال ستون اتفاق افتاده است. با توجه به ناچیز بودن این پلاستیک شدگی ها، بخش اصلی شکل پذیری اتصال، ناشی از تغییر شکل پیچ های SMA می باشد که هدف ما هم از طراحی اتصال همین بوده است. در اتصال EP2-SMA که اتصال رفتار صفحه نازک دارد، تغییر شکل ورق انتهایی بیشتر بوده است و ورق انتهایی در محل بال کششی در اغلب نقاط در محدوده کرنش بازگشت پذیر قرار دارد. ستون هم در اکثر نقاط به جز ناحیه اتصال، الاستیک باقی مانده است.

#### ۴- نتیجه گیری

به طور کلی هدف از انجام این پژوهش، بررسی اثر استفاده از پیچ های SMA پایه آهنی که در دمای معمولی اتاق دارای رفتار سوپر الاستیک می باشند، بر رفتار اتصالات خمشی تیر به ستون از نوع ورق انتهایی بلند می باشد. به طور کلی، قیمت آلیاژ های حافظه دار پایه آهنی کمتر از نیتینول می باشد زیرا بخش عمده آن آهن است. با استفاده از این آلیاژ به بررسی خصوصیات اتصالات ورق انتهایی گسترش یافته پرداخته و اتصالاتی بررسی گردید که هم قابلیت بازگرداندگی و اتلاف انرژی مناسبی دارند

[5] Salehi, S., Ghobadi, M. (2020). "Seismic resilient bracing structure equipped with hybrid device at base", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 138, pp. 106256.

[۶] قلهکی، م.، خسروی خور، ع. و رضایی فر، ا. (۱۳۹۸)، "مطالعه اثر آلیاژ حافظه‌دار شکلی Ni-Ti در شکل‌پذیری دیوارهای برشی فولادی با ورق نازک"، نشریه مهندسی سازه و ساخت، دوره ۶، شماره ۴، صفحات ۲۰۵ تا ۲۲۰.

[7] Rad, S., Ghobadi, M. and Yakhchalian, M. (2019). "Probabilistic seismic collapse and residual drift assessment of smart building equipped with shape memory alloy connections", *Engineering Structures*, Vol. 197, pp. 109375.

[8] Zhang, X., Zhang, J., Wu, H. and Kumar, D.D. (2022). "Iron-Based Shape Memory Alloy in Construction: Research, Applications and Opportunities", *Material*, Vol. 15(5), pp. 1723.

[9] Cladera, A., Weber, B., Leinenbach, C., Czaderski, C., Shahverdi, M. and Motavalli, M. (2014). "Iron-Based Shape Memory Alloys for Civil Engineering Structures: An Overview", *Construction and Building Materials*, vol. 63, pp. 281-293.

[10] Tanaka, Y., Kainuma, R., Omori, T. and Ishida, K. (2015). "Alloy Design for Fe-Ni-Co-Al-Based Super elastic Alloys", *Materials Today: Proceedings*, vol. 2, pp. S485-S492.

[11] Omori, T., Ando, K., Okano, M., Xu, X., Tanaka, Y., Ohnuma, I., Kainuma, R. and Ishida, K. (2011). "Superelastic Effect in Polycrystalline Ferrous Alloys." *Science*, vol. 333, pp. 68-71.

[12] Ghassemieh, M., Jalalpour, M. and Gholampour, A.A. (2014). "Numerical Evaluation of the Extended Endplate Moment Connection Subjected to Cyclic Loading", *Current Advances in Civil Engineering*, vol. 2, pp. 35-43.

[13] Zeinoddini-Meimand, V., Ghassemieh, M. and Kiani, J. (2014). "Finite Element Analysis of Flush End Plate Moment Connections under Cyclic Loading", *International Journal of Civil, Architectural Science and Engineering*, vol. 8.

[14] Goudarzi, A., Ghassemieh, M., Fanaei, N., Laefer, D.F. and Baei, M. (2015). "Axial Load Effects on Flush End-Plate Moment Connections", *Structures and Buildings*, vol. 18, pp. 1215-1237.

[۱۵] قاسمیه، م.، گودرزی، ا.، ارزیتون، ا. (۱۳۹۳)، "بررسی رفتار ورق انتهایی گسترش‌یافته تحت خمش و برش"، نشریه علمی پژوهشی سازه و فولاد، شماره پانزدهم، ص. ۱۳-۲۶.

[16] Ghassemieh, M., Goodarzi, A.R. and Arzeyton, A. (2014). "Behavior of Flush End-Plate Moment Connections Subjected to Bending and Axial Forces", *Journal of Steel and Structures*, Iranian Society of Steel structures, vol. 170, pp. 199-210.

حقیقت یک مفصل سوپرالاستیک در محل پیچ‌های اتصال ایجاد شده است.

در مورد اتصال EP2، به دلیل تسلیم شدن ورق انتهایی، این اتصال از شکل‌پذیری بیشتری برخوردار است و تغییرشکل زیادی تجربه می‌کند. در این اتصال یک بار به جای پیچ‌های فولادی، پیچ‌های SMA پایه‌آهنی قرار داده شد و مشاهده شد به دلیل تغییرشکل زیاد ورق میزان تغییرشکل پسماند سازه هم زیاد است. سپس برای کم کردن تغییرشکل پسماند، ورق انتهایی سازه هم از جنس آلیاژ سوپرالاستیک پایه‌آهن قرار داده شده و مشاهده شد که اتلاف انرژی اتصال ۵۰ درصد و شکل‌پذیری اتصال نیز ۵۴ درصد افزایش یافته است. همچنین اتصال پس از تحمل تغییرشکل‌هایی به بزرگی ۰/۰۶۴ رادیان بیش از ۸۵ درصد این دوران را جبران کرده و به حالت قبل بازگشته است. به طور کلی، در این پژوهش نشان داده شد که با استفاده از آلیاژهای حافظه‌دار شکلی پایه‌آهنی در اتصالات خمشی می‌توان به میزان قابل‌توجهی استهلاک انرژی ایجاد کرد و علاوه بر آن خاصیت سوپرالاستیک این آلیاژها باعث بازگشت تغییرشکل‌های تحمل‌شده به حالت اول می‌گردد، که این در بهره‌برداری از سازه پس از زلزله نکته بسیار کارآمدی خواهد بود. نکته دیگر، قیمت بسیار پایین‌تر آلیاژهای پایه‌آهنی نسبت به آلیاژ نیتینول می‌باشد که طی برآوردی که انجام گرفته است، در مورد پیچ‌ها حدود یک پنجم می‌باشد.

## ۵- مراجع

[1] Pachide, G., Kafi, M. and Gholhaki, M. (2020). "Evaluation of cyclic performance of a novel bracing system equipped with a circular energy dissipator", *Structures*, vol. 28, pp. 467-481.

[۲] پاچیده، ق.، کافی، م. و قلهکی، م. (۱۴۰۰)، "ارزیابی آزمایشگاهی و عددی سیستم نوین مهاربندی با عضو لوزی‌شکل مجهز به میراگر تسلیم شوونده"، نشریه مهندسی عمران امیرکبیر، دوره ۵۳، شماره ۱۱، ص ۴۵۵۷-۴۵۷۶.

[3] Kheiroddin, A., Gholhaki, M. and Pachideh, G. (2019). "Seismic Evaluation of Reinforced Concrete Moment Frame Retrofitted with Steel Braces Using IDA and Pushover Method in the Near- Fault Field", *Journal of Rehabilitation in Civil Engineering*, 7-1, pp. 159-173.

[4] Shams, A., Ghobadi, M. (2021). "Development of a high-performance hybrid self-centering building for seismic resilience." *Engineering Structures*, vol. 226, pp. 111382.



- [28] Izadi, M.R., Ghafoori, E., Shahverdi, M., Motavalli, M. and Maalek, S. (2018). "Development of an Iron-Based Shape Memory Alloy (Fe-SMA) Strengthening System for Steel Plates", *Engineering Structures*, vol. 174, pp. 433-446.
- [29] Chowdhury, M.A., Rahmzadeh, A., Moradi, S. and Alam, M.S. (2019). "Feasibility of Using Reduced Length Superelastic Shape Memory Alloy Strands in Post-Tensioned Steel Beam-Column Connections", *Journal of Intelligent Material Systems and Structures*, vol. 30, pp. 283-307.
- [30] Fang, C., Yam, M.C.H., Lam, A.C.C. and Xie, L. (2014). "Cyclic Performance of Extended End-Plate Connections Equipped with Shape Memory Alloy Bolts", *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 94, pp. 122-136.
- [31] ASCE/SEI-41, (2007), *Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*, American Society of Civil Engineers.
- [32] ANSI/AISC-358-16, (2016), *Steel Moment Frames for Prequalified Connections*.
- [17] طاهریپور، م.، قاسمی، م. (۱۳۹۷)، "بررسی رفتار اتصالات ورق انتهایی تحت بارگذاری ترکیبی"، نشریه علمی پژوهشی مهندسی عمران مدرس، شماره ۶، ص. ۱۶۹-۱۸۰.
- [18] Motahari, S.A., Ghassemieh, M. and Abolmaali, S.A. (2007). "Implementation of Shape Memory Alloy Dampers for Passive Control of Structures Subjected to Seismic Excitations", *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 63, pp. 1570-1579.
- [19] Ma, H., Cho, C. and Wilkinson, T. (2008). "A Numerical Study on Bolted End-Plate Connection Using Shape Memory Alloys", *Materials and Structures*, vol. 41, pp. 1419-1426.
- [20] Kari, A., Ghassemieh, M. and Abolmaali, S.A. (2011). "A New Dual Bracing System for Improving the Seismic Behavior of Steel Structures", *Smart Materials and Structures*, vol. 41.
- [21] Ghassemieh, M., Mohyeddin Ghodrati, S., Reza Bahaari, M. and Ali Nojumi, S. (2013). "Seismic Enhancement of Coupled Shear Walls Using Shape Memory Alloys", *Journal of Civil Engineering and Science*, vol. 2, pp. 93-101.
- [22] Ghassemieh, M. and Kargarmoakhar, R. (2013). "Response modification factor of steel frames utilizing shape memory alloys", *J. Intelligent. Material Systems and Structures*, vol. 24, pp. 1213-1225.
- [23] Moradi, S. and Alam, M.S. (2015). "Feasibility Study of Utilizing Superelastic Shape Memory Alloy Plates in Steel Beam-Column Connections for Improved Seismic Performance", *Journal of Intelligent Material Systems and Structures*, vol. 26, pp. 463-475.
- [24] Wang, W., Chan, T.M. and Shao, H. (2015). "Numerical Investigation on I-Beam to CHS Column Connections Equipped with NiTi Shape Memory Alloy and Steel Tendons under Cyclic Loads", *Structures*, vol. 4, pp. 114-124.
- [25] Farmani, M.A. and Ghassemieh, M. (2016). "Shape Memory Alloy-Based Moment Connections with Superior Self-Centering Properties", *Smart Materials and Structures*, vol. 25, pp. 1-17.
- [26] Farmani, M.A. and Ghassemieh, M. (2017). "Steel Beam-to-Column Connections Equipped with SMA Tendons and Energy Dissipating Devices Including Shear Tabs or Web Hourglass Pins", *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 135, pp. 30-48.
- [27] Hedayati Dezfali, F. and Alam, M.S. (2018). "Smart Lead Rubber Bearings Equipped with Ferrous Shape Memory Alloy Wires for Seismically Isolating Highway Bridges", *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 22, pp. 1042-1067.





http://journaliss.ir

## بررسی عملکرد لرزه‌های قاب‌های فولادی دوگانه دارای سیستم مهاربندی همگرا (X) تحت اثرات ساخت مرحله‌ای

مصطفی عباد<sup>۱</sup>، سعید اصیل قره‌باغی<sup>۲\*</sup>

۱- کارشناس ارشد مهندسی سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، تهران

۲- دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، تهران

\* تهران، صندوق پستی ۴۴۱۶-۱۵۸۷۵، asil@kntu.ac.ir

### چکیده

امروزه با پیشرفت تکنولوژی جوشکاری و افزایش استفاده از سازه‌های فولادی در ساختمان‌ها، علی‌الخصوص ساختمان‌های بلندمرتبه، ضرورت تطابق فرآیند ساخت سازه با فرآیند تحلیل سازه بیش از پیش آشکار می‌باشد. در سازه‌های فولادی با سیستم قاب خمشی دوگانه همراه با مهاربندی همگرا (CBF)، به دلیل اینکه قاب خمشی به تنهایی قادر به تحمل بارهای ثقلی و بارهای لرزه‌ای زمان ساخت می‌باشد، مهاربندهای کل سازه می‌تواند به صورت طبقه به طبقه همزمان با نصب اسکلت و یا در پایان ساخت کل اسکلت قاب خمشی نصب شوند. این موضوع با استفاده از تحلیل متعارف که در آن فرض می‌شود کل سازه در یک لحظه ساخته و سپس کلیه بارها به آن اعمال می‌شود، قابل بررسی و مطالعه نیست. لذا در این تحقیق اثرات ساخت مرحله‌ای بر قاب‌های فولادی دوگانه دارای مهاربند همگرای X مورد بررسی و مطالعه قرار گرفت. در این راستا مدل‌های سه‌بعدی ۵، ۱۰، ۱۵، ۲۰ و ۲۵ طبقه از قاب‌های مذکور تحت تحلیل بارافزون و پروتکل‌های بارگذاری چرخه‌ای قرار گرفتند. سپس پارامترهایی نظیر کوتاه‌شدگی ستون‌ها و نیروی محوری ستون‌ها تحت بار مرده، تغییر مکان و برش پایه نظیر تشکیل اولین مفصل پلاستیک، سختی جانبی موثر سازه، مقاومت نهایی جانبی و میزان اتلاف انرژی تحت پروتکل‌های بارگذاری چرخه‌ای بررسی شدند. از این تحقیق نتیجه گردید که ساخت مرحله‌ای می‌تواند موجب افزایش حداکثر ۱۷/۹٪ در نیروی محوری ستون میانی ناشی از بار مرده، افزایش حداکثر ۳/۸٪ در تغییر مکان نظیر تشکیل اولین مفصل پلاستیک، افزایش حداکثر ۸/۳٪ در برش پایه نظیر تشکیل اولین مفصل پلاستیک، افزایش حداکثر ۱۸/۴٪ در مقاومت نهایی جانبی سازه و نیز افزایش حداکثر ۴/۳٪ در سختی جانبی موثر شود. همچنین ساخت مرحله‌ای تاثیر قابل توجهی بر نیروی محوری ستون‌های گوشه و ستون‌های دهانه مهاربندی ناشی از بار مرده و نیز میزان اتلاف انرژی ناشی از پروتکل‌های بارگذاری چرخه‌ای نخواهد داشت.

### واژگان کلیدی

تحلیل ساخت مرحله‌ای، تحلیل متعارف، کوتاه‌شدگی ستون، قاب خمشی، مهاربند X، بارگذاری چرخه‌ای

## Investigating the seismic performance of MRF-CBF (X Brace) dual system under the effects of staged construction

M. Ebad, S.A. Gharebaghi

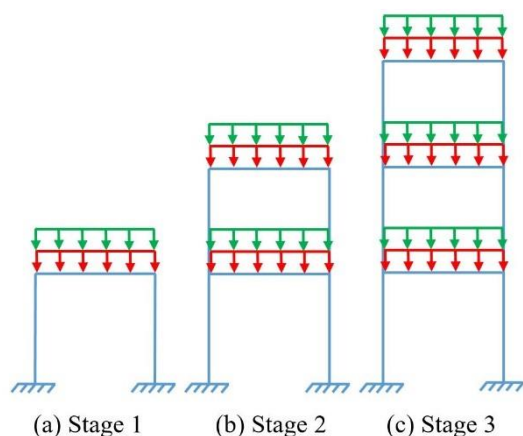
### Abstract

Nowadays, with the advances in welding technology and increased use of steel structures in the construction of buildings, especially high-rises, the necessity of matching the construction procedure with the structure analysis procedure has become more evident. In steel structures with moment-resisting frame-concentrically braced frame (MRF-CBF) dual systems, as the moment-resisting frame can individually withstand gravity and seismic loads during construction, the braces can be installed on a story-by-story basis simultaneous with the installation of the moment frame or after its complete construction. This issue cannot be investigated and studied using ordinary analysis, where it is assumed that the entire structure is built at once, and then all the involved loads are applied to the completed structure. Accordingly, this research investigated the effects of staged construction on MRF-CBF dual systems with X brace. In this regard, 3D models with 5, 10, 15, 20, and 25 stories incorporating MRF-CBF dual system were first generated and subjected to pushover analysis under cyclic loading protocols. Subsequently, parameters such as column shortening and column axial forces under dead load, displacement and base shear corresponding to the first plastic hinge formation, effective lateral stiffness, ultimate lateral strength, and energy dissipation of the structure under cyclic loading protocols were investigated. From the obtained results, it was concluded that staged construction could lead to maximum increases of 17.9% in the axial forces in internal columns due to dead load, 3.8% in the displacement corresponding to the first plastic hinge formation, 8.3% in the base shear corresponding to the first plastic hinge formation, 18.4% in the ultimate lateral strength, and 4.3% in the effective lateral stiffness. Also, staged construction was not found to significantly affect the axial forces in corner and braced-bay columns due to dead load and the energy dissipation under cyclic loading protocols.

### Keywords

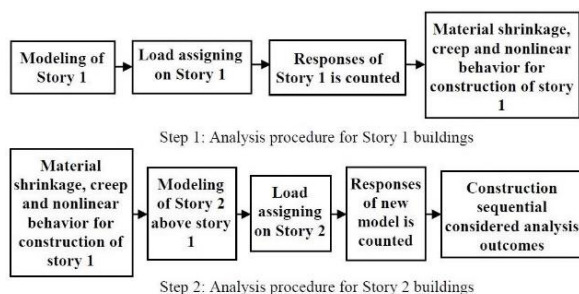
Staged construction analysis, Ordinary analysis, Column shortening, moment-resisting frame, X brace, cyclic loading





شکل ۲- تحلیل توالی ساخت [۱]

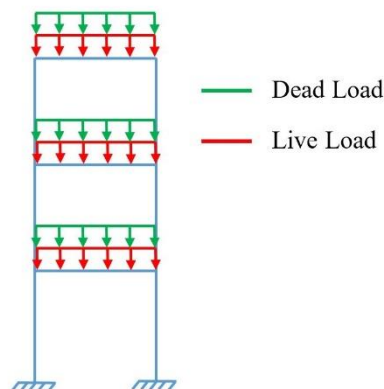
که خارج از موضوع این تحقیق می‌باشد، با توجه به عمر بتن، انقباض و خزش بتن محاسبه و تغییرشکل‌های ناشی از عوامل مذکور در طبقه اول اعمال می‌شود. در گام بعدی طبقه دوم مدل‌سازی و بارهای مربوط، به آن طبقه اختصاص می‌یابد. در نهایت پاسخ سازه محاسبه می‌گردد.



شکل ۳- مراحل تحلیل توالی ساخت برای یک سازه ۲ طبقه [۲]

یکی از مهم‌ترین عواملی که عدم در نظر گرفتن آن، در اثر طراحی متداول و یک مرحله‌ای و غفلت از تحلیل مرحله به مرحله، موجب ایجاد تفاوت قابل توجه در نتایج تحلیل شده و باعث می‌شود که از ظرفیت سازه به طور کامل استفاده نشود، مسئله کوتاه‌شدگی ستون‌ها است. همان‌طور که در شکل (۴) مشخص است، به طور کلی فارغ از سیستم سازه‌ای مورد بررسی، مقادیر کوتاه‌شدگی ستون‌ها در تحلیل یک مرحله‌ای، روندی رو به رشد در ارتفاع سازه دارد. این در حالی است که در تحلیل مرحله به مرحله و اعمال تدریجی بارها،

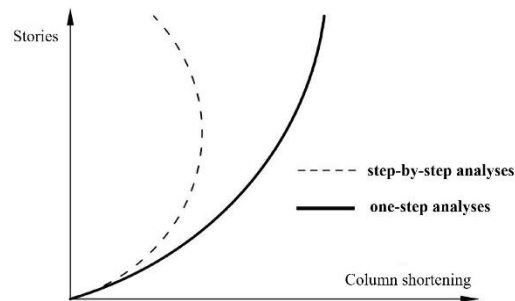
در روش متعارف تحلیل سازه‌ها، بارهای ثقلی پس از مدل‌سازی کل سازه، به سازه اعمال می‌شود، در صورتی که در واقعیت، سازه در چندین مرحله مختلف که می‌تواند به صورت طبقه به طبقه (متعارف در سازه‌های بتنی) و یا چند طبقه در هر مرحله (متعارف در سازه‌های فولادی) ساخته شود. طبقات ساخته شده سازه، تحت بارهای ثقلی تغییرشکل می‌یابند و طبقات جدید بر روی سازه تغییرشکل‌یافته جدید قرار می‌گیرند. تغییرشکل‌های نهایی سازه، از مجموع کلیه تغییرشکل‌های رخ داده در هر مرحله تا تکمیل نهایی سازه حاصل می‌شود. لذا بارهای اعمالی فرض شده به سازه در روش تحلیل متعارف، با روش ساخت واقعی تطابق نخواهد داشت، در نتیجه می‌بایست سازه در هر مرحله ساخت، با در نظر گرفتن تغییرات بارهای آن مرحله تحلیل شود. این روش به عنوان تحلیل ساخت مرحله‌ای یا تحلیل توالی ساخت شناخته می‌شود. در شکل‌های (۱) و (۲) تفاوت تحلیل متعارف و تحلیل ساخت مرحله‌ای به صورت شماتیک نشان داده شده است. تحلیل توالی ساخت (CSA) یک روش تحلیل غیرخطی است که در آن سازه در مراحل مختلف، متناسب با مراحل ساخت تحلیل می‌شود و بارهای مورد نیاز در هر مرحله به سازه اعمال می‌شود.



شکل ۱- تحلیل متعارف [۱]

در شکل (۳) مراحل گام به گام تحلیل توالی ساخت برای یک سازه دو طبقه ترسیم شده است. همان‌طور که در شکل (۳) به وضوح دیده می‌شود، ابتدا طبقه اول مدل‌سازی می‌شود. سپس بارهای طبقه اول به آن اعمال و پاسخ سازه محاسبه می‌گردد. در سازه‌های بتنی

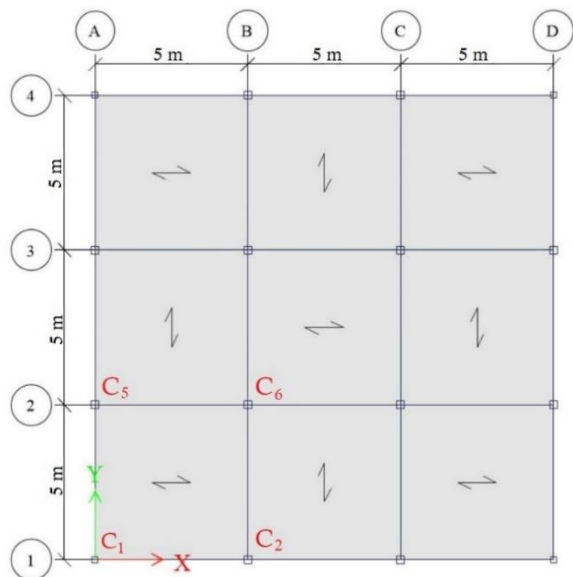
از روند رو به رشد آن در ارتفاع به مراتب کاسته می‌شود و در طبقات میانی سازه، بیشترین مقدار خود را دارد.



شکل ۴- کوتاه‌شدگی ستون‌ها تحت دو تحلیل مرحله به مرحله و یک مرحله‌ای [۳]

**Panigrahi** و همکاران [۱] تحلیل ساخت مرحله‌ای و تحلیل متعارف را برای سه مدل ۲۰، ۴۵ و ۶۸ طبقه بتن مسلح در نرم‌افزار ETABS [۴] بررسی نمودند. در این تحقیق اثر ساخت مرحله‌ای بر نیروی محوری، نیروی برشی، لنگر خمشی و تغییر مکان ستون‌ها و تیرها مورد مطالعه قرار گرفت. مطابق نتایج این تحقیق، نیروی محوری در ستون شناور که توسط تیر باربر تحمل می‌شود، در حالت تحلیل ساخت مرحله‌ای حدود ۸۰٪ نسبت به حالت تحلیل متعارف، افزایش می‌یابد. همچنین در ستون دیگری که تا روی فونداسیون ادامه دارد و به صورت شناور نمی‌باشد، تحلیل ساخت مرحله‌ای موجب افزایش حدود ۳۰٪ در نیروی محوری ستون مذکور نسبت به تحلیل متعارف می‌شود. همچنین لنگر خمشی، نیروی برشی و تغییر شکل تیر انتقال (تیری که ستون شناور روی آن قرار گرفته است)، حدود ۲۵٪ در حالت تحلیل ساخت مرحله‌ای نسبت به تحلیل متعارف افزایش پیدا می‌کند. **K I و Das** [۵] تحلیل ساخت مرحله‌ای و تحلیل متعارف را برای یک ساختمان تجاری ۹ طبقه مطالعه کردند. ساختمان مورد بررسی در نرم‌افزار ETABS برای انجام تحلیل ساخت مرحله‌ای مدل‌سازی گردید. تغییر مکان‌ها، لنگرهای خمشی و نیروهای برشی در هر دو تحلیل مورد بررسی و مطالعه قرار گرفتند. در تحلیل متعارف، بارهای مرده، زنده، باد و زلزله به طور همزمان به کل سازه اعمال شدند. از مقایسه نتایج مشخص گردید که تغییر مکان، لنگر خمشی و نیروی برشی در تحلیل متعارف، برای طبقات پایین، کمتر و برای طبقات بالا، بیشتر از تحلیل

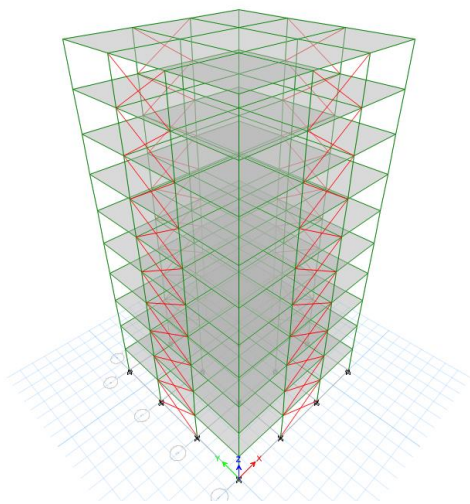
ساخت مرحله‌ای به دست می‌آید. همچنین اثر کوتاه‌شدگی ستون یک ملاحظه بزرگ در طراحی و ساخت ساختمان‌های بلند، به خصوص ساختمان‌های با سیستم بتنی یا مختلط می‌باشد. **Rao** و همکاران [۶] نتایج تحلیل ساخت مرحله‌ای و تحلیل متعارف را برای یک ساختمان ۲۴ طبقه که در منطقه لرزه‌ای III قرار داشت مقایسه کردند. نتایج تحلیل برای تیر انتقال و قاب بالای آن مقایسه گردید. از تحقیق انجام شده نتیجه گرفته شد که در تحلیل ساخت مرحله‌ای افزایش قابل ملاحظه‌ای در بارها و تغییر مکان‌ها نسبت به تحلیل متعارف وجود دارد. **Amin و Mahajan** [۷] برای مطالعه اثر تحلیل ساخت مرحله‌ای بر روی ساختمان‌های چند طبقه، با استفاده از نرم‌افزار ETABS تحلیل متعارف و تحلیل توالی ساخت را بر روی سه ساختمان ۵، ۷ و ۹ طبقه بتن مسلح انجام دادند. در این تحقیق پارامترهایی مانند لنگر خمشی، نیروهای محوری و برشی و تغییر مکان تحت بارهای زلزله و باد در هر دو روش تحلیل مذکور بررسی شدند. از این تحقیق نتیجه گردید که تحلیل توالی ساخت برای بهبود دقت تحلیل از نظر تغییر مکان، نیروی محوری، لنگر خمشی و نیروی برشی در تیرهای تکیه‌گاهی و ستون نزدیک آن و همچنین کل سازه، برای سازه‌های بتنی مسلح و فولادی ضروری است. **Shirhatti و Vanakudre** [۸] اثرات تحلیل‌های استاتیکی خطی وابسته به زمان و ساخت مرحله‌ای برای سازه‌های بتنی مسلح و فولادی را بررسی نمودند. برای هر ساختمان بتن مسلح و فولادی، شش مدل ۵، ۱۰، ۱۵، ۲۰، ۲۵ و ۳۰ طبقه به صورت سه‌بعدی در نرم‌افزار ETABS مدل‌سازی گردید. از این تحقیق مشخص شد که ساخت مرحله‌ای موجب افزایش قابل توجه نیروی برشی و لنگر خمشی در تیر دارای ستون شناور می‌شود. **Pranay** و همکاران [۹] و **Jagarlamudi و Manoj** [۱۰] یک ساختمان ۲۲ طبقه با ستون شناور و تیر انتقال را به صورت تحلیل متعارف و تحلیل ساخت مرحله‌ای در نرم‌افزار ETABS بررسی کردند. در این تحقیق نتیجه شد برای ساختمان‌های چند طبقه با ستون شناور و تیر انتقال ضروری است که اثرات ساخت مرحله‌ای در نظر گرفته شود. **Dinar** و همکاران [۲] قاب‌های سه‌بعدی بتن مسلح و فولادی با ترکیب‌بندی متفاوت را طبق ساخت مرحله‌ای تحلیل نمودند. اثرات وابسته به زمان خزش، انقباض، تغییرات سختی بتن با زمان و بارگذاری مرحله‌ای برای تحلیل ۱۲ مدل سه‌بعدی در نظر گرفته شده بود. در این تحقیق مشخص شد که ساخت مرحله‌ای



شکل ۵- پلان تیب طبقات تمامی مدل‌ها و موقعیت ستون‌های بررسی شده

۳- ارتفاع کلیه طبقات یکسان و به میزان ۳ متر در نظر گرفته شده است.

۴- در کلیه مدل‌ها، مطابق شکل (۶) مهاربند در دهانه میانی قاب‌های خارجی و در دو جهت تعبیه گردید.



شکل ۶- نمایی از مدل ۱۰ طبقه طراحی شده

۵- با توجه به اینکه سیستم باربر جانبی مدل‌ها در هر دو جهت یکسان می‌باشد، لذا جهت تیرریزی سقف‌ها به صورت شطرنجی مدل‌سازی گردید.

موجب افزایش قابل توجه لنگر خمشی، نیروی برشی و تغییر مکان تیر دارای ستون شناور می‌شود و این افزایش با کاهش تعداد طبقات کاهش می‌یابد. Pathan و همکاران [۱۱] تعداد زیادی از قاب‌های بتن مسلح با تعداد و طول دهانه متفاوت و ارتفاع طبقات و تعداد طبقات مختلف را با استفاده از نرم‌افزار STAAD.pro به صورت متعارف و ساخت مرحله‌ای تحلیل کردند. در بررسی نتیجه گردید که تحلیل ساخت مرحله‌ای حتی اگر از نیروهای زلزله در مراحل ساخت نیز صرف نظر شود، بسیار مهم است. Choi و همکاران [۳] اثرات توالی بارهای ثقلی را بر روی دو مدل ۶۰ طبقه فولادی و ۱۰ طبقه بتن مسلح (با و بدون دیوار برشی) بررسی کردند. مثال‌های عددی از این دو ساختمان بلندمرتبه به وضوح اهمیت اثر تفاضل کوتاه‌شدگی ستون‌ها را نشان داد. نتایج بدست آمده از این تحقیق نشان داد که تفاضل کوتاه‌شدگی ستون و لنگر خمشی القایی آن در تحلیل ثقلی کل قاب بسیار بااهمیت است و نباید در تحلیل ساختمان‌های بلند مرتبه نادیده گرفته شود. نتایج کوتاه‌شدگی ستون‌ها مشابه شکل (۴) این تحقیق ارائه شده است.

در سازه‌های فولادی با سیستم قاب خمشی دوگانه همراه با مهاربندی همگرا (CBF)، به دلیل اینکه قاب خمشی به تنهایی قادر به تحمل بارهای ثقلی و بارهای لرزه‌ای زمان ساخت می‌باشد، مهاربندهای کل سازه می‌تواند به صورت طبقه به طبقه همزمان با نصب اسکلت یا در پایان ساخت کل اسکلت قاب خمشی نصب شوند. لذا در این تحقیق کوشش می‌شود تا اثرات ساخت مرحله‌ای بر روی قاب‌های فولادی دوگانه دارای سیستم مهاربندی همگرا (X) مطالعه و ضمن بررسی نیروی محوری ستون‌ها، برای نخستین بار عملکرد لرزه‌ای قاب‌های مذکور نیز بررسی و مطالعه گردد.

## ۲- مدل‌سازی

پنج مدل سه‌بعدی ۵، ۱۰، ۱۵، ۲۰ و ۲۵ طبقه با سیستم قاب فولادی دوگانه و مهاربندهای همگرا X با فرضیات ذیل در نرم‌افزار ETABS مدل‌سازی و به صورت متعارف طراحی گردید.

۱- سیستم باربر ثقلی و جانبی کلیه مدل‌ها به صورت قاب خمشی فولادی با شکل‌پذیری متوسط (IMF) و مهاربند همگرای ویژه (SCBF) در نظر گرفته شده است.

۲- با توجه به شکل (۵) کلیه مدل‌ها در پلان به صورت سه دهانه ۵ متری در جهت X و Y می‌باشند.

۶- فولاد مورد استفاده در کلیه مدل‌ها از نوع فولاد S235JR می‌باشد.

۷- بار مرده طبقات ۶۰۰ کیلوگرم بر مترمربع و بار زنده طبقات ۲۰۰ کیلوگرم بر مترمربع در نظر گرفته شده است. بارگذاری ثقلی مدل‌ها مطابق ویرایش سوم مبحث ششم مقررات ملی ساختمان [۱۲] و بارگذاری لرزه‌ای مطابق آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ [۱۳]، انجام گردید.

۸- محل ساخت در منطقه با خطر لرزه‌خیزی خیلی زیاد (نسبت شتاب مبنای طرح به شتاب ثقل برابر ۰/۳۵) و خاک محل ساخت نوع II می‌باشد.

۹- برای ستون‌ها از مقاطع قوطی، برای تیرها از مقاطع I شکل نورد شده اروپایی و در صورت نیاز از مقاطع I ساخته شده با ورق و برای مهاربندها از مقاطع دابل ناودانی استفاده شده است.

۱۰- جهت طراحی مدل‌ها از آیین‌نامه طراحی سازه‌های فولادی آمریکا AISC360-10 [۱۴] که بیشترین تطابق را با ویرایش چهارم مبحث دهم مقررات ملی ساختمان [۱۵] دارد، استفاده شده است.

۱۱- در طراحی کلیه مدل‌ها، الزامات طراحی لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی شده همگرایی ویژه مندرج در ویرایش چهارم مبحث دهم مقررات ملی ساختمان و علی‌الخصوص الزامات بند ۱۰-۳-۱۱-۲ مبحث مذکور که معمولاً در طراحی سازه‌های مهاربندی شده با مهاربند همگرایی ویژه مورد غفلت واقع می‌شود، رعایت گردید.

### ۳- تحلیل ساخت مرحله‌ای

در این تحقیق سه مدل ساخت مورد بررسی قرار می‌گیرد. مدل اول همان مدل متعارف است که در آن فرض می‌شود کل سازه در یک مرحله و به صورت آنی ساخته و سپس بارهای ثقلی و جانبی به آن اعمال می‌شود. با توجه به اینکه سازه با سیستم دوگانه قاب خمشی فولادی و مهاربند همگرا، قبل از نصب مهاربندها به واسطه قاب خمشی، قادر به تحمل بارهای ثقلی و لرزه‌ای زمان ساخت می‌باشد، بر اساس روش اجرایی این گونه سازه‌ها، دو مدل ساخت مرحله‌ای نیز به شرح ذیل تعریف گردید.

الف) مدل ساخت مرحله‌ای اول (یک طبقه با مهاربند در هر مرحله ساخت)

ب) مدل ساخت مرحله‌ای دوم (یک طبقه بدون مهاربند در هر مرحله ساخت و نصب مهاربندها در مرحله آخر)

در معرفی مدل‌های ساخت مرحله‌ای تنها بار ثقلی مرده سازه به مدل‌ها در هر مرحله اعمال می‌شود.

### ۴- تحلیل بارافزون

جهت بررسی پارامترهای لرزه‌ای مدل‌های طراحی شده و نیز بررسی اثرات ساخت مرحله‌ای بر روی پارامترهای لرزه‌ای، تحلیل بارافزون بر روی کلیه مدل‌ها و در سه حالت مدل متعارف، مدل ساخت مرحله‌ای اول و دوم انجام گردید.

مطابق دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود (نشریه ۳۶۰) [۱۶] که برگرفته شده از FEMA356 [۱۷] می‌باشد، در روش تحلیل استاتیکی غیرخطی یا تحلیل بارافزون، بار جانبی ناشی از زلزله، به صورت استاتیکی و به تدریج به صورت فزاینده به سازه اعمال می‌شود. تحلیل بارافزون تا آنجا که تغییر مکان در یک نقطه خاص (نقطه کنترل) تحت اثر بار جانبی، به مقدار مشخصی (تغییر مکان هدف) برسد یا سازه فرو ریزد، ادامه می‌یابد. در این تحقیق مرکز جرم بام سازه به‌عنوان نقطه کنترل در نظر گرفته شده است. همچنین مطابق نشریه ۳۶۰، توزیع بار جانبی در تحلیل بارافزون به روش‌های متفاوتی قابل انجام است که در این تحقیق از توزیع یکنواخت که در آن بار جانبی متناسب با وزن هر طبقه محاسبه می‌شود، استفاده شده است.

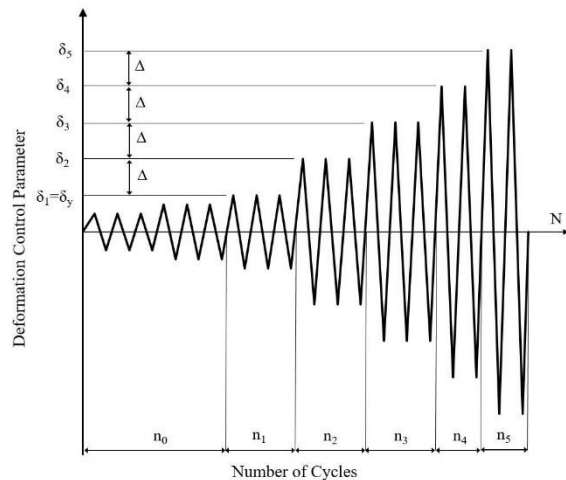
• جهت بررسی سایر روش‌های توزیع بار جانبی، تحلیل بارافزون با الگوی متناسب با شکل مداول و الگوی مثلثی معکوس در مدل‌های ۵ و ۲۵ طبقه نیز انجام گردید.

با استفاده از منحنی تغییر مکان مرکز جرم بام بر حسب برش پایه سازه T که نمودار بارافزون یا منحنی ظرفیت نامیده می‌شود، تغییر مکان نظیر تشکیل اولین مفصل پلاستیک در سازه، برش پایه نظیر تشکیل اولین مفصل پلاستیک در سازه و مقاومت نهایی جانبی سازه محاسبه گردید. همچنین با استفاده از مدل رفتار دوخطی منحنی بارافزون مطابق شکل (۷)، تغییر مکان و برش پایه نقطه تسلیم مدل‌ها استخراج و متعاقب آن سختی جانبی موثر ( $K_e$ ) مدل‌ها طبق رابطه (۱) محاسبه گردید.

$$K_e = \frac{V_y}{\delta y} \quad (1)$$



بارگذاری چرخه‌ای در این تحقیق با اقباس از تحقیق Panyakapo [۲۰] به شرح ذیل عمل شد:



شکل ۹- پروتکل بارگذاری چرخه‌ای ATC-24 [۱۹]

جهت محاسبه میزان دررفت مورد نظر در پروتکل بارگذاری، از حاصل تقسیم تغییرمکان جانبی تراز بام ( $\Delta h$ ) بر ارتفاع کل سازه ( $H$ ) استفاده گردید. به عنوان مثال جهت اعمال دررفت ۰/۰۱ در مدل ۲۵ طبقه، تراز بام سازه به میزان ۷۵ سانتی‌متر تحت تغییرمکان جانبی قرار گرفت.

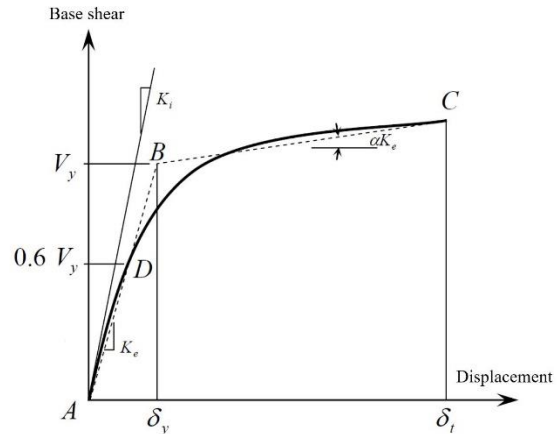
$$\text{Drift} = \frac{\Delta h}{H} = \frac{75}{25 \times 300} = 0.01 \quad (2)$$

جهت اعمال پروتکل بارگذاری ATC-24، با استفاده از مدل رفتار دوخطی منحنی بارافزون مطابق شکل (۷)، تغییرمکان نقطه تسلیم ( $\delta_y$ ) برای کلیه مدل‌ها استخراج گردید.

## ۶- نتایج

در این قسمت از تحقیق، اثر ساخت مرحله‌ای بر روی نیروی محوری ستون‌ها ناشی از بار مرده بررسی گردید. به‌عنوان نمونه، نمودار نیروی محوری ستون‌ها ناشی از بار مرده در مدل ۲۵ طبقه در شکل (۱۰) و نمودار تغییرات نیروی محوری ناشی از بار مرده در ستون میانی ( $C_6$ ) طبقه اول، در شکل (۱۱) ارائه شده است. همان‌طور که از نتایج جدول (۱) مشاهده می‌شود، تاثیر ساخت مرحله‌ای بر نیروی محوری ناشی از بار مرده در ستون‌های گوشه ( $C_1$ )، ستون دهانه مهاربندی با تیر باربر ( $C_2$ ) و ستون دهانه مهاربندی با تیر غیرباربر ( $C_5$ ) ناچیز و قابل صرف نظر کردن می‌باشد.

نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد / ۲۵

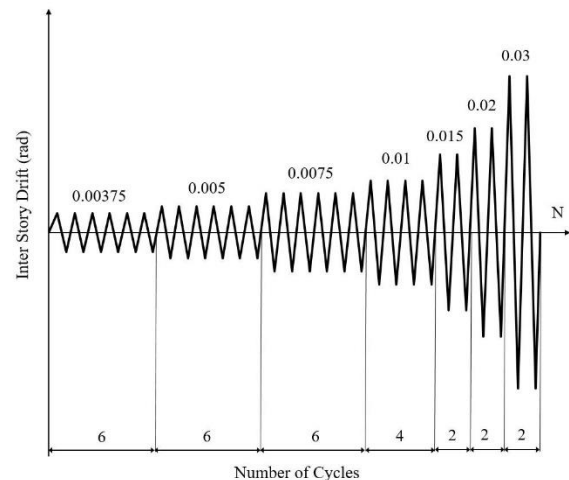


شکل ۷- مدل دوخطی منحنی بارافزون [۱۶]

## ۵- اعمال پروتکل بارگذاری چرخه‌ای و استخراج نمودارهای

### هیستریزیس

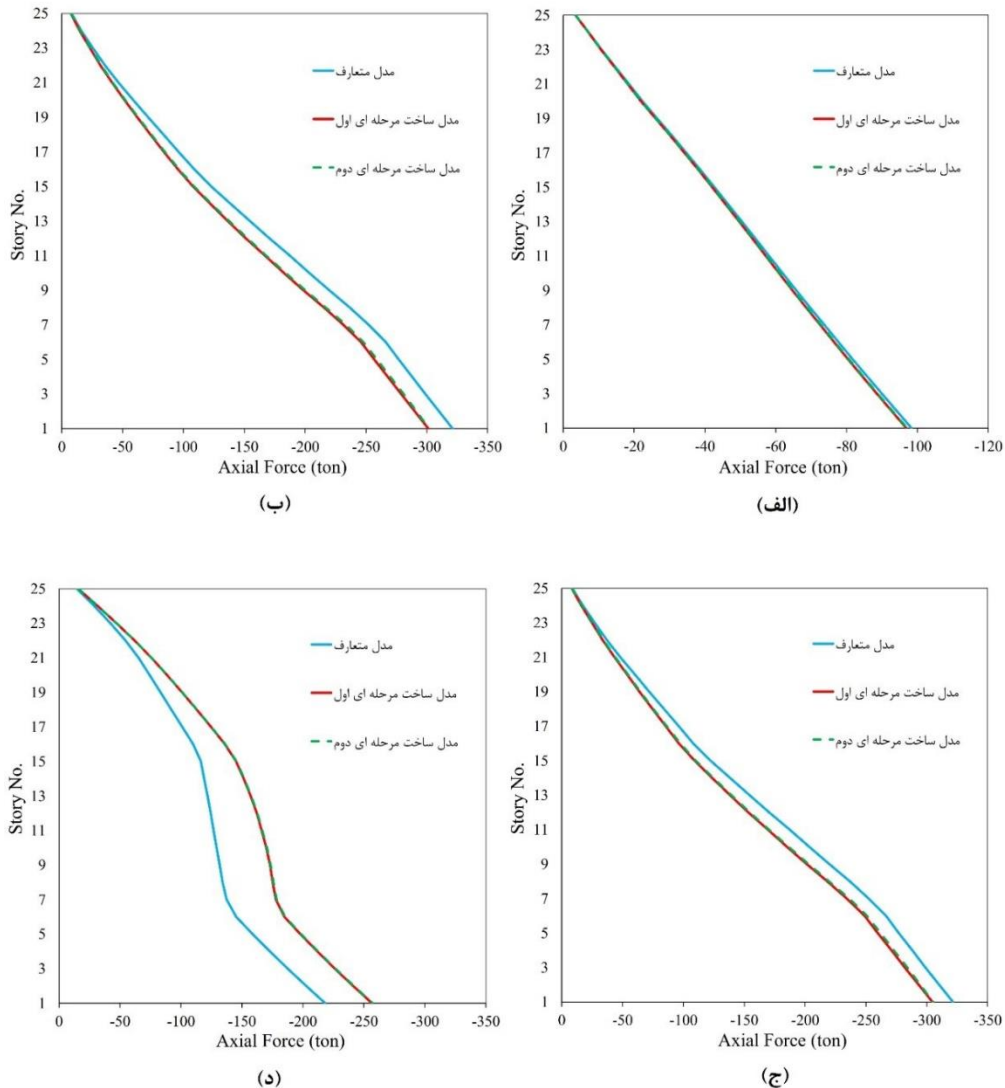
به منظور بررسی اثرات ساخت مرحله‌ای بر منحنی هیستریزیس مدل‌ها و نیز بررسی و مقایسه میزان انرژی مستهلک‌شده در مدل‌ها، کلیه مدل‌ها تحت پروتکل‌های بارگذاری چرخه‌ای قرار گرفتند. برای این منظور از پروتکل بارگذاری چرخه‌ای AISC [۱۸] مطابق شکل (۸) و پروتکل بارگذاری چرخه‌ای ATC-24 [۱۹] مطابق شکل (۹) استفاده گردید.



شکل ۸- پروتکل بارگذاری چرخه‌ای AISC [۱۸]

با توجه به اینکه پروتکل‌های بارگذاری چرخه‌ای عمدتاً برای استخراج منحنی هیستریزیس سازه‌های یک طبقه و یا اتصالات تیر به ستون مورد استفاده قرار می‌گیرند، جهت استفاده از پروتکل





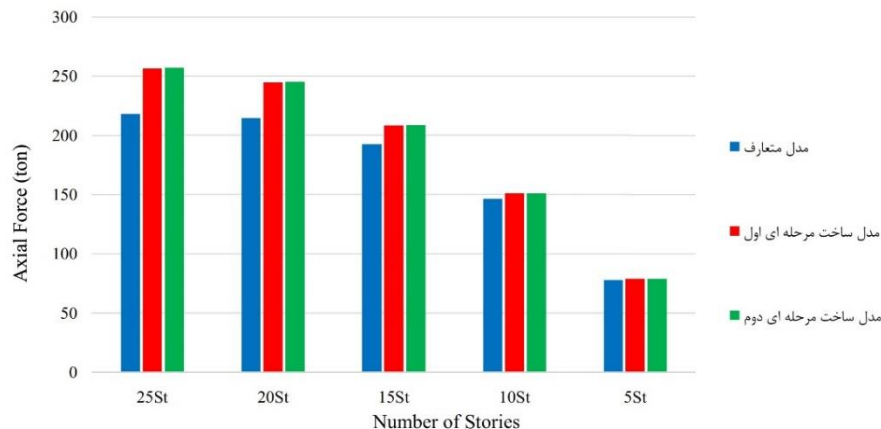
شکل ۱۰- نمودار نیروی محوری ستون‌ها ناشی از بار مرده در مدل ۲۵ طبقه

الف: ستون گوشه C<sub>1</sub>، ب: ستون دهانه مهاربندی با تیر برابر C<sub>2</sub>، ج: ستون دهانه مهاربندی با تیر غیربرابر C<sub>5</sub>، د: ستون میانی C<sub>6</sub>

طبقه بدون مهاربند در هر مرحله ساخت و نصب مهاربندها در مرحله آخر) بسیار ناچیز است. این موضوع نشان دهنده آن است که افزایش نیروی محوری ناشی از بار مرده در ستون میانی، عمدتاً متأثر از فرآیند ساخت مرحله‌ای است و توالی نصب مهاربندها تأثیر بسیار کمی در این افزایش دارد. لذا عدم لحاظ نمودن آثار ساخت مرحله‌ای موجب می‌شود، نیروی طراحی ستون میانی کم‌تر از میزان واقعی برآورد شود و ستون مذکور به درستی طراحی نشود که این می‌تواند مخاطره آمیز باشد. جهت مطالعه میزان تأثیر ساخت مرحله‌ای بر روی طراحی ستون میانی، به صورت موردی ستون میانی طبقات اول

همچنین در اکثر مدل‌ها، ساخت مرحله‌ای موجب کاهش نیروی محوری ستون‌های مذکور ناشی از بار مرده می‌شود که این در جهت اطمینان می‌باشد.

مطابق نتایج جدول (۱) در ستون میانی (C<sub>6</sub>) ساخت مرحله‌ای موجب افزایش نیروی محوری ناشی از بار مرده تا حدود ۱۷/۹٪ می‌شود. میزان افزایش نیروی محوری مذکور با کاهش تعداد طبقات کاهش می‌یابد. نکته جالب توجه این است که اختلاف نیروی محوری ناشی از بار مرده در مدل ساخت مرحله‌ای اول (یک طبقه با مهاربند در هر مرحله ساخت) و مدل ساخت مرحله‌ای دوم (یک



شکل ۱۱- نمودار تغییرات نیروی محوری ناشی از بار مرده در ستون میانی (C<sub>6</sub>) طبقه اول

جدول ۱- مقایسه نیروی محوری ناشی از بار مرده در ستونها و میزان تغییرات آن نسبت به مدل متعارف

طبقه	مدل	نیروی محوری ستون (ton)							
		C <sub>1</sub>		C <sub>2</sub>		C <sub>5</sub>		C <sub>6</sub>	
5	مدل متعارف	18.06	0.0%	39.06	0.0%	41.47	0.0%	77.97	0.0%
	مدل ساخت مرحله ای اول	17.73	-1.9%	38.65	-1.0%	41.38	-0.2%	78.81	1.1%
	مدل ساخت مرحله ای دوم	17.73	-1.8%	39.26	0.5%	42.04	1.4%	78.83	1.1%
10	مدل متعارف	34.16	0.0%	88.04	0.0%	93.30	0.0%	146.49	0.0%
	مدل ساخت مرحله ای اول	34.04	-0.4%	85.77	-2.6%	91.14	-2.3%	151.08	3.1%
	مدل ساخت مرحله ای دوم	34.06	-0.3%	86.31	-2.0%	91.97	-1.4%	151.14	3.2%
15	مدل متعارف	51.97	0.0%	151.16	0.0%	158.13	0.0%	192.63	0.0%
	مدل ساخت مرحله ای اول	51.93	-0.1%	143.07	-5.3%	150.58	-4.8%	208.41	8.2%
	مدل ساخت مرحله ای دوم	51.99	0.0%	143.76	-4.9%	151.37	-4.3%	208.63	8.3%
20	مدل متعارف	74.46	0.0%	233.30	0.0%	232.27	0.0%	214.85	0.0%
	مدل ساخت مرحله ای اول	73.84	-0.8%	217.18	-6.9%	219.15	-5.7%	244.82	13.9%
	مدل ساخت مرحله ای دوم	73.96	-0.7%	217.62	-6.7%	219.63	-5.4%	245.26	14.2%
25	مدل متعارف	98.29	0.0%	321.14	0.0%	321.52	0.0%	218.21	0.0%
	مدل ساخت مرحله ای اول	96.82	-1.5%	301.20	-6.2%	304.62	-5.3%	256.63	17.6%
	مدل ساخت مرحله ای دوم	97.04	-1.3%	301.79	-6.0%	305.11	-5.1%	257.18	17.9%

مهاربندها در آخر) نیز به ترتیب ۰/۹۳۶، ۰/۹۶۷ و ۰/۹۳۲ محاسبه شد. محاسبات فوق نشان می‌دهد که فرآیند ساخت مرحله‌ای در مدل ۲۵ طبقه با مهاربند X به ترتیب موجب افزایش حدود ۱۰٪، ۱۴٪ و ۱۷٪ در نسبت تلاش به ظرفیت ستون‌های میانی طبقات اول تا سوم شده است که این افزایش مقدار قابل توجهی می‌باشد. همان‌طور که پیشتر اشاره گردید، افزایش نیروی محوری

دوم و سوم مدل ۲۵ طبقه مورد بررسی قرار گرفت. نسبت تلاش به ظرفیت (DCR) ستون‌های مذکور تحت ترکیب بار بحرانی طراحی (شامل بارهای ثقلی و لرزه‌ای) در حالت مدل متعارف به ترتیب ۰/۸۴۸، ۰/۸۴۵ و ۰/۷۹۸ محاسبه گردید. DCR ستون‌های فوق‌الذکر تحت ترکیب بار بحرانی طراحی در حالت مدل ساخت مرحله‌ای دوم (یک طبقه بدون مهاربند در هر مرحله ساخت و نصب



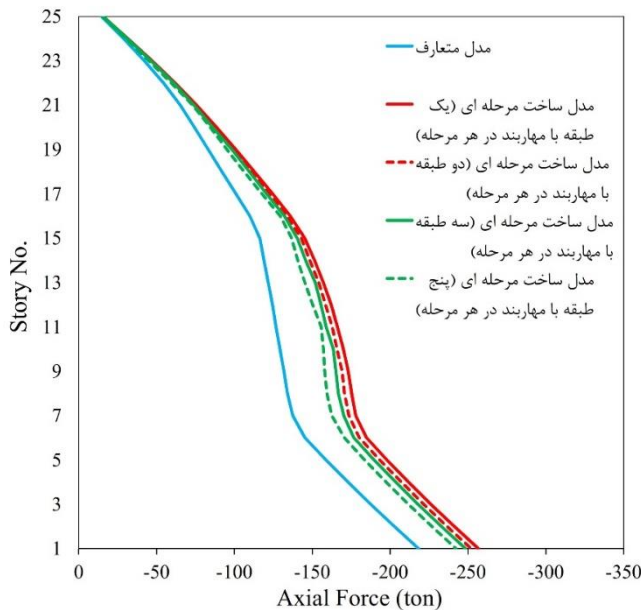
ناشی از بار مرده در ستون میانی عمدتاً متأثر از فرآیند ساخت مرحله‌ای است و توالی نصب مهاربندها تأثیر بسیار کمی در این افزایش دارد. بدین منظور مدل ۲۵ طبقه با حالات متفاوت ساخت مرحله‌ای به شرح ذیل نیز تحلیل گردید:

- ۱- یک طبقه با مهاربند در هر مرحله.
- ۲- دو طبقه با مهاربند در هر مرحله.
- ۳- سه طبقه با مهاربند در هر مرحله.
- ۴- پنج طبقه با مهاربند در هر مرحله.

نتایج نیروی محوری ستون میانی (C6) مدل مذکور ناشی از بار مرده در شکل (۱۲) ارائه شده است. همان‌طور که در شکل (۱۲) مشاهده می‌شود با افزایش تعداد طبقات در هر مرحله ساخت، اثر ساخت مرحله‌ای کاهش یافته و اختلاف میان نتایج مدل ساخت مرحله‌ای و مدل متعارف کاهش می‌یابد.

نتایج به دست آمده این بخش ممکن است در نگاه اول با پیش‌بینی اولیه متفاوت باشد. معمولاً این‌گونه پیش‌بینی می‌شود که در حالت مدل متعارف، مهاربندها به واسطه سختی محوریشان، بخشی از بار محوری ستون‌های دهانه مهاربندی (C2 و C5) ناشی از بار مرده را تحمل می‌کنند. در مدل ساخت مرحله‌ای دوم (یک طبقه بدون مهاربند در هر مرحله ساخت و نصب مهاربندها در مرحله آخر)، چون مهاربندها در مرحله آخر نصب می‌شوند، لذا سهمی در تحمل بار محوری ستون‌های دهانه مهاربندی ناشی از بار مرده نداشته و این موضوع می‌بایست موجب افزایش نیروی محوری ستون‌ها گردد، اما نتایج تحلیل نشان می‌دهد که نیروی محوری ستون‌های مذکور در مدل ساخت مرحله‌ای دوم کم‌تر از مدل متعارف به دست آمده است. همچنین در خصوص ستون‌های گوشه (C1) و ستون میانی (C6) در ابتدا نیز این‌گونه پیش‌بینی می‌شود که با توجه به این‌که سطح بارگیر ستون‌ها در تمامی مدل‌ها یکسان است، لذا نیروی محوری ستون‌های فوق در مدل متعارف و مدل ساخت مرحله‌ای دوم نباید تفاوتی داشته باشد، که در این حالت نیز نتایج با پیش‌بینی سازگار نیست. در پاسخ به این تناقضات این‌گونه می‌توان توضیح داد که فرضیات و پیش‌بینی‌های فوق در سازه‌های با قاب ساده منطقی و درست به نظر می‌رسد. زیرا مهم‌ترین تفاوت در تحلیل ساخت مرحله‌ای نسبت به تحلیل متعارف این است که در ساخت مرحله‌ای،

هر مرحله از ساخت بر روی سازه تغییر شکل یافته مرحله قبل ساخته می‌شود. لذا در قاب‌های خمشی که تغییر شکل گره‌ها موجب ایجاد نیرو و ممان‌های داخلی در اعضا می‌شود، ساخت مرحله‌ای بر روی تلاش‌های داخلی اعضا تأثیرگذار خواهد بود. در این راستا مدل ۲۵ طبقه با مهاربند X با اتصالات تیر به ستون مفصلی، مورد بررسی قرار گرفت. نمودار مقایسه نیروی محوری کلیه ستون‌های مذکور در جدول (۲) ارائه شده است. مطابق نتایج جدول (۲) همان‌طور که پیش‌بینی می‌گردید، مشاهده می‌شود که ساخت مرحله‌ای موجب افزایش نیروی محوری ستون‌های دهانه مهاربندی (C2 و C5) خواهد شد و همچنین نیروی محوری ستون گوشه (C1) و ستون میانی (C6) بدون تغییر باقی می‌ماند.

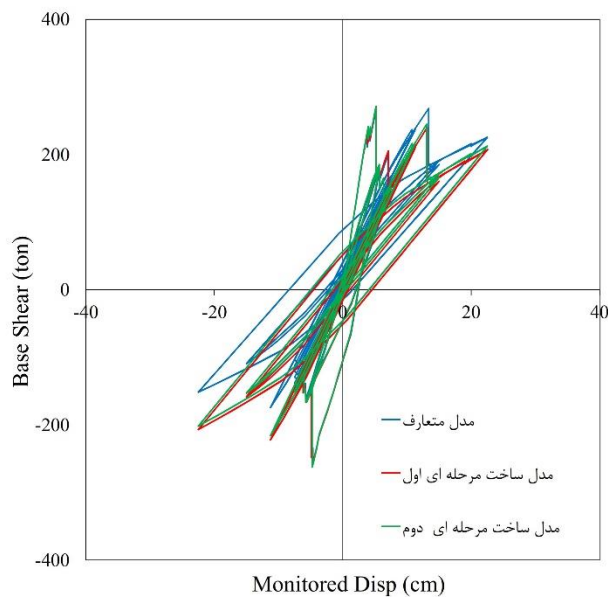


شکل ۱۲- نمودار تغییرات نیروی محوری ناشی از بار مرده در ستون میانی (C6) مدل ۲۵ طبقه، تحت حالت‌های متفاوت ساخت مرحله‌ای

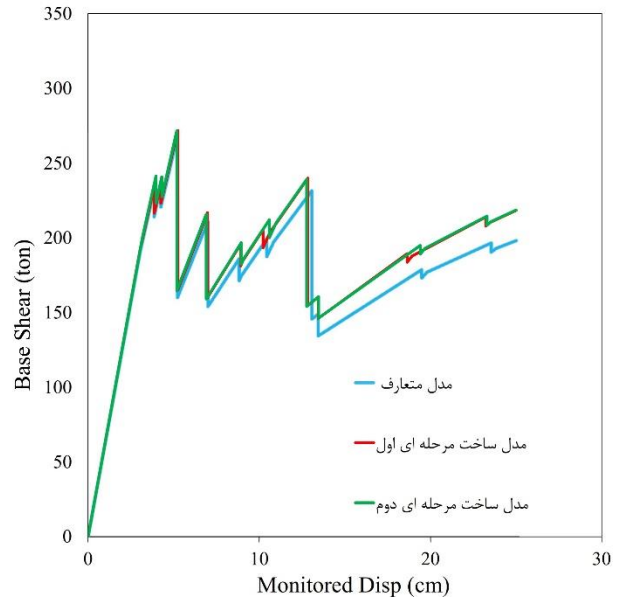
۷- نتایج تحلیل بارافزون و بارگذاری تحت پروتکل چرخه‌ای AISC و تفسیر نتایج  
منحنی بارافزون، هیستریزس و استهلاک انرژی مدل‌های ۵ و ۲۰ طبقه در شکل‌های (۱۳) و (۱۴) ارائه شده است.

جدول ۲- مقایسه نیروی محوری ناشی از بار مرده در ستون‌های طبقه اول مدل ۲۵ طبقه با اتصالات مفصلی

مدل	نیروی محوری ستون در سازه ۲۵ طبقه با مهاربند X							
	C <sub>1</sub>		C <sub>2</sub>		C <sub>5</sub>		C <sub>6</sub>	
مدل متعارف	104.33	0.0%	226.28	0.0%	227.43	0.0%	401.70	0.0%
مدل ساخت مرحله ای اول	104.33	0.0%	226.28	0.0%	227.43	0.0%	401.70	0.0%
مدل ساخت مرحله ای دوم	104.33	0.0%	226.96	0.3%	228.12	0.3%	401.70	0.0%



(ب)



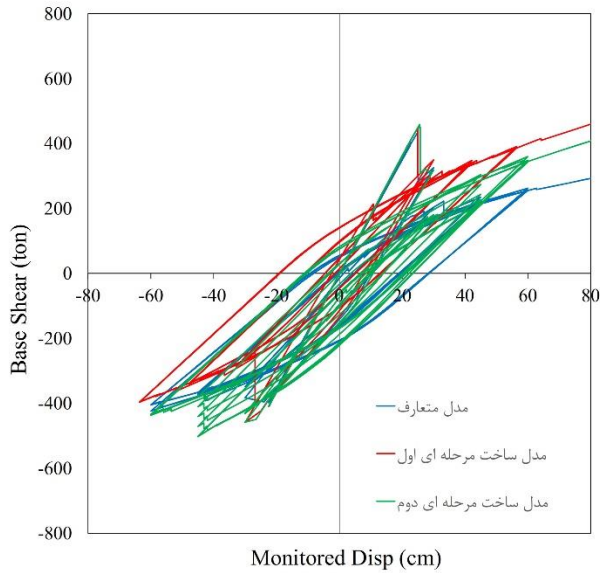
(الف)



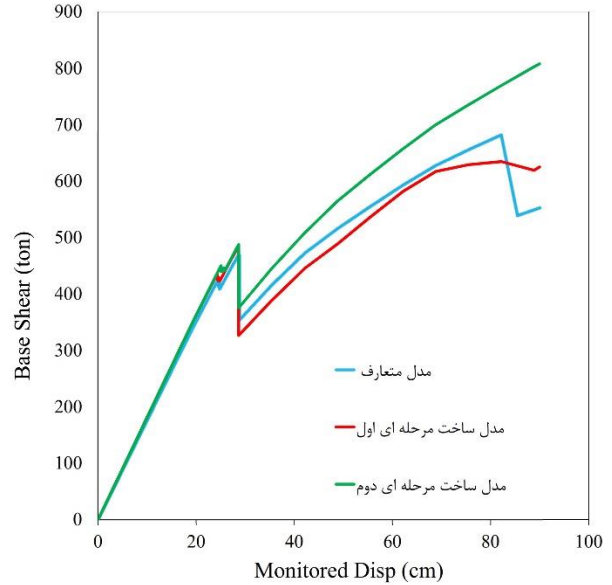
(ج)

شکل ۱۳- منحنی بارافزون و هیستریزس مدل ۵ طبقه

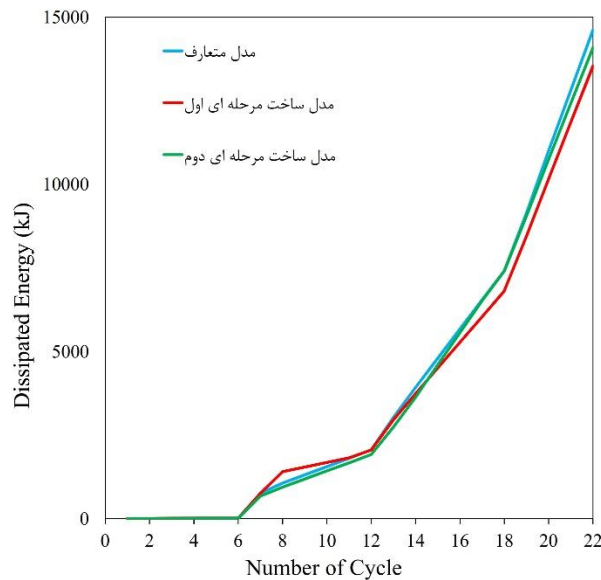
الف: منحنی بارافزون در جهت X، ب: منحنی هیستریزس در جهت X، ج: منحنی استهلاک انرژی در جهت X



(ب)



(الف)



(ج)

شکل ۱۴- منحنی بارافزون و هیستریزس مدل ۲۰ طبقه

الف: منحنی بارافزون در جهت X، ب: منحنی هیستریزس در جهت X، ج: منحنی استهلاک انرژی در جهت

اکثر مدل‌ها می‌گردد. در مقابل ساخت مرحله‌ای اول تغییرات قابل توجهی در تغییرمکان مذکور ندارد. ساخت مرحله‌ای دوم موجب افزایش تا ۳/۸٪ در تغییرمکان نظیر تشکیل اولین مفصل پلاستیک نسبت به مدل متعارف خواهد شد. تغییرات مذکور با

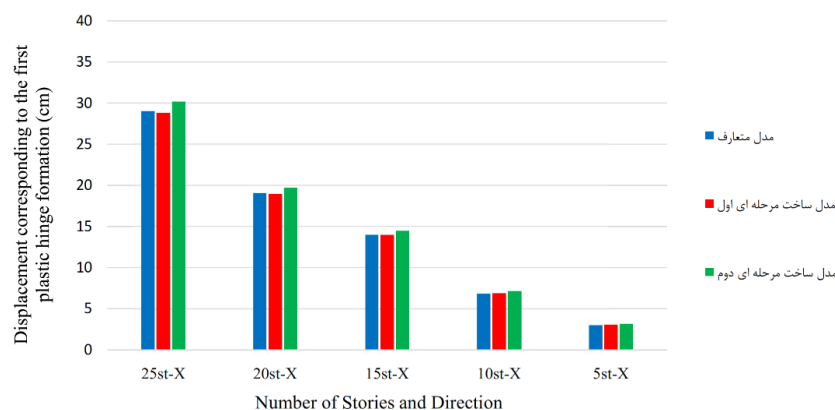
۱-۷ اثر ساخت مرحله‌ای بر روی تغییرمکان نظیر تشکیل اولین مفصل پلاستیک مطابق نتایج ارائه شده در جدول (۳) اثر ساخت مرحله‌ای دوم موجب افزایش تغییرمکان نظیر تشکیل اولین مفصل پلاستیک در

کاهش تعداد طبقات مدل‌ها کاهش می‌یابد. در سازه‌های فولادی با سیستم دوگانه قاب خمشی و مهاربند همگرا، به دلیل سختی بالای مهاربند همگرا، ابتدا مفاصل پلاستیک در مهاربندها و آن هم نخست در مهاربندهای فشاری تشکیل می‌شود. مکانیزم تشکیل مفصل پلاستیک در مهاربندهای فشاری به این صورت است که مهاربند فشاری در اثر نیروی فشاری ایجادشده در آن، کماتش کرده و لنگر ناشی از نیروی محوری فشاری موجود و تغییر مکان ناشی از کماتش، موجب تشکیل مفصل پلاستیک خمشی در مهاربند می‌گردد. مطابق توضیحات فوق مشهود است که عامل تشکیل مفصل پلاستیک در مهاربندهای فشاری، نیروی محوری فشاری مهاربند است. با توجه به اینکه در مدل ساخت مرحله‌ای دوم (یک طبقه بدون مهاربند در هر مرحله ساخت و نصب مهاربندها در مرحله آخر)، عملاً نیروی محوری مهاربند ناشی از بار ثقلی صفر

می‌باشد، لذا در بارگذاری لرزه‌ای، نیروی محوری فشاری مهاربند در مقایسه با مدل متعارف و مدل ساخت مرحله‌ای اول (یک طبقه با مهاربند در هر مرحله ساخت) کم‌تر بوده که این موجب تاخیر در تشکیل مفصل پلاستیک در مهاربند و متعاقب آن افزایش تغییر مکان نظیر تشکیل اولین مفصل پلاستیک در سازه خواهد شد. با توجه به اینکه در مدل ساخت مرحله‌ای اول، نیروی محوری مهاربند ناشی از بار مرده، کم‌تر از مدل متعارف و به مراتب بیشتر از مدل ساخت مرحله‌ای دوم می‌باشد، لذا تغییر مکان نظیر تشکیل اولین مفصل پلاستیک، در مدل ساخت مرحله‌ای اول با اختلاف ناچیزی مشابه حالت مدل متعارف می‌باشد. نمودار مقایسه تغییر مکان نظیر تشکیل اولین مفصل پلاستیک مدل‌ها در حالت متعارف و ساخت مرحله‌ای در شکل (۱۵) ارائه شده است.

جدول ۳- مقایسه تغییر مکان نظیر تشکیل اولین مفصل پلاستیک و میزان تغییرات آن نسبت به مدل متعارف

مدل	جابه‌جایی متناظر با تشکیل اولین مفصل پلاستیک (cm)									
	۵ طبقه		۱۰ طبقه		۱۵ طبقه		۲۰ طبقه		۲۵ طبقه	
مدل متعارف	3.05	0.0%	6.91	0.0%	14.03	0.0%	19.08	0.0%	29.05	0.0%
مدل ساخت مرحله‌ای اول	3.06	0.1%	6.89	-0.2%	13.98	-0.4%	18.98	-0.5%	28.83	-0.8%
مدل ساخت مرحله‌ای دوم	3.16	3.6%	7.16	3.6%	14.49	3.3%	19.75	3.5%	30.17	3.8%



شکل ۱۵- نمودار تغییرات تغییر مکان نظیر تشکیل اولین مفصل پلاستیک

مطابق نتایج ارائه شده در جدول (۴) اثر ساخت مرحله‌ای موجب افزایش برش پایه نظیر تشکیل اولین مفصل پلاستیک در کلیه مدل‌ها

۲-۷- اثر ساخت مرحله‌ای بر روی برش پایه نظیر تشکیل اولین مفصل پلاستیک

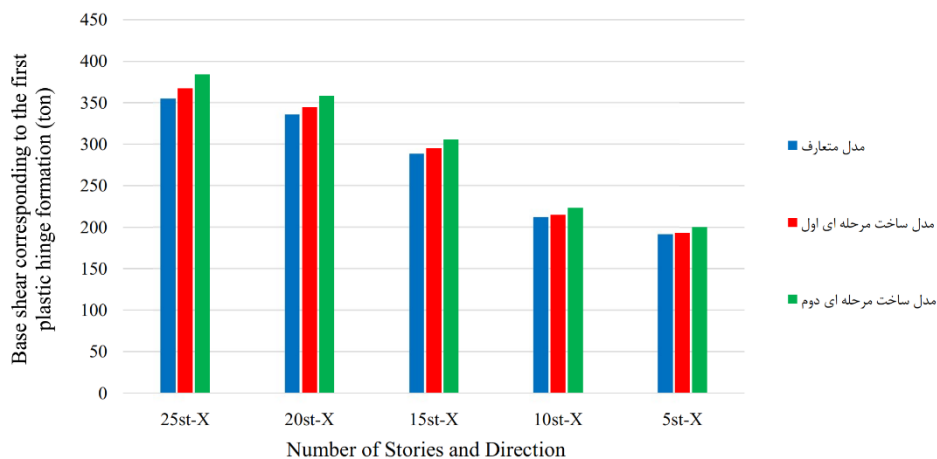
می‌گردد. ساخت مرحله‌ای اول موجب افزایش تا ۳/۵٪ و ساخت مرحله‌ای دوم موجب افزایش تا ۸/۳٪ در برش پایه نظیر تشکیل اولین مفصل پلاستیک نسبت به مدل متعارف خواهد شد. تغییرات مذکور با کاهش تعداد طبقات مدل‌ها کاهش می‌یابد.

کلیه مدل‌ها تا قبل از تشکیل اولین مفصل پلاستیک دارای رفتار خطی می‌باشند و نسبت برش پایه به تغییرمکان نظیر تشکیل اولین مفصل پلاستیک، معادل سختی جانبی اولیه سازه خواهد بود. از

سویی طبق توضیحات بخش قبل، ساخت مرحله‌ای موجب افزایش تغییرمکان نظیر تشکیل اولین مفصل پلاستیک می‌گردد. در نتیجه، ساخت مرحله‌ای نیز موجب افزایش برش پایه نظیر تشکیل اولین مفصل پلاستیک خواهد شد. نمودار مقایسه برش پایه نظیر تشکیل اولین مفصل پلاستیک مدل‌ها در حالت متعارف و ساخت مرحله‌ای، در شکل (۱۶) ارائه شده است.

جدول ۴- مقایسه برش پایه تشکیل اولین مفصل پلاستیک و میزان تغییرات آن نسبت به مدل متعارف

مدل	برش پایه متناظر با تشکیل اولین مفصل پلاستیک (ton)									
	۵ طبقه		۱۰ طبقه		۱۵ طبقه		۲۰ طبقه		۲۵ طبقه	
مدل متعارف	191.30	0.0%	211.91	0.0%	288.95	0.0%	336.20	0.0%	354.64	0.0%
مدل ساخت مرحله ای اول	193.10	0.9%	214.92	1.4%	295.07	2.1%	344.42	2.4%	367.13	3.5%
مدل ساخت مرحله ای دوم	199.89	4.5%	223.23	5.3%	305.83	5.8%	358.35	6.6%	384.21	8.3%



شکل ۱۶- نمودار تغییرات برش پایه نظیر تشکیل اولین مفصل پلاستیک

مقاومت جانبی سازه در نتیجه تشکیل مفاصل مذکور در طبقات مختلف می‌باشد. در سازه‌های با سیستم باربر جانبی قاب خمشی دوگانه به همراه مهاربند همگرا، به دلیل سختی بالای سیستم مهاربندی همگرا نسبت به قاب خمشی، بیشترین نیروی جانبی توسط مهاربندها تحمل می‌شود.

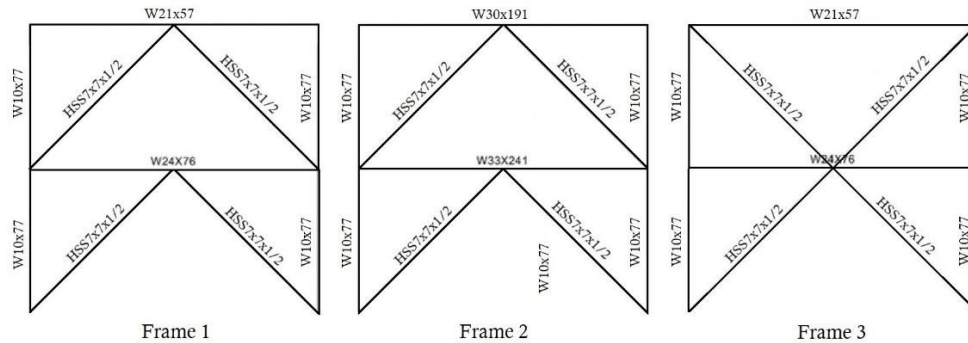
در تحقیق Sen و همکاران [۲۱]، دو قاب فولادی دو طبقه با مهاربند شورون هشتی و یک قاب فولادی دو طبقه با مهاربند Split\_X بررسی شدند. مطابق شکل (۱۷) مشخصات ستون‌ها و

۷-۳- اثر ساخت مرحله‌ای بر روی مقاومت نهایی جانبی سازه مطابق نتایج ارائه‌شده در جدول (۵) اثر ساخت مرحله‌ای موجب افزایش مقاومت نهایی جانبی سازه در برخی از مدل‌ها می‌گردد. ساخت مرحله‌ای اول موجب افزایش تا ۱۰/۴٪ و ساخت مرحله‌ای دوم موجب افزایش تا ۱۸/۴٪ مقاومت نهایی جانبی سازه نسبت به مدل متعارف خواهد شد.

علت شکستگی‌های موجود در منحنی‌های بارافزون شکل‌های (۱۳) و (۱۴)، تشکیل مفاصل پلاستیک در مهاربندها و متعاقب آن افت

همان‌طور که از شکل نمودارهای بارافزون مشاهده می‌شود، منحنی‌ها دارای شکست و افت برش پایه هستند که با نمودارهای بارافزون این تحقیق مشابهت دارند. دلیل این موضوع همان‌طور که

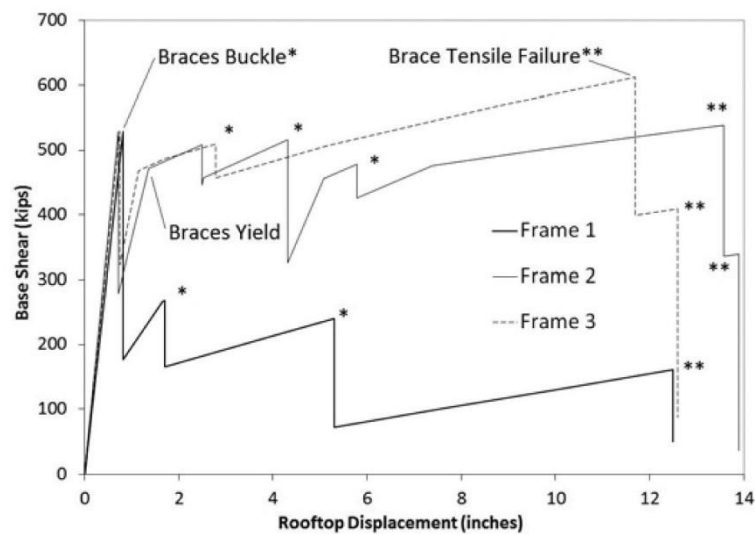
مهاربندها در هر سه قاب یکسان می‌باشد و تنها تفاوت در سائز تیردهانه مهاربندی است. بر روی قاب‌های مذکور تحلیل بارافزون صورت گرفت که نتایج آن در شکل (۱۸) ارائه شده است.



شکل ۱۷- مشخصات قاب‌های بررسی شده [۲۱]

جدول ۵- مقایسه مقاومت نهایی جانبی و میزان تغییرات آن نسبت به مدل متعارف

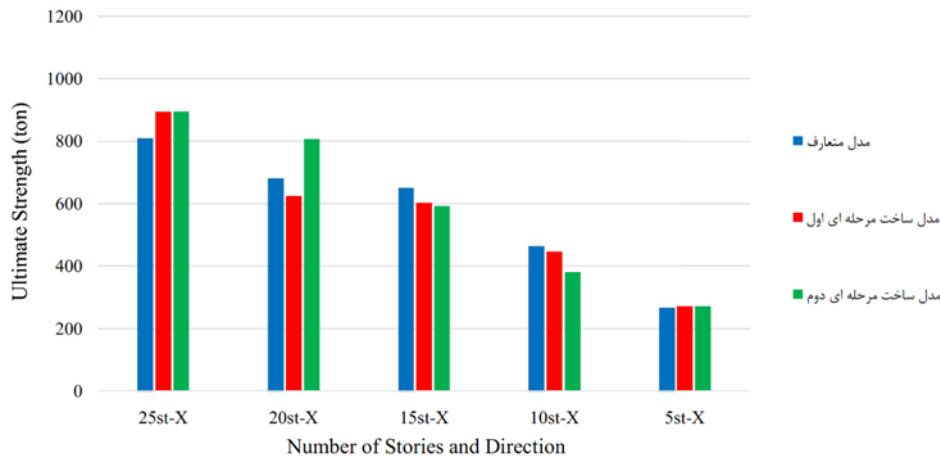
مدل	مقاومت نهایی (ton)									
	۵ طبقه		۱۰ طبقه		۱۵ طبقه		۲۰ طبقه		۲۵ طبقه	
مدل متعارف	268.19	0.0%	464.68	0.0%	651.58	0.0%	681.80	0.0%	810.22	0.0%
مدل ساخت مرحله ای اول	271.79	1.3%	446.32	-4.0%	602.13	-7.6%	624.68	-8.4%	894.36	10.4%
مدل ساخت مرحله ای دوم	271.39	1.2%	381.55	-17.9%	592.73	-9.0%	807.45	18.4%	895.53	10.5%



شکل ۱۸- نمودار بارافزون قاب‌های مورد بررسی [۲۱]

در مقاله محقق اشاره شده است، کماتش مهاربندها و تشکیل مفصل پلاستیک در آن‌ها می‌باشد. در این تحقیق قاب‌ها مطابق توضیحات ارائه شده در سایر بخش‌ها، به دلیل کاهش نیروی محوری ناشی از بار ثقلی در مهاربندها ناشی از اثرات ساخت مرحله‌ای،

تشکیل مفاصل پلاستیک در مهاربندها با تاخیر انجام شده که این موجب افزایش مقاومت نهایی سازه می‌گردد. نمودار مقایسه مقاومت نهایی جانبی مدل‌ها در حالت متعارف و ساخت مرحله‌ای، در شکل (۱۹) ارائه شده است.



شکل ۱۹- نمودار تغییرات مقاومت نهایی جانبی

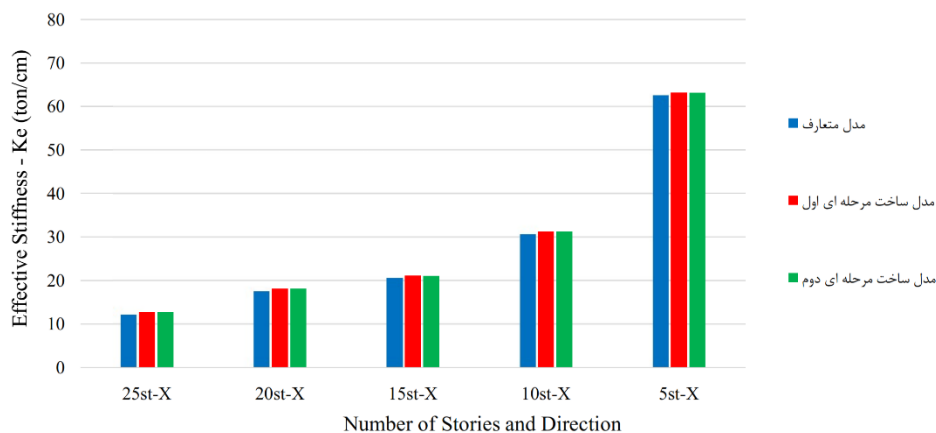
مرحله‌ای، مقاومت نهایی جانبی سازه و متعاقب آن سطح زیر نمودار بارافزون افزایش می‌یابد، نقطه B در نمودار دو خطی شده منحنی بار افزون در شکل (۷) در ارتفاع بالاتری قرار خواهد گرفت. در نتیجه شیب اولیه نمودار دو خطی که بیانگر سختی جانبی موثر می‌باشد، افزایش خواهد یافت. از سوی دیگر عامل کاهش سختی در مدل‌ها تشکیل مفاصل پلاستیک در اعضای سازه‌ای می‌باشد. همان‌طور که در بخش ۷-۱ توضیح داده شد، ساخت مرحله‌ای موجب تاخیر در ایجاد مفصل پلاستیک در مهاربندها می‌گردد. لذا تاخیر در تشکیل مفصل پلاستیک موجب افزایش سختی جانبی موثر خواهد شد. نمودار مقایسه سختی جانبی موثر مدل‌ها در حالت متعارف و ساخت مرحله‌ای، در شکل (۲۰) ارائه شده است.

۴-۷ اثر ساخت مرحله‌ای بر روی سختی جانبی موثر سازه مطابق نتایج ارائه شده در جدول (۶) اثر ساخت مرحله‌ای موجب افزایش سختی موثر سازه در کلیه مدل‌ها به میزان حداکثر تا ۴/۳٪ نسبت به مدل متعارف می‌گردد. تغییرات مذکور با کاهش تعداد طبقات مدل‌ها کاهش می‌یابد.

همان‌طور که پیشتر اشاره شد، سختی جانبی موثر سازه از تقسیم برش پایه تسلیم بر تغییرمکان تسلیم سازه که از دو خطی کردن منحنی بارافزون به دست می‌آید، محاسبه می‌گردد. تغییرمکان و برش پایه تسلیم در نمودار دو خطی منحنی بارافزون متاثر از سطح زیر نمودار بارافزون و نیز برش پایه و تغییرمکان حداکثر سازه دارد. با توجه به این که مطابق توضیحات بخش قبل به دلیل اثرات ساخت

جدول ۶- مقایسه سختی جانبی موثر و میزان تغییرات آن نسبت به مدل متعارف

مدل	سختی موثر $K_e$ (ton/cm)									
	۵ طبقه		۱۰ طبقه		۱۵ طبقه		۲۰ طبقه		۲۵ طبقه	
مدل متعارف	62.69	0.0%	30.69	0.0%	20.60	0.0%	17.61	0.0%	12.21	0.0%
مدل ساخت مرحله ای اول	63.20	0.8%	31.20	1.7%	21.11	2.5%	18.14	3.0%	12.74	4.3%
مدل ساخت مرحله ای دوم	63.16	0.8%	31.21	1.7%	21.11	2.5%	18.15	3.0%	12.73	4.3%



شکل ۲۰- نمودار تغییرات سختی جانبی موثر

سازه است. لذا تغییر مکان اعمال شده به یک سازه ۲۵ طبقه در یک چرخه مشخص، ۵ برابر تغییر مکان اعمال شده به یک سازه ۵ طبقه است. از سوی دیگر اگر سازه را به صورت یک تیر طره فرض کنیم، سختی جانبی با توان سوم ارتفاع رابطه معکوس خواهد داشت. در نتیجه تغییر مکان اعمال شده به مدل ۵ طبقه در برابر سختی آن قابل توجه بوده و سازه در سیکل‌های پایین‌تر وارد محدوده غیرخطی شده و متعاقب آن در نمودار تجمعی انرژی تلف شده تحت بارگذاری چرخه‌ای، در سیکل‌های پایین، نمودار اوج می‌گیرد. در طرف مقابل، مدل ۲۵ طبقه که به واسطه ارتفاع زیاد دارای سختی کم‌تری است، تغییر مکان اعمال شده به آن نسبت به سختی سازه کم‌تر بوده و در نتیجه در سیکل‌های بالاتر وارد محدوده غیرخطی می‌شود.

#### ۷-۵ اثر ساخت مرحله‌ای بر روی اتلاف انرژی سازه در بارگذاری

##### چرخه‌ای AISC

با توجه به مدل‌سازی‌های انجام شده و تحلیل مدل‌ها تحت پروتکل بارگذاری چرخه‌ای AISC و ترسیم نمودار هیستریزس سازه‌ها و مطابق نتایج ارائه‌شده در جدول (۷) مشخص گردید ساخت مرحله‌ای تأثیری منظم و قانون‌مندی بر روی میزان اتلاف انرژی مدل‌ها ندارد. میزان تغییرات اتلاف انرژی مدل‌های ساخت مرحله‌ای نسبت به مدل متعارف تحت پروتکل بارگذاری AISC بین ۱۲٪- تا ۸٪+ محاسبه گردید. در پروتکل بارگذاری AISC، تغییر مکان اعمال شده به مدل بر حسب جابجایی نسبی (نسبت تغییر مکان جانبی بام به ارتفاع سازه) بوده و این تغییر مکان مستقل از سختی جانبی

جدول ۷- مقایسه تعداد سیکل‌های بارگذاری چرخه‌ای و میزان اتلاف انرژی سازه و میزان تغییرات آن نسبت به مدل متعارف تحت پروتکل

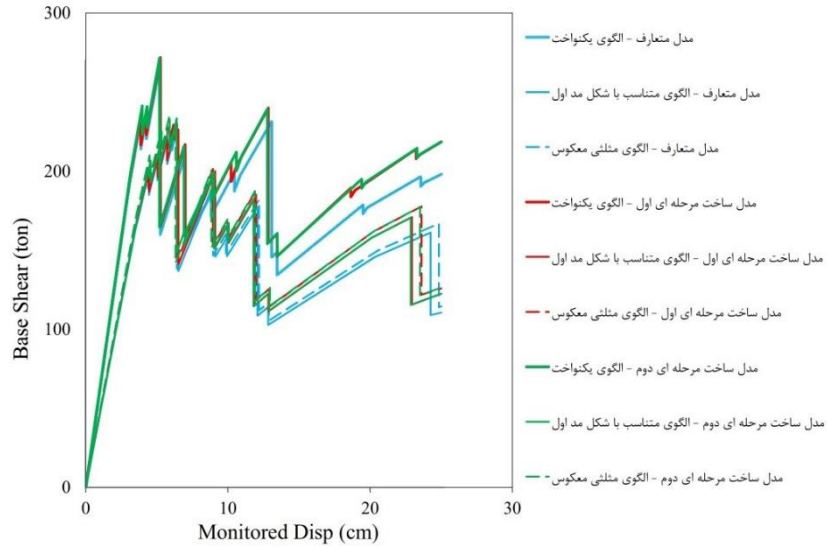
##### بارگذاری AISC

مدل	تعداد چرخه‌ها و انرژی تلف شده (kJ)														
	۵ طبقه		۱۰ طبقه		۱۵ طبقه		۲۰ طبقه		۲۵ طبقه						
مدل متعارف	1329	0.0%	2384	0.0%	1078	0.0%	14616	0.0%	5443	0.0%					
مدل ساخت مرحله ای اول	24	1308	-1.6%	19	2432	2.0%	12	1015	-5.8%	22	13537	-7.4%	18	4790	-12.0%
مدل ساخت مرحله ای دوم	1315	-1.1%	2594	8.8%	963	-10.6%	14086	-3.6%	5091	-6.5%					

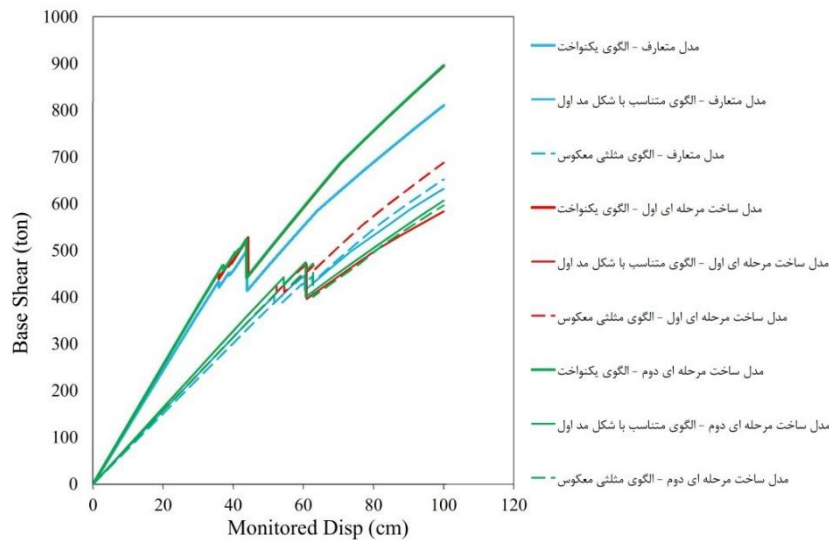
در شکل (۲۱) منحنی بارافزون مدل‌های ۵ و ۲۵ طبقه براساس حالات الگوی بار جانبی در تحلیل بارافزون شامل الگوی یکنواخت

۸- نتایج تحلیل بارافزون تحت الگوهای یکنواخت، متناسب با

شکل مد اول و مثلثی معکوس و تفسیر نتایج



(الف)



(ب)

شکل ۲۱- منحنی بارافزون مدل‌های ۵ و ۲۵ طبقه

الف: مدل ۵ طبقه در جهت X، ب: مدل ۲۵ طبقه در جهت X

در مدل‌های ۵ و ۲۵ طبقه براساس حالات الگوی بار جانبی در تحلیل بارافزون شامل الگوی یکنواخت، الگوی متناسب با شکل مد اول و الگوی مثلثی معکوس ارائه شده است. از نتایج جدول (۸) و شکل (۲۱) می‌توان مشاهده نمود که مقدار تغییر مکان نظیر تشکیل اولین مفصل پلاستیک در حالات الگوی متناسب با شکل مد اول و الگوی مثلثی معکوس نسبت به حالت الگوی یکنواخت بیشتر است.

الگوی متناسب با شکل مد اول و الگوی مثلثی معکوس ارائه شده است.

۸-۱ اثر ساخت مرحله‌ای بر روی تغییر مکان نظیر تشکیل اولین مفصل پلاستیک

در جدول (۸) نتایج تغییر مکان نظیر تشکیل اولین مفصل پلاستیک

نتایج الگوی متناسب با شکل مد اول به طور متوسط در مدل‌های ۵ طبقه حدود ۱۴٪ و در مدل‌های ۲۵ طبقه حدود ۴۸٪ نسبت به الگوی یکنواخت بیشتر می‌باشد. نتایج الگوی مثلثی معکوس نیز به طور متوسط در مدل‌های ۵ طبقه حدود ۱۲٪ و در مدل‌های ۲۵ طبقه حدود ۵۴٪ نسبت به الگوی یکنواخت بیشتر می‌باشد. با توجه به این که در مدل‌های ۵ طبقه درصد مشارکت جرم سازه در مد اول بیشتر از مدل ۲۵ طبقه است، نتایج هر سه الگو به یکدیگر نزدیک‌تر بوده و اختلاف کم‌تر می‌باشد. مقدار تغییر مکان نظیر تشکیل اولین مفصل پلاستیک در حالات الگوی متناسب با شکل مد اول و الگو مثلثی

معکوس به طور متوسط حدود ۱٪ اختلاف داشته که این نشان می‌دهد که نتایج این الگوها تقریباً با یکدیگر مشابه می‌باشد. در مجموع نسبت تغییرات مدل‌های ساخت مرحله‌ای نسبت به مدل متعارف در کلیه حالات الگوی بار تقریباً مشابه می‌باشد. همچنین میانگین تغییرات سه حالت الگو بار اشاره شده در جدول (۸)، تطابق مناسبی با حالت الگو یکنواخت که در این تحقیق از آن استفاده شده است، دارد. لذا به نظر می‌رسد الگوی بار جانبی تاثیر قابل توجهی در میزان تغییرات تغییر مکان نظیر تشکیل اولین مفصل پلاستیک در حالت ساخت مرحله‌ای نسبت به حالت متعارف ندارد.

جدول ۸- مقایسه تغییر مکان نظیر تشکیل اولین مفصل پلاستیک بر اساس حالت‌های الگو بار جانبی در تحلیل بارافزون

جابه‌جایی مناظر با تشکیل اولین مفصل پلاستیک (cm)									
طبقه	مدل	توزیع یکنواخت		توزیع مود اول		توزیع مثلثی معکوس		میانگین	
		توزیع	توزیع	توزیع	توزیع	توزیع	توزیع	توزیع	توزیع
5	مدل متعارف	3.05	0.0%	3.48	0.0%	3.43	0.0%	3.32	0.0%
	مدل ساخت مرحله‌ای اول	3.06	0.1%	3.48	0.0%	3.44	0.3%	3.33	0.1%
	مدل ساخت مرحله‌ای دوم	3.16	3.6%	3.61	3.7%	3.56	3.8%	3.44	3.7%
25	مدل متعارف	29.05	0.0%	42.90	0.0%	44.69	0.0%	38.88	0.0%
	مدل ساخت مرحله‌ای اول	28.83	-0.8%	42.68	-0.5%	44.47	-0.5%	38.66	-0.6%
	مدل ساخت مرحله‌ای دوم	30.17	3.8%	44.66	4.1%	46.54	4.1%	40.46	4.1%

۸-۲- اثر ساخت مرحله‌ای بر روی برش پایه نظیر تشکیل اولین مفصل پلاستیک

در جدول (۹) نتایج برش پایه نظیر تشکیل اولین مفصل پلاستیک در مدل‌های ۵ و ۲۵ طبقه بر اساس حالات الگوی بار جانبی در تحلیل بارافزون شامل الگوی یکنواخت، الگوی متناسب با شکل مد اول و الگوی مثلثی معکوس ارائه شده است. از نتایج جدول (۹) و شکل (۲۱) می‌توان مشاهده نمود که مقدار برش پایه نظیر تشکیل اولین مفصل پلاستیک در حالات الگوی متناسب با شکل مد اول و الگو مثلثی معکوس به میزان قابل توجهی نسبت به حالت الگو یکنواخت کم‌تر است. نتایج الگوی متناسب با شکل مد اول به طور متوسط در مدل‌های ۵ طبقه حدود ۱۵٪ و در مدل‌های ۲۵ طبقه حدود ۵٪ نسبت به الگوی یکنواخت کم‌تر می‌باشد. نتایج الگوی

مثلثی معکوس نیز به طور متوسط در مدل‌های ۵ طبقه حدود ۱۴٪ و در مدل‌های ۲۵ طبقه حدود ۵٪ نسبت به الگوی یکنواخت کم‌تر می‌باشد. در حالات الگوی متناسب با شکل مد اول و الگو مثلثی معکوس به شکل مد اول و الگو مثلثی معکوس به شکل مد اول و الگو مثلثی معکوس ارائه شده است. از نتایج جدول (۹) و شکل (۲۱) می‌توان مشاهده نمود که مقدار برش پایه نظیر تشکیل اولین مفصل پلاستیک در حالات الگوی متناسب با شکل مد اول و الگو مثلثی معکوس به میزان قابل توجهی نسبت به حالت الگو یکنواخت کم‌تر است. نتایج الگوی متناسب با شکل مد اول به طور متوسط در مدل‌های ۵ طبقه حدود ۱۵٪ و در مدل‌های ۲۵ طبقه حدود ۵٪ نسبت به الگوی یکنواخت کم‌تر می‌باشد. نتایج الگوی

جدول ۹- مقایسه برش پایه نظیر تشکیل اولین مفصل پلاستیک بر اساس حالت‌های الگو بار جانبی در تحلیل بارافزون

طبقه	مدل	توزیع یکنواخت		توزیع مود اول		توزیع مثلثی معکوس		میانگین	
		توزیع یکنواخت	توزیع یکنواخت	توزیع مود اول	توزیع مود اول	توزیع مثلثی معکوس	توزیع مثلثی معکوس	میانگین	میانگین
5	مدل متعارف	191.30	0.0%	162.60	0.0%	165.16	0.0%	173.02	0.0%
	مدل ساخت مرحله ای اول	193.10	0.9%	164.15	1.0%	166.73	1.0%	174.66	0.9%
	مدل ساخت مرحله ای دوم	199.89	4.5%	169.93	4.5%	172.60	4.5%	180.81	4.5%
25	مدل متعارف	354.64	0.0%	337.27	0.0%	337.04	0.0%	342.98	0.0%
	مدل ساخت مرحله ای اول	367.13	3.5%	349.81	3.7%	349.63	3.7%	355.52	3.7%
	مدل ساخت مرحله ای دوم	384.21	8.3%	366.08	8.5%	365.90	8.6%	372.06	8.5%

نسبت به حالت متعارف ندارد. الگوی یکنواخت کم‌تر می‌باشد. با توجه به این که در مدل‌های ۵ طبقه درصد مشارکت جرم سازه در مد اول بیشتر از مدل ۲۵ طبقه است، نتایج هر سه الگو به یکدیگر نزدیک‌تر بوده و اختلاف کم‌تر می‌باشد. مقدار مقاومت نهایی جانبی در حالات الگوی متناسب با شکل مد اول و الگو مثلثی معکوس به طور متوسط حدود ۱٪ اختلاف داشته که این نشان می‌دهد که نتایج این الگوها تقریباً با یکدیگر مشابه می‌باشد. در مجموع نسبت تغییرات مدل‌های ساخت مرحله‌ای نسبت به مدل متعارف در کلیه حالات الگوی بار، تقریباً مشابه می‌باشد. همچنین میانگین تغییرات سه حالت الگوی بار اشاره‌شده در جدول (۱۰)، تطابق مناسبی با حالت الگوی یکنواخت که در این تحقیق از آن استفاده شده است، دارد. لذا به نظر می‌رسد الگوی بار جانبی تاثیر قابل توجهی در میزان مقاومت نهایی جانبی سازه در حالت ساخت مرحله‌ای نسبت به حالت متعارف ندارد.

نسبت به حالت متعارف ندارد. اثر ساخت مرحله‌ای بر روی مقاومت نهایی جانبی سازه در جدول (۱۰) نتایج مقاومت نهایی جانبی سازه در مدل‌های ۵ و ۲۵ طبقه براساس حالات الگوی بار جانبی در تحلیل بارافزون شامل الگوی یکنواخت، الگوی متناسب با شکل مد اول و الگوی مثلثی معکوس ارائه شده است. از نتایج جدول (۱۰) و شکل (۲۱) می‌توان مشاهده نمود که مقدار مقاومت نهایی جانبی سازه در حالات الگوی متناسب با شکل مد اول و الگو مثلثی معکوس به میزان قابل توجهی نسبت به حالت الگو یکنواخت کم‌تر است. نتایج الگوی متناسب با شکل مد اول به طور متوسط در مدل‌های ۵ طبقه حدود ۱۵٪ و در مدل‌های ۲۵ طبقه حدود ۲۰٪ نسبت به الگوی یکنواخت کم‌تر می‌باشد. نتایج الگوی مثلثی معکوس نیز به طور متوسط در مدل‌های ۵ طبقه حدود ۱۵٪ و در مدل‌های ۲۵ طبقه حدود ۲۰٪ نسبت به

جدول ۱۰- مقایسه مقاومت نهایی جانبی بر اساس حالت‌های الگو بار جانبی در تحلیل بارافزون

طبقه	مدل	توزیع یکنواخت		توزیع مود اول		توزیع مثلثی معکوس		میانگین	
		توزیع یکنواخت	توزیع یکنواخت	توزیع مود اول	توزیع مود اول	توزیع مثلثی معکوس	توزیع مثلثی معکوس	میانگین	میانگین
5	مدل متعارف	268.19	0.0%	227.71	0.0%	226.46	0.0%	240.79	0.0%
	مدل ساخت مرحله ای اول	271.79	1.3%	229.87	0.9%	230.65	1.9%	244.10	1.4%
	مدل ساخت مرحله ای دوم	271.39	1.2%	233.36	2.5%	235.57	4.0%	246.77	2.5%
25	مدل متعارف	810.22	0.0%	645.89	0.0%	674.18	0.0%	710.10	0.0%
	مدل ساخت مرحله ای اول	894.36	10.4%	617.44	-4.4%	650.07	-3.6%	720.62	1.5%
	مدل ساخت مرحله ای دوم	895.53	10.5%	806.98	24.9%	760.70	12.8%	821.07	15.6%



۴-۸- اثر ساخت مرحله‌ای بر روی سختی جانبی موثر سازه در جدول (۱۱) نتایج سختی جانبی موثر سازه در مدل‌های ۵ و ۲۵ طبقه براساس حالات الگوی بار جانبی در تحلیل بارافزون شامل الگوی یکنواخت، الگوی متناسب با شکل مد اول و الگوی مثلثی معکوس ارائه شده است. از نتایج جدول (۱۱) و شکل (۲۱) می‌توان مشاهده نمود که مقدار سختی جانبی موثر سازه در حالات الگوی متناسب با شکل مد اول و الگو مثلثی معکوس به میزان قابل توجهی نسبت به حالت الگو یکنواخت کم‌تر است. نتایج الگوی متناسب با شکل مد اول به‌طور متوسط در مدل‌های ۵ طبقه حدود ۲۵٪ و در مدل‌های ۲۵ طبقه حدود ۳۶٪ نسبت به الگوی یکنواخت کم‌تر می‌باشد. نتایج الگوی مثلثی معکوس نیز به‌طور متوسط در مدل‌های ۵ طبقه حدود ۲۳٪ و در مدل‌های ۲۵ طبقه حدود ۳۸٪ نسبت به

الگوی یکنواخت کم‌تر می‌باشد. با توجه به این که در مدل‌های ۵ طبقه درصد مشارکت جرم سازه در مد اول بیشتر از مدل‌های ۲۵ طبقه است، نتایج هر سه الگو به یکدیگر نزدیک‌تر بوده و اختلاف کم‌تر می‌باشد. مقدار سختی جانبی موثر در حالات الگوی متناسب با شکل مد اول و الگو مثلثی معکوس به‌طور متوسط حدود ۱٪ اختلاف داشته که این نشان می‌دهد که نتایج این الگوها تقریباً با یکدیگر مشابه می‌باشد. در مجموع نسبت تغییرات مدل‌های ساخت مرحله‌ای نسبت به مدل متعارف در کلیه حالات الگوی بار، تقریباً مشابه می‌باشد. همچنین میانگین تغییرات سه حالت الگوی بار اشاره شده در جدول (۱۱)، تطابق مناسبی با حالت الگو یکنواخت که در این تحقیق از آن استفاده شده است، دارد. لذا به نظر می‌رسد الگوی بار جانبی تاثیر قابل توجهی در میزان سختی جانبی موثر سازه در

جدول ۱۱- مقایسه سختی جانبی موثر بر اساس حالت‌های الگو بار جانبی در تحلیل بارافزون

طبقه	مدل	توزیع یکنواخت		توزیع مود اول		توزیع مثلثی معکوس		میانگین	
		توزیع یکنواخت	توزیع یکنواخت	توزیع مود اول	توزیع مود اول	توزیع مثلثی معکوس	توزیع مثلثی معکوس	میانگین	میانگین
5	مدل متعارف	62.69	0.0%	46.76	0.0%	48.04	0.0%	52.50	0.0%
	مدل ساخت مرحله ای اول	63.20	0.8%	47.15	0.8%	48.49	0.9%	52.95	0.9%
	مدل ساخت مرحله ای دوم	63.16	0.8%	47.08	0.7%	48.45	0.8%	52.89	0.8%
25	مدل متعارف	12.21	0.0%	7.86	0.0%	7.54	0.0%	9.20	0.0%
	مدل ساخت مرحله ای اول	12.74	4.3%	8.20	4.3%	7.86	4.3%	9.60	4.3%
	مدل ساخت مرحله ای دوم	12.73	4.3%	8.20	4.3%	7.86	4.3%	9.60	4.3%

حالت ساخت مرحله‌ای نسبت به حالت متعارف ندارد.

#### ۹- نتایج تحلیل تحت پروتکل بارگذاری چرخه‌ای ATC-24 و تفسیر نتایج

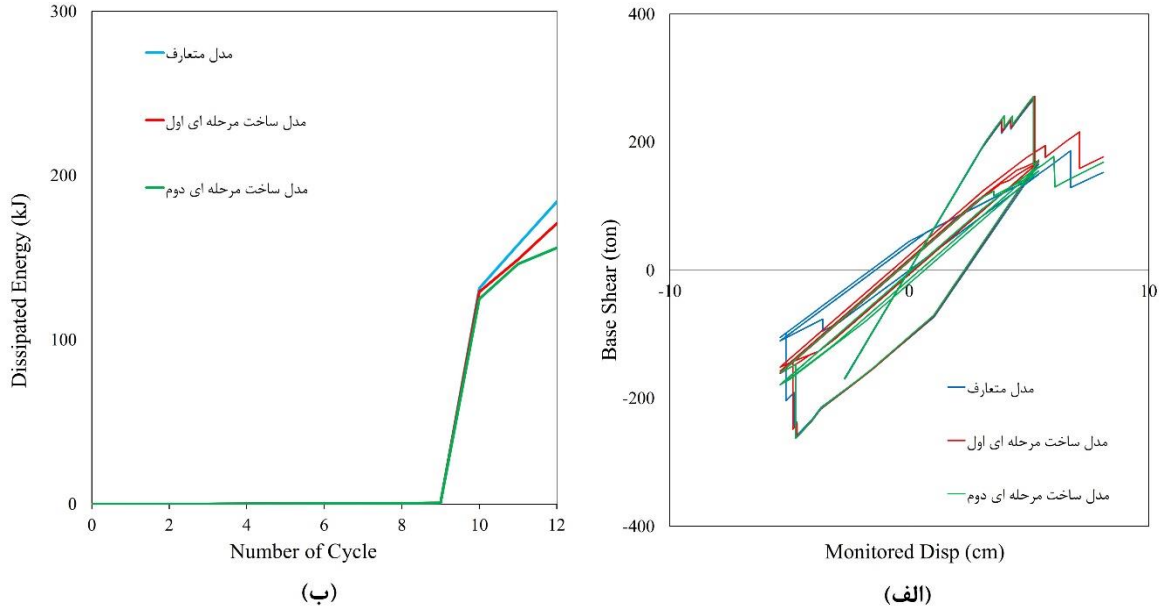
با توجه به مدل‌سازی‌های انجام‌شده و تحلیل مدل‌ها تحت پروتکل بارگذاری چرخه‌ای ATC-24 و ترسیم نمودار هیستریزس سازه‌ها (شکل‌های (۲۲) و (۲۳)) و مطابق نتایج ارائه‌شده در جدول (۱۲) مشخص گردید ساخت مرحله‌ای تاثیر منظم و قانون‌مندی بر روی میزان اتلاف انرژی مدل‌ها ندارد. میزان تغییرات اتلاف انرژی مدل‌های ساخت مرحله‌ای نسبت به مدل متعارف تحت پروتکل بارگذاری ATC-24 بین ۱۵/۳٪ تا ۳/۵۸٪ محاسبه گردید.

در پروتکل بارگذاری چرخه‌ای ATC-24 بر خلاف پروتکل بارگذاری AISC تغییر مکان اعمال‌شده به سازه برحسب تغییر مکان نقطه تسلیم سازه می‌باشد. لذا در این پروتکل تغییر مکان اعمال‌شده متناسب با سختی جانبی سازه خواهد بود. از این روی تقریباً کلیه مدل‌ها با طبقات متفاوت، در یک سیکل مشخص وارد محدوده غیرخطی می‌شوند.

#### ۱۰- نتیجه گیری

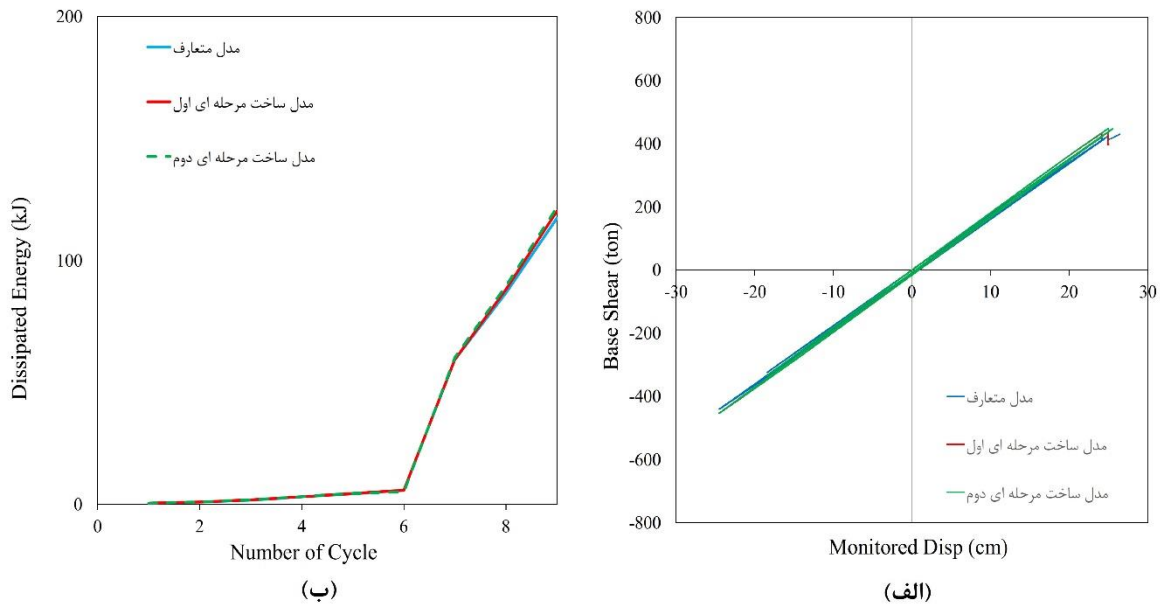
مطابق توضیحات ارائه‌شده در بخش‌های مطالعه و تفسیر نتایج خلاصه نتایج این تحقیق در خصوص اثرات ساخت مرحله‌ای بر روی قاب‌های فولادی دوگانه دارای مهاربندی همگرا (X) را میتوان





شکل ۲۲- نتایج مدل ۵ طبقه تحت پروتکل بارگذاری چرخه‌ای ATC-24

الف: منحنی هیستریزیس در جهت X، ب: منحنی استهلاک انرژی در جهت X



شکل ۲۳- نتایج مدل ۲۰ طبقه تحت پروتکل بارگذاری چرخه‌ای ATC-24

الف: منحنی هیستریزیس در جهت X، ب: منحنی استهلاک انرژی در جهت X

نیروی محوری ناشی از بار مرده تا حدود ۱۷/۹٪ می‌شود. اختلاف نیروی محوری ناشی از بار مرده در مدل ساخت مرحله‌ای اول

به صورت ذیل بیان کرد:  
۱- در ستون میانی (C6) ساخت مرحله‌ای موجب افزایش

(یک طبقه با مهاربند در هر مرحله ساخت) و مدل ساخت مرحله‌ای دوم (یک طبقه بدون مهاربند در هر مرحله ساخت و نصب مهاربندها در مرحله آخر) بسیار ناچیز است و این موضوع نشان‌دهنده آن است که افزایش نیروی محوری ناشی از بار مرده در ستون میانی عمدتاً متأثر از فرآیند ساخت مرحله‌ای است و توالی نصب مهاربندها تأثیر بسیار کمی در این افزایش دارد. با

بررسی موردی انجام شده افزایش ۱۷/۹٪ در نیروی محوری ناشی از بار مرده می‌تواند منجر به افزایش حدود ۱۰٪ در DCR ستون میانی تحت ترکیب بار بحرانی طراحی شود. لذا لحاظ نکردن آثار ساخت مرحله‌ای موجب می‌شود نیروی طراحی ستون میانی کم‌تر از میزان واقعی برآورد شود و ستون مذکور به درستی طراحی نشود که این می‌تواند مخاطره‌آمیز باشد.

**جدول ۱۲- مقایسه تعداد سیکل‌های بارگذاری چرخه‌ای و میزان اتلاف انرژی سازه و میزان تغییرات آن نسبت به مدل متعارف تحت**

**پروتکل بارگذاری ATC-24**

مدل	تعداد چرخه‌ها و انرژی تلف شده (kJ)														
	۵ طبقه		۱۰ طبقه		۱۵ طبقه		۲۰ طبقه		۲۵ طبقه						
مدل متعارف	184	0.0%	3291	0.0%	680	0.0%	117	0.0%	214	0.0%					
مدل ساخت مرحله ای اول	12	171	-7.2%	17	3263	-0.8%	9	666	-2.1%	9	120	2.5%	9	220	2.7%
مدل ساخت مرحله ای دوم	156	-15.3%	3386	2.9%	668	-1.7%	122	3.8%	216	0.6%					

میزان افزایش نیروی محوری ستون مذکور با کاهش تعداد طبقات کاهش می‌یابد.

۲- تأثیر ساخت مرحله‌ای بر نیروی محوری ناشی از بار مرده در ستون‌های گوشه (C<sub>1</sub>)، ستون دهانه مهاربندی با تیر باربر (C<sub>2</sub>) و ستون دهانه مهاربندی با تیر غیرباربر (C<sub>5</sub>) ناچیز و قابل صرف نظر کردن می‌باشد. همچنین در اکثر مدل‌ها، ساخت مرحله‌ای موجب کاهش نیروی محوری ستون‌های مذکور ناشی از بار مرده می‌شود که این در جهت اطمینان می‌باشد.

۳- ساخت مرحله‌ای دوم (یک طبقه بدون مهاربند در هر مرحله ساخت و نصب مهاربندها در مرحله آخر) موجب افزایش تغییر مکان نظیر تشکیل اولین مفصل پلاستیک در تقریباً اکثر مدل‌ها می‌گردد. ساخت مرحله‌ای دوم موجب افزایش تا ۳/۸٪ در تغییر مکان نظیر تشکیل اولین مفصل پلاستیک نسبت به مدل متعارف خواهد شد. تغییرات مذکور با کاهش تعداد طبقات مدل‌ها کاهش می‌یابد.

۴- ساخت مرحله‌ای موجب افزایش برش پایه نظیر تشکیل اولین مفصل پلاستیک در کلیه مدل‌ها می‌گردد. ساخت مرحله‌ای اول (یک طبقه با مهاربند در هر مرحله ساخت) موجب افزایش تا ۳/۵٪ و ساخت مرحله‌ای دوم (یک طبقه بدون مهاربند در هر مرحله ساخت و نصب مهاربندها در مرحله آخر) موجب افزایش تا ۸/۳٪

در برش پایه نظیر تشکیل اولین مفصل پلاستیک نسبت به مدل متعارف خواهد شد. تغییرات مذکور با کاهش تعداد طبقات مدل‌ها کاهش می‌یابد.

۵- ساخت مرحله‌ای موجب افزایش مقاومت نهایی سازه در برخی مدل‌ها می‌گردد. ساخت مرحله‌ای اول (یک طبقه با مهاربند در هر مرحله ساخت) موجب افزایش تا ۱۰/۴٪ و ساخت مرحله‌ای دوم (یک طبقه بدون مهاربند در هر مرحله ساخت و نصب مهاربندها در مرحله آخر) موجب افزایش تا ۱۸/۴٪ مقاومت نهایی سازه نسبت به مدل متعارف خواهد شد.

۶- ساخت مرحله‌ای موجب افزایش سختی موثر سازه در کلیه مدل‌ها به میزان تا ۴/۳٪ نسبت به مدل متعارف می‌گردد. تغییرات مذکور با کاهش تعداد طبقات مدل‌ها کاهش می‌یابد.

۷- ساخت مرحله‌ای تأثیر منظم و قانون‌مندی بر روی میزان اتلاف انرژی مدل‌ها تحت پروتکل‌های بارگذاری چرخه‌ای ندارد. میزان تغییرات بین ۱۲٪- تا ۸/۸٪+ تحت پروتکل بارگذاری چرخه‌ای AISC و بین ۱۵/۳٪- تا ۳/۸٪+ تحت پروتکل بارگذاری چرخه‌ای ATC-24 نسبت به مدل متعارف متغیر می‌باشد.

۸- در این تحقیق جهت تحلیل بارافزون از حالت الگوی بار جانبی یکنواخت استفاده شد. به منظور بررسی اثر حالت الگو بار



جانبی، تحلیل بارافزون برای مدل‌های ۵ و ۲۵ طبقه با الگو بار جانبی متناسب با شکل مد اول و الگو بار جانبی مثلثی معکوس نیز انجام شد. نتایج نشان داد که میزان تغییرات پارامترهای بررسی شده، شامل تغییرمکان و برش پایه نظیر تشکیل اولین مفصل پلاستیک، مقاومت نهایی جانبی و سختی جانبی موثر، در هر سه حالت الگوی بار جانبی (شامل الگوی یکنواخت، الگوی متناسب با شکل مد اول و الگوی مثلثی معکوس) تقریباً مشابه می‌باشد. همچنین میانگین تغییرات سه حالت الگوی بار اشاره شده، تطابق بسیار مناسبی با حالت الگو یکنواخت که در این تحقیق از آن استفاده شده است، دارد.

## ۵- مراجع

Analysis Using ETABS", International Journal and Magazine of Engineering, Technology, Management and Research, Vol. 2, No, 9.

[11] Pathan, K.M., Ali, S.W., Khan, H.T., Mirza, M.S., Waseem M. and Zubair, S. (2014). "Construction Stage Analysis of RCC Frames", International Journal of Engineering and Technology Research, Vol. 2, No. 3.

[۱۲] مقررات ملی ساختمان، مبحث ششم، بارهای وارد بر ساختمان، ویرایش سوم، سال ۱۳۹۲، دفتر مقررات ملی ساختمان.

[۱۳] آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، استاندارد ۲۸۰۰، ویرایش چهارم، مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی.

[14] AISC, Specification For Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction.

[۱۵] مقررات ملی ساختمان، مبحث دهم، طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی، ویرایش چهارم سال ۱۳۹۲، دفتر مقررات ملی ساختمان.

[۱۶] دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود، نشریه شماره ۳۶۰، سال ۱۳۸۵، معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رییس جمهور، امور نظام فنی.

[17] Prestandard And Commentary For The Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA 356.

[18] AISC. Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. ANSI/AISC 341-10. Chicago, American Institute of Steel Construction, 2010.

[19] ATC-24. Guidelines for cyclic testing of components of steel structures, Applied Technology Council, Redwood City, CA, 11; 1992.

[20] Panyakapo, P. (2014), "Cyclic Pushover Analysis Procedure to estimate seismic demand for buildings", ELSEVIER.

[21] Sen, A.D., Roeder, C.W., Lebman, D.E. and Berman, J.W. (2015), "How Big is that Beam", Structure magazine

[1] Panigrahi, S., Patil, V., Madan, S.H. and Takkalaki, S. (2019). "Importance of Construction Sequence Analysis in Design of High Rise Buildings", International Journal of Innovative Science IJISSET, Vol. 6, No. 4.

[2] Dinar, Y., Rasel, M.M., Chowdhury, M.J.A. and Ashraf, M.A. (2014). "Chronological Construction Sequence Effects on Reinforced Concrete and Steel Buildings", The International Journal Of Engineering And Science - IJES, Vol. 3, No. 1, pp. 52-63.

[3] Choi, C.K. and Kim, E.D. (1985). "Multistory Frames Under Sequential Gravity Loads", Journal of Structural Engineering ASCE, Vol. 51, No. 6.

[4] ETABS 19.0.1 user manual.

[5] Das, G.G. and K I, P. (2013). "Comprasion of Conventional and Construction Analysis of a RCC Building", International Journal of Science Technology and Engineering - IJSTE, Vol. 3, No. 3.

[6] Rao, J.V.G., Babu, D., Selvan, M. and Kumar, V.K. (2016). "Study and Comparison of Construction Sequence Analysis with Regular Analysis By Etabs", Civil Engineering International Journal - CEIJ, Vol. 2.

[7] Amin, S.R. and Mahajan, S.K. (2015). "Analysis Of Multi Storied Rcc Building For Construction Sequence Loading", International Journal of Modern Trend in Engineering and Research, Vol. 4, No, 7.

[8] Shirhatti, T.G. and Vanakudre, S.B. (2015). "The Effects of P-delta and Construction Sequential Analysis of Rcc and Steel Building with Respect to Linear Static Analysis", International Research Journal of Engineering and Technology - IRJET, Vol. 2, No. 4.

[9] Pranay, R., Sreevalli, Y., Thota, E. and Kumar, S. (2015). "Study and Comparison of Construction Sequence Analysis with Conventional Lumped Analysis Using Etabs", Civil Engineering Systems and Sustainable Innovations.

[10] Jagarlamudi, V.R. and Manoj, K. (2015). "Study and Comparison of Sequence Analysis with Conventional Lumped



## بررسی تحلیلی مقاومت فشاری اتصالات T شکل پرشده با بتن تحت بارگذاری استاتیکی

محمد حسن اسفندیاری<sup>۱</sup>، سید محمدرضا حسینی<sup>۲\*</sup>، مسعود محمودآبادی<sup>۳</sup>

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه دولتی قم، قم

۲- دانشجویی دکتری، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل، مازندران

۳- استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه دولتی قم، قم

\* بابل، صندوق پستی ۴۷۱۴۸۷۳۱۱۳، smr.hasani@stu.nit.ac.ir

### چکیده

امروزه به کارگیری ستون‌های مرکب در پروژه‌های عمرانی بیش‌تر از گذشته مورد توجه قرار گرفته است. میزان استفاده از ستون‌های مرکب در ساخت فرودگاه‌ها، استادیوم‌های ورزشی، سکوها، دریایی و نفتی بیش از پروژه‌های دیگر می‌باشد. با توجه به این که در طول مدت بهره‌برداری از پروژه‌های مذکور احتمال وقوع حوادثی مانند برخورد کشتی با سازه، طوفان شدید در سکوها، دریایی و یا مواردی مثل آتش سوزی و انفجار در تمام پروژه‌ها، می‌باشد و هم‌چنین از طرفی دیگر، اهمیت بالایی که این سازه‌ها دارند، ایجاب می‌کند تا پژوهشگران تحقیقات بیش‌تری در خصوص ارائه راه‌کارهایی برای افزایش مقاومت ستون‌های مرکب در سازه‌ها، ارائه دهند تا سازه بتواند در برابر حوادث فوق مقاومت بیش‌تری از خود نشان دهد. در این تحقیق سعی شده است با مدل‌سازی نمونه‌هایی با پارامترهای مختلف در نرم‌افزار اجزاء محدود ABAQUS تأثیر تغییر متغیرهایی مانند پارامترهای هندسی، مقاومت فشاری بتن و نوع سطح مقطع اعضاء؛ بر مقاومت و استحکام ستون‌های مرکب در برابر بار استاتیکی مشخص شود. پس از مدل‌سازی نمونه‌ها و تحلیل و پردازش نتایج مشخص شد که استفاده از سطح مقطع مربع در ستون‌های مرکب و هم‌چنین افزایش مقاومت فشاری بتن مورد استفاده در این اعضاء، تأثیر مثبتی بر عملکرد اعضاء مرکب خواهد داشت و این دو مورد، مقاومت در برابر بار استاتیکی را به ترتیب ۱۹٪ و ۱۰٪ بهبود می‌بخشند. هم‌چنین کاهش نسبت عرض به ضخامت (b/t)، استحکام و مقاومت اتصالات را افزایش داده و ظرفیت باربری اتصال را بهبود می‌بخشد.

### واژگان کلیدی

اتصالات T شکل، مقاومت فشاری، مقاطع فولادی پرشده با بتن، بارگذاری استاتیکی

## Analytical investigation of compressive strength of T-joints filled with concrete under static loading

M.H. Esfandiari, S.M.R. Hasani, M. Mahmoudabadi

### Abstract

Nowadays, the use of composite columns in construction projects is more attention than in the past. The use of composite columns in the construction of airports, sports stadiums, marine and oil platforms is more than other projects. Due to the fact that during the operation of the mentioned projects, the possibility of incidents such as; Collision of a ship with a structure, a severe storm, in marine platforms or things like fire and explosion in all projects, and also on the other hand, the high importance of these structures requires researchers to research provide more about providing solutions to increase the resistance of composite columns in structures so that the structure can show more resistance against the above incidents. In this research, it has been tried by modeling samples with different parameters in the Abaqus finite element software, the effect of changing variables such as; Geometrical parameters, compressive strength of concrete and type of cross section of members; Determine the strength of composite columns against static load. After modeling the samples and analyzing and processing the results, it was found that; The use of square cross section in composite columns and also increasing the compressive strength of concrete used in these members will have a positive effect on the performance of composite members and these two items improve the resistance to static load by 19% and 10% respectively. to forgive Also, reducing the ratio of width to thickness (b/t) increases the strength and resistance of joints and improves the bearing capacity of the joint.

### Keywords

T-joints, compressive strength, steel sections filled with concrete, static loading

بتن و فولاد هر دو مصالحی هستند که امروزه در پروژه‌های عمرانی به صورت گسترده مورد استفاده قرار می‌گیرند و معایب و محاسن آن‌ها تا حد زیادی شناخته شده می‌باشد.

اجزاء اصلی تشکیل دهنده بتن به راحتی و با هزینه کم قابل تهیه بوده و پس از اختلاط به علت حالت خمیری که پیدا می‌کند، می‌توان آن را در قالب‌هایی که هندسه‌های گوناگونی دارند، جای داد و بدین وسیله اجزایی با هندسه‌های متفاوت را ایجاد کرد. بتن دارای سختی بالا و مقاومت خوبی در برابر آتش می‌باشد.

فولاد نیز جزء مصالحی است که مقاومت بالا و شکل پذیری مناسبی دارد، نصب قطعات فلزی سرعت زیادی دارند، این موضوع باعث می‌شود ساخت سازه‌های فولادی در مدت زمان کم‌تری نسبت به سازه‌های بتنی صورت گیرد. فولاد ذاتاً در برابر عواملی مثل آتش‌سوزی می‌شود، مقاومت و استحکام سازه به شدت مورد تهدید قرار می‌گیرد.

فرودگاه‌ها، ایستگاه‌های قطار، استادیوم‌های ورزشی و سازه‌هایی که در پالایشگاه‌ها، میادین گازی و عملیات‌های دریایی مربوط به کشف و استخراج نفت ساخته می‌شوند، بسیار حائز اهمیت می‌باشند زیرا در برخی از این سازه‌ها جمعیت زیادی حضور دارند و بروز حادثه در آن‌ها تلفات زیادی را به دنبال خواهد داشت و برخی دیگر از این سازه‌ها به گونه‌ای هستند که عملکرد و فعالیتشان می‌تواند تاثیر بسیار زیادی بر چرخه اقتصادی یک جامعه داشته باشد. امروزه با گسترش آگاهی از فواید و مزایای ستون‌های مرکب، اغلب ستون‌های به کار رفته در این نوع سازه‌ها از نوع مرکب می‌باشند. ستون‌های مرکب عمدتاً به دو گروه ستون‌های فولادی مدفون شده در بتن و ستون‌های فولادی پر شده با بتن تقسیم می‌شوند. در این میان ستون‌های فولادی پر شده در مقایسه با ستون‌های فولادی مدفون در بتن دارای مزایایی از قبیل عدم نیاز به قالب‌بندی و میلگردگذاری، اثر محصورکنندگی فولاد بر بتن، شکل‌پذیری و جذب انرژی بالا، کاهش افت و خزش بتن، سرعت ساخت بالا و ظرفیت باربری مناسب بتن هستند و همچنین لوله‌ی فولادی با توجه به قرارگرفتن در پیرامون مقطع، بیش‌ترین سختی و مقاومت خمشی را ایجاد می‌نماید [۱]. به دلیل موارد فوق در سال‌های اخیر محققین، توجه بیشتری به این نوع مقاطع داشته‌اند و به منظور بهبود رفتار این

ستون‌ها راه‌کارهای متفاوتی را پیشنهاد کرده‌اند. امروزه گستره‌ی استفاده از این ستون‌ها به قدری وسیع است که حتی فراتر از مرزهای مهندسی عمران، در صنایعی هم‌چون صنعت معدن نیز مورد استفاده قرار می‌گیرد [۲].

ستون‌های مرکب اغلب در اشکال دایره‌ای اجرا می‌گردند. دلیل اصلی این موضوع این نکته است که مقطع دایره‌ای محصورشدگی بیش‌تری را نسبت به مقاطع دیگر در بتن هسته ایجاد می‌کنند. این مهم سبب گردیده که مقطع دایره‌ای نسبت به مقاطع دیگر در ستون‌های مرکب بیش‌تر مورد استفاده قرار گیرند. اما در بعضی از مواقع استفاده از مقاطع دایره‌ای غیر ممکن خواهد شد و استفاده از اشکال خاص از جمله مقطع مربع و مستطیل و مقاطع با اشکال Y و X شکل در بعضی از قسمت‌های ساختمانی اجتناب ناپذیر است [۳]. اعضای فولادی با مقطع توخالی دایره‌ای (CHS) و مربعی (SHS) امروزه به طور گسترده‌ای در سازه‌هایی مثل سکوها ثابت و شناور دریایی و خرپاهای با دهانه‌های بلند و فضایی (سازه‌های فضاکار)، ایستگاه‌های راه‌آهن، ترمینال‌ها، فرودگاه‌ها و استادیوم‌های ورزشی استفاده می‌شوند.

## ۲- تحقیقات پیشین

**مردی شقاقی و همکارانش [۳]** به بررسی عملکرد ستون‌های مرکب پرداختند. در این تحقیق، اثر تعدادی از پارامترهای مؤثر در رفتار ستون‌های مرکب از جمله نسبت طول به بعد مقطع عرضی ( $L/D$ )، نسبت بعد مقطع به ضخامت جداره فولاد ( $D/t$ ) و شکل مقطع عرضی به صورت آزمایشگاهی مورد بررسی قرار گرفت. در بررسی این ستون‌ها، ۱۲ نمونه ستون با مقیاس حدود ۱:۳ ساخته شده و تحت بار محوری فشاری توأم با بار جانبی تا انهدام کامل ستون آزمایش شده است. آن‌ها در تحقیقات خود از سه نوع سطح مقطع دایره، مربع و هشت ضلعی، که یک بار با سخت‌کننده تقویت شدند و در مرتبه‌ی بعدی بدون سخت‌کننده مورد آزمایش قرار گرفتند.

در پایان به این نتیجه رسیدند که نمونه‌های با سخت‌کننده عملکرد بهتری از خود نشان داده و سخت‌کننده‌ها نقش مهمی را ایفا کرده و منجر به افزایش شکل‌پذیری و جذب انرژی بیش‌تری شده‌اند.

هم‌چنین به این نتیجه رسیدند که سطح مقطع دایره، عملکرد بهتری داشته و جذب انرژی بیش‌تری را منجر می‌شود.

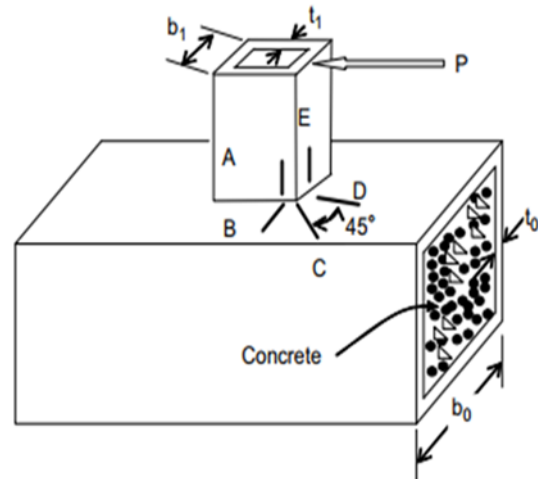


از ورق تقویت استفاده کردند و چهار نمونه‌ی دیگر را بدون ورق تقویت بررسی کرده و در پایان با یک دیگر مقایسه نمودند. آن‌ها برای آنالیز این نمونه‌ها از نرم‌افزار اجزاء محدود آباکوس<sup>۴</sup> استفاده کردند. در این مطالعه برای مدل‌سازی نمونه‌ها در نرم‌افزار از دو نوع المان SOLID و SHELL استفاده شده است. چهار مورد از نمونه‌ها با استفاده از المان SOLID و چهار مورد دیگر، که اتصالات تقویت‌نشده بودند، توسط المان SHELL مدل شدند. در این تحقیق تنش تسلیم عضو اصلی، فرعی و ورق تقویت به ترتیب ۳۰۰، ۴۶۴ و ۳۰۰ N/mm<sup>2</sup> می‌باشد. مدول یانگ<sup>۵</sup> و نسبت پواسون<sup>۶</sup> فولاد استفاده‌شده نیز به ترتیب ۲۰۴ و ۰/۳ GPa در نظر گرفته شده است.

نتایج تحقیقات آن‌ها این موضوع را نشان می‌دهد که نسبت قطر به ضخامت عضو فرعی به قطر به ضخامت عضو اصلی تاثیر قابل توجهی بر مقاومت نهایی و مودهای شکست نمونه‌های تقویت‌شده در مقایسه با نمونه‌های تقویت‌نشده خواهند گذاشت و استحکام نهایی اتصال T/Y شکل تقویت‌شده با ورق تحت بار فشاری محوری می‌تواند تا ۲۷۰٪ مقدار متناظر در اتصال تقویت‌نشده باشد. افزایش طول و ضخامت ورق تقویت، باعث بهبود استحکام اتصال می‌شود ولی طول ورق نسبت به ضخامت آن تاثیر بیش‌تری روی افزایش مقاومت خواهد گذاشت. زیاد شدن زاویه عضو فرعی نسبت به افق، مقاومت نهایی عضو را افزایش می‌دهد ولی این افزایش زاویه بهبود مقاومت اتصال را بسیار آهسته افزایش می‌دهد.

**نتی پور و همکاران [۶]** در تحقیقی به مطالعه عددی اتصالات مرکب T و Y شکل با مقطع مربع پرداختند. در این پژوهش ۱۸ نمونه اتصال Y و ۱۸ اتصال T با استفاده از نرم‌افزار اجزاء محدود آباکوس مدل‌سازی گردید. آن‌ها پارامترهای بتن پرکننده عضو اصلی، نسبت عرض به ضخامت عضو فرعی و زاویه اتصال عضو فرعی به اصلی را متغیر قرار دادند. پارامتر عرض مقطع عضو فرعی ۱۵۰، ۱۱۲/۵ و ۷۵ mm و ضخامت مقطع آن ۴، ۶ و ۸ mm و مقاومت فشاری مکعبی بتن ۵۰ MPa در نظر گرفته شده است. در این نمونه‌ها ابعاد عضو اصلی ۱۵۰ × ۲۰۰ mm و ضخامت آن ۸ mm است، ابعاد عضو اصلی ثابت نگه داشته شده

مشیری<sup>۱</sup> و همکارانش [۴] یک اتصال T شکل با مقطع مربع را مورد بررسی قرار دادند. آن‌ها شش نمونه را با نسبت‌های مختلف هندسی تهیه کردند و سه پارامتر  $\gamma$  و  $\tau$  و  $\beta$  را برای هر نمونه تعیین نمودند که در آن؛  $\beta = \frac{b_1}{b_0}$  و  $\tau = \frac{t_1}{t_0}$  و  $\gamma = \frac{b_0}{t_0}$  می‌باشد، پارامترهای  $t_0$ ،  $b_0$  و  $t_1$  و  $b_1$  مربوط به مشخصات هندسی عضو اصلی<sup>۲</sup> و فرعی<sup>۳</sup> نمونه‌ها می‌باشد که در شکل (۱) نشان داده شده است.



شکل ۱- نمونه‌ی مورد آزمایش همراه با پارامترهای هندسی

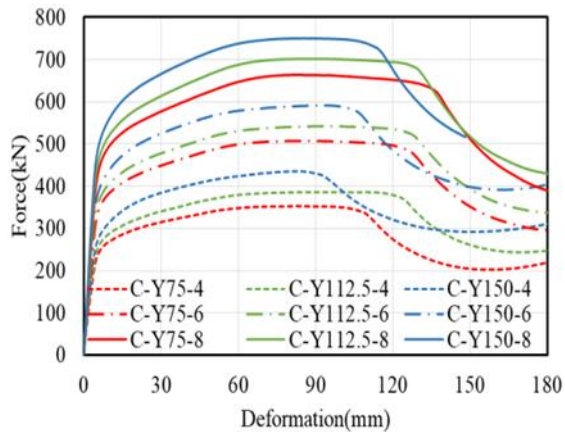
این شش نمونه یک بار به صورت توخالی و بدون بتن مورد بررسی قرار گرفتند و بار دیگر از بتن با مقاومت فشاری ۵۰ MPa برای عضو اصلی استفاده شد و در پایان نتایج نهایی آن‌ها مورد مقایسه قرار گرفت. آزمایشات اولیه‌ی آن‌ها نشان‌دهنده‌ی این موضوع بود که محلی از اتصال دو عضو اصلی و فرعی که تحت کشش قرار می‌گیرد ضعیف‌تر عمل کرده و ترک خوردگی در اثر اعمال بار از این ناحیه آغاز شده و از محل جوش دو عضو گسترش می‌یابد. آن‌ها برای اندازه‌گیری کرنش در نقاط C، B و D از کرنش‌سنج‌ها استفاده کردند و کرنش‌های اندازه‌گیری‌شده را به وسیله‌ی رابطه‌ی  $1.1E\epsilon$  به تنش تبدیل نمودند.

**نصیریایی و همکارانش [۵]** تحقیقاتی روی اتصالات T و Y شکل انجام دادند. آن‌ها در این تحقیقات هشت نمونه را مورد بررسی قرار دادند و هر دو عضو اصلی و فرعی اتصال را به صورت توخالی نگاه داشتند و برای تقویت اتصال در چهار نمونه

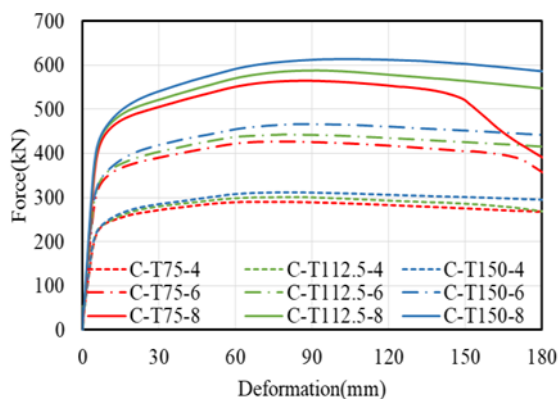
<sup>1</sup> Mashiri  
<sup>2</sup> Chord  
<sup>3</sup> Brace  
<sup>4</sup> ABAQUS

<sup>5</sup> Young's modulus  
<sup>6</sup> Poisson's ratio

تقویت شده با بتن بر روی شاخص‌های مقاومت و شکل‌پذیری اتصال به ترتیب  $18/73$  و  $39/58$  حاصل شد و مود شکست در حالت توخالی بودن عضو اصلی به صورت کماتش موضعی و دندان‌شدن و در حالت تقویت شده با بتن به صورت کماتش موضعی حاصل شد.



شکل ۴- مقایسه رفتار نیرو-تغییر شکل نمونه‌های اتصالات Y و T شکل پر شده با بتن

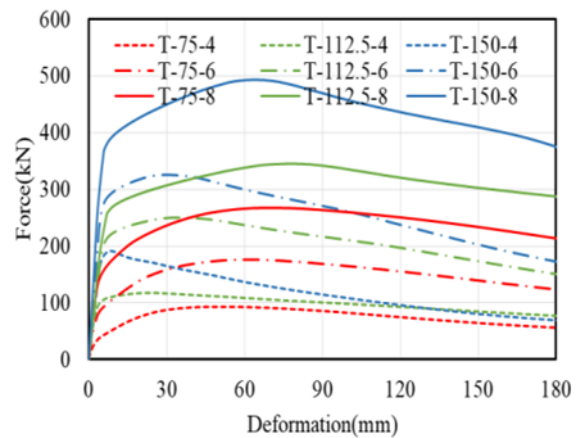


شکل ۵- مقایسه رفتار نیرو-تغییر شکل نمونه‌های اتصالات Y و T شکل پر شده با بتن

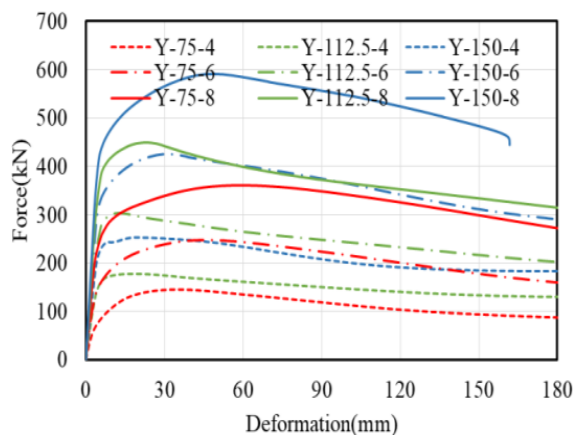
### ۳- صحت سنجی

استفاده از روش‌های عملی و آزمایشگاهی در بررسی پدیده‌های علمی، مستلزم استفاده از منابع مالی و انسانی زیادی می‌باشد که استفاده از این روش را برای عموم محققان محدود می‌کند. روش‌های عددی رویکردهای جایگزینی می‌باشند که دو چالش عنوان شده را تا حد بسیار زیادی حل می‌کنند. باید از طریق

است ولی ابعاد عضو فرعی در سه حالت  $150$ ،  $112/5$  و  $75$  mm مورد بررسی قرار گرفته است. نمودارهای ارائه شده در شکل‌های (۲) و (۳) حداکثر نیروی وارد شده به همراه تغییر مکان متناظر آن را نشان می‌دهد.



شکل ۲- مقایسه رفتار نیرو-تغییر شکل نمونه‌های اتصالات Y و T شکل توخالی



شکل ۳- مقایسه رفتار نیرو-تغییر شکل نمونه‌های اتصالات Y و T شکل توخالی

همان‌طور که در نمودار شکل‌های (۴) و (۵) مشخص است در هر دو اتصال T و Y شکل باعث افزایش نیرو و ظرفیت باربری اتصال می‌گردد.

نتایج تحقیقات آن‌ها نشان‌دهنده‌ی این موضوع است که تاثیر تغییرات در ابعاد مقطع مربعی در عضو فرعی از  $150$  به  $112/5$  و  $75$  mm در حالت بدون بتن بر روی شاخص‌های مقاومت و شکل‌پذیری اتصال به ترتیب  $42/95$  و  $42/81$  درصد و در حالت

مقایسه‌ی عملکرد نمونه‌ها در نرم‌افزار با آزمایش‌های عملی سایر پژوهشگران به صحت مدل‌سازی‌های انجام‌شده رسید [۷]. در مقایسه با روش‌های آزمایشگاهی، روش‌های عددی پاسخ‌های متنوعی از خود نشان خواهند داد که بسته به شرایط مختلف اعم از میزان و نوع عناصر مش‌بندی، تعریف صحیح رفتار مصالح، نوع اعمال بار و شرایط مرزی و سایر ملزومات، متفاوت خواهد بود. به همین دلیل، بایستی مدل‌سازی انجام شده در نرم‌افزارهای اجزاء محدود توسط پاسخ‌های نمونه‌ی آزمایشگاهی صحت‌سنجی شود تا ارزش این مدل‌سازی روشن گردد. شاید انطباق کامل میان پاسخ‌های نمونه‌ی آزمایشگاهی و عددی مشکل باشد ولی هر چه پاسخ‌ها به هم‌دیگر نزدیک‌تر باشد، نشان از توانایی مدل اجزاء محدود در شبیه‌سازی شرایط آزمایشگاهی بوده که اطمینان محققین را برای استفاده از آن در بررسی رفتار سازه‌ها، جلب خواهد کرد.

### ۳-۱- تحلیل استاتیکی

برای بررسی درستی و صحت مدل‌سازی نمونه‌ها، یک نمونه اتصال مرکب T شکل که تحت آزمایش عملی قرار گرفته با استفاده از نرم‌افزار اجزاء محدود آباکوس مدل شده و نتایج آن با نتایج مدل آزمایشگاهی مقایسه می‌گردد. نمونه آزمایشگاهی مورد نظر برای صحت‌سنجی، از پژوهش چنگ و همکاران [۸] تحت عنوان رفتار اتصالات T شکل جوش‌داده‌شده و پرشده با بتن در پل‌های خرابایی فولادی انتخاب گردیده است. چنگ و همکاران [۸] در این پژوهش عملی ۶ نمونه با مشخصات هندسی متفاوت را بررسی کردند که برای صحت‌سنجی، مدل TA-1 انتخاب گردید. مدل انتخابی دارای مقطع عضو اصلی به عرض ۱۵۰ mm و به ارتفاع ۲۰۰ mm و مقطع عضو فرعی به عرض ۱۵۰ mm و به ارتفاع ۱۵۰ mm می‌باشد. طول نمونه‌های عضو اصلی ۱۵۴۰ mm و عضو فرعی ۶۵۰ mm است. نمونه‌هایی که در نرم‌افزار آباکوس مدل شد، مشخصات مصالح منطبق با مدل آزمایشگاهی می‌باشد، در مدل آزمایشگاهی مقاومت مشخصه بتن ۵۰ MPa بوده و برای مشخصات فولاد آن از تنش تسلیم ۲۸۰ MPa، تنش نهایی ۵۲۸ MPa، مدول یانگ ۲۰۱۰۰۰ MPa و ضریب پواسون ۰/۳ استفاده شده است. در پایان با توجه به این که نمودار جابجایی عمودی بر حسب نیروی محوری اعمالی بر عضو فرعی، در هر دو نمونه‌ی

<sup>1</sup> Elastic Modulus

آزمایشگاهی و مدل‌سازی‌شده، که در شکل (۶) نشان داده شده است، مطابقت خوبی با هم دارند لذا می‌توان گفت که مدل عددی اتصال T شکل، رفتار نسبتاً مشابهی با مدل آزمایشگاهی دارد و در نتیجه با استفاده از این نرم‌افزار می‌توان به خوبی رفتار اتصال مرکب T شکل را پیش‌بینی کرد.

### ۴- نمونه‌های مدل‌سازی شده

مدل‌سازی بتن مورد استفاده در اعضای مرکب در پاسخ صحیح نرم‌افزار تاثیر بسیاری داشته و انتخاب مدل بتن از اساسی‌ترین بخش تحلیل در نرم‌افزار می‌باشد [۹]. نرم‌افزار آباکوس شامل سه محصول اصلی Abaqus/Standard, Abaqus/Explicit و Abaqus/CF می‌باشد [۱۰].

معرفی Abaqus/Standard: اصلی‌ترین محصول این نرم‌افزار می‌باشد که قابلیت تحلیل‌های خطی و غیرخطی استاتیکی، حرارتی و غیره را دارد.

معرفی Abaqus/CFD: محصولی برای تحلیل دینامیکی سیالات می‌باشد و می‌تواند طیف وسیعی از مسائل سیالات تراکم‌ناپذیر شامل جریان‌های لایه‌ای و آشفته، جریان‌های همرفتی حرارتی و تغییر فرم مش‌بندی را انجام دهد [۱۱].

معرفی Abaqus/Explicit: محصولی از این نرم‌افزار با قابلیت انجام تحلیل‌های خاص دینامیکی خطی و غیرخطی مانند تحلیل‌های انفجار و ضربه بوده و هم‌چنین برای مسائل غیرخطی پیشرفته شامل تغییر شرایط تماس در مسائل شکل‌دهی بسیار مناسب می‌باشد [۱۲].

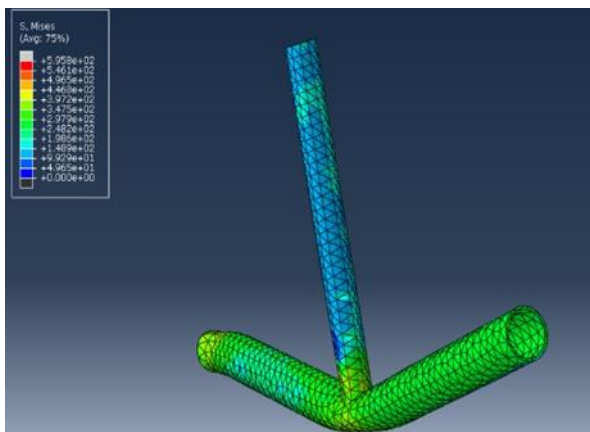
در این تحقیق برای بررسی اتصال T شکل پرشده با بتن، نمونه‌ها به دو گروه تقسیم‌بندی می‌شوند؛ در گروه اول، ۱۲ نمونه با سطح مقطع دایره و در گروه دوم، ۱۲ نمونه با سطح مقطع مربع در نرم‌افزار اجزاء محدود آباکوس مدل‌سازی می‌شوند. در جدول (۱) مشخصات هندسی نمونه‌های مورد بررسی به همراه رده مقاومت فشاری بتن و سطح مقطع نمونه‌ها بیان شده است.

در نمونه‌ها برای اعضای فولادی مقاطع، از تنش تسلیم و مدول الاستیسیته‌ی<sup>۱</sup> ۳۶۰ و ۲۱۰۰۰۰ MPa استفاده شده و هم‌چنین چگالی، کرنش پلاستیک<sup>۲</sup> و ضریب پواسون آن نیز به ترتیب ۷۸۵۰ kg/m<sup>3</sup>، ۰/۲ و ۰/۳ در نظر گرفته شده است.

<sup>2</sup> Plastic Strain



سمت گسیختگی حرکت می‌کند. در این حالت ظرفیت باربری اتصال کاهش پیدا می‌کند و حداکثر نیرویی که اتصال T شکل قادر به تحمل آن است،  $1064/89$  kN می‌باشد، اما در ادامه وقتی عضو اصلی اتصال T شکل از بتن با مقاومت فشاری  $30$  MPa پر می‌شود، بتن باعث بهبود مقاومت اتصال می‌شود و در این حالت فشار بالایی که به محل اتصال عضو فرعی و اصلی وارد می‌شود، توسط بتن عضو اصلی تحمل شده و این نکته همان‌طور که در شکل (۹) نشان داده شده است، از تغییر شکل و جمع‌شدگی این ناحیه به خوبی جلوگیری می‌کند، در این حالت عضو فرعی اتصال دچار کماتش شدیدی می‌شود که این موضوع در نهایت به گسیختگی اتصال منجر می‌شود، در این حالت حداکثر نیروی قابل تحمل برای اتصال به  $1408/85$  kN افزایش می‌یابد، اما در آخر هنگامی که از بتن با همان مقاومت فشاری  $30$  MPa در هر دو عضو اصلی و فرعی اتصال استفاده شود، عضو فرعی اتصال که تحت بار محوری می‌باشد، همان‌طور که در شکل (۱۰) نشان داده شده است، دچار کماتش شده و نمونه در ناحیه‌ی اتصال دو عضو فرعی و اصلی تغییر مکان پیدا می‌کند در این حالت ظرفیت باربری اتصال به خوبی افزایش پیدا می‌کند و هم‌چنین حداکثر نیروی قابل تحمل اتصال T شکل به  $1868/32$  kN افزایش می‌یابد.



شکل ۸- رفتار تغییر شکل یافته‌ی اتصال T شکل مدل C150-10

برای مقاطع بتنی اعضا نیز، مقدار  $0/2$  و  $2400$   $\text{kg/m}^3$  برای ضریب پواسون و چگالی نمونه‌ها استفاده شده و هم‌چنین مدول الاستیسیته بتن با مقاومت فشاری  $30$  و  $40$  MPa نیز به ترتیب  $26070$  و  $30103$  MPa انتخاب گردیده است.

در این مدل برای اعمال اثر اندرکنش بین فولاد و بتن از المان‌های رابط استفاده شده است. ضریب اصطکاک کولمب<sup>۱</sup> بین دو سطح فولاد و بتن که در تماس با یک دیگر می‌باشند طبق فرمول البوی و یانگ<sup>۲</sup> [۱۳] برابر  $0/25$  در نظر گرفته شده است. برای اعمال بارگذاری بر نمونه‌ها در نرم‌افزار، بار محوری به میزان  $2000$  kN بر عضو فرعی و باری به میزان  $500$  kN بر عضو اصلی اتصال اعمال شده است و هم‌چنین دو سمت عضو اصلی سازه به صورت تکیه‌گاه ساده در نظر گرفته می‌شود. برای مشخص شدن تاثیر کلی وجود بتن در اتصال T شکل ابتدا در مدل‌های با سطح مقطع دایره، یک نمونه با نسبت  $b/t$  ثابت که نمونه‌ی شماره‌ی یک بوده و مشخصات آن در جدول (۱) ذکر شده است در سه حالت مختلف ذیل مدل شده و بررسی می‌گردد.

حالت اول (C150-10): عضوهای اصلی و فرعی به صورت توخالی و بدون بتن در نظر گرفته می‌شوند.

حالت دوم (C<sub>1</sub>150-10): عضو اصلی به صورت پر شده با بتن و عضو فرعی به صورت توخالی و بدون بتن مدل می‌شوند.

حالت سوم (C<sub>2</sub>150-10): از بتن در هر دو عضو اصلی و فرعی اتصال استفاده می‌شود.

در این مرحله، نتایج مدل‌های فوق با یک دیگر مقایسه شده و تاثیر وجود و عدم وجود بتن در عضوهای اصلی و فرعی اتصال مشخص می‌گردد. در حالتی که اتصال T شکل بدون بتن در هر دو عضو اصلی و فرعی باشد، این اتصال که به صورت توخالی بوده مطابق شکل (۸) با افزایش تدریجی بار وارده، عضو فرعی دچار کماتش کلی شده و هم‌چنین فشار بسیار زیادی در محل اتصال هر دو عضو ایجاد می‌گردد که باعث تغییر شکل و جمع‌شدگی این ناحیه می‌شود، در نهایت اتصال در این حالت به

<sup>2</sup> Ellobody & Young

<sup>1</sup> Coulomb Friction Coefficient

جدول ۱- نمایش مشخصات کامل نمونه‌های مورد بررسی در این پژوهش

	نسبت قطر به ضخامت	ضخامت عضو اصلی	قطر عضو فرعی	نسبت قطر به ضخامت	ضخامت عضو اصلی	قطر عضو اصلی	مقاومت فشاری بتن	سطح مقطع
C <sub>2</sub> 150-10-30	۱۵	۱۰	۱۵۰	۲۰	۱۰	۲۰۰	۳۰	دایره
C <sub>2</sub> 150-8-30	۱۸/۷۵	۸	۱۵۰	۲۵	۸	۲۰۰	۳۰	دایره
C <sub>2</sub> 150-6-30	۲۵	۶	۱۵۰	۳۳/۳۳	۶	۲۰۰	۳۰	دایره
C <sub>2</sub> 75-10-30	۷/۵	۱۰	۷۵	۱۵	۱۰	۱۵۰	۳۰	دایره
C <sub>2</sub> 75-8-30	۹/۳۷۵	۸	۷۵	۱۸/۷۵	۸	۱۵۰	۳۰	دایره
C <sub>2</sub> 75-6-30	۱۲/۵	۶	۷۵	۲۵	۶	۱۵۰	۳۰	دایره
C <sub>2</sub> 150-10-40	۱۵	۱۰	۱۵۰	۲۰	۱۰	۲۰۰	۴۰	دایره
C <sub>2</sub> 150-8-40	۱۸/۷۵	۸	۱۵۰	۲۵	۸	۲۰۰	۴۰	دایره
C <sub>2</sub> 150-6-40	۲۵	۶	۱۵۰	۳۳/۳۳	۶	۲۰۰	۴۰	دایره
C <sub>2</sub> 75-10-40	۷/۵	۱۰	۷۵	۱۵	۱۰	۱۵۰	۴۰	دایره
C <sub>2</sub> 75-8-40	۹/۳۷۵	۸	۷۵	۱۸/۷۵	۸	۱۵۰	۴۰	دایره
C <sub>2</sub> 75-6-40	۱۲/۵	۶	۷۵	۲۵	۶	۱۵۰	۴۰	دایره
S <sub>2</sub> 150-10-30	۱۵	۱۰	۱۵۰	۲۰	۱۰	۲۰۰	۳۰	مربع
S <sub>2</sub> 150-8-30	۱۸/۷۵	۸	۱۵۰	۲۵	۸	۲۰۰	۳۰	مربع
S <sub>2</sub> 150-6-30	۲۵	۶	۱۵۰	۳۳/۳۳	۶	۲۰۰	۳۰	مربع
S <sub>2</sub> 75-10-30	۷/۵	۱۰	۷۵	۱۵	۱۰	۱۵۰	۳۰	مربع
S <sub>2</sub> 75-8-30	۹/۳۷۵	۸	۷۵	۱۸/۷۵	۸	۱۵۰	۳۰	مربع
S <sub>2</sub> 75-6-30	۱۲/۵	۶	۷۵	۲۵	۶	۱۵۰	۳۰	مربع
S <sub>2</sub> 150-10-40	۱۵	۱۰	۱۵۰	۲۰	۱۰	۲۰۰	۴۰	مربع
S <sub>2</sub> 150-8-40	۱۸/۷۵	۸	۱۵۰	۲۵	۸	۲۰۰	۴۰	مربع
S <sub>2</sub> 150-6-40	۲۵	۶	۱۵۰	۳۳/۳۳	۶	۲۰۰	۴۰	مربع
S <sub>2</sub> 75-10-40	۷/۵	۱۰	۷۵	۱۵	۱۰	۱۵۰	۴۰	مربع
S <sub>2</sub> T75-8-40	۹/۳۷۵	۸	۷۵	۱۸/۷۵	۸	۱۵۰	۴۰	مربع
S <sub>2</sub> 75-6-40	۱۲/۵	۶	۷۵	۲۵	۶	۱۵۰	۴۰	مربع

وجود بتن باعث افزایش استحکام نمونه‌ها و مقاومت بیش تر

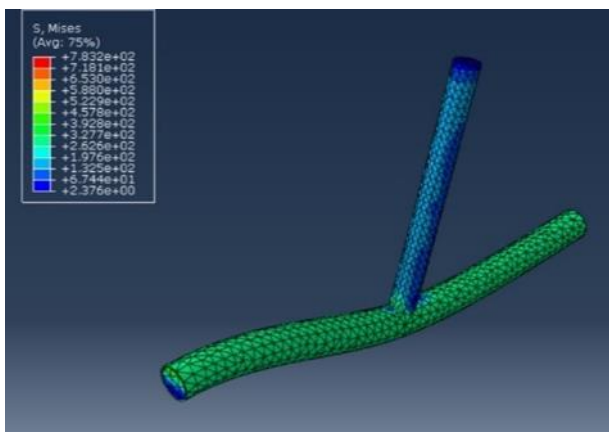
در شکل (۱۱) نمودار نیرو-تغییر مکان مدل‌های C150-10

اتصال T شکل می‌گردد، همان‌طور که در شکل (۱۲) نشان داده

، C2150-10، C1150-10، نمایش داده شده است.



$b/t=15$  C2150-6-30 با نسبت عرض به ضخامت‌های C275-18.75 و  $b/t=25$  سه نمونه‌ی اول و مدل‌های C275-10-30، C275-8-30 و C275-6-30 با نسبت عرض به ضخامت‌های  $b/t=7.5$ ،  $b/t=9.375$  و  $b/t=12.5$  سه نمونه‌ی دیگر می‌باشند که در جدول (۱) مشخصات کامل آن‌ها بیان شده است. رفتار و پاسخ تمام ۶ نمونه‌ی بالا در برابر بار وارده و نمودار نیرو-تغییر مکان آن‌ها در شکل‌های (۱۳) و (۱۴) با یک دیگر مورد مقایسه قرار گرفته است.

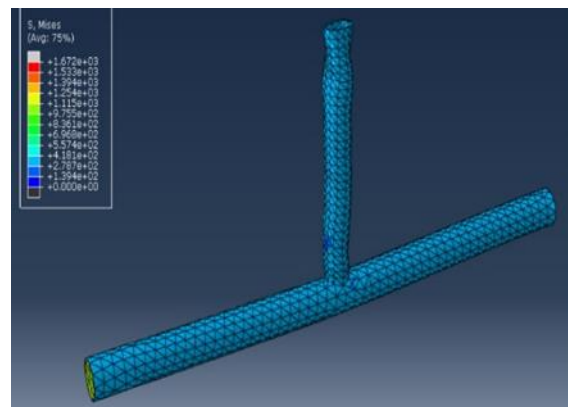


شکل ۱۰- رفتار تغییر شکل یافته‌ی اتصال T شکل مدل

C2150-10

بررسی نمودار شکل‌های (۱۳) و (۱۴) نشان می‌دهد که کاهش نسبت  $b/t$  تاثیر مثبتی بر اتصال داشته و باعث افزایش مقاومت اتصال T شکل در برابر بار وارده می‌گردد. کاهش نسبت  $b/t$  با کاهش ضخامت فولاد مصرفی ارتباط عکس دارد، چرا که با کاهش ضخامت فولاد، نسبت  $b/t$  افزایش یافته و این افزایش تاثیر منفی بر عملکرد اتصال داشته و این کاهش ضخامت فولادی به میزان ۲ mm قدرت محصورشدگی بتن توسط فولاد را افزایش می‌دهد و در مدل C2150-8-30 و C275-8-30 حداکثر بار قابل تحمل ۷۹۰/۲۵ به مقدار ۱۵۸۴/۶۳ kN افزایش می‌یابد. این مدل پس از رسیدن به حداکثر بار خود، رفتار مناسب‌تری از خود نشان داده و با شیب ملایم‌تری نسبت به مدل قبلی به سمت ناپایداری حرکت می‌کند، ولی با افزایش ضخامت

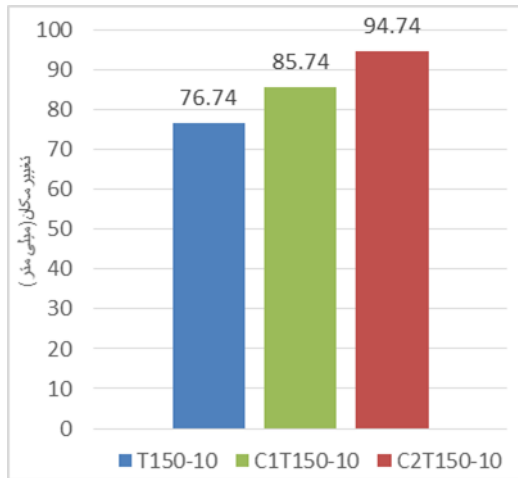
شده است، حداکثر تغییر مکان نمونه‌ی T150-10، ۷۶/۷۴ mm بوده و پس از آن نمونه گسیخته می‌شود اما در نمونه‌ی C<sub>1</sub>T150-10، بتن باعث بهبود استحکام نمونه شده و حداکثر تغییر مکان اتصال به ۸۵/۷۴ mm افزایش می‌یابد، نکته‌ی قابل توجه در نمونه‌ی C<sub>2</sub>T150-10 این است که، با وجود این که اتصال نیروی بیشتری را تحمل می‌کند ولی سازه استحکام بیشتری از خود نشان داده و تا تغییر مکان ۹۴/۷۴ mm مقاومت خود را حفظ می‌کند.



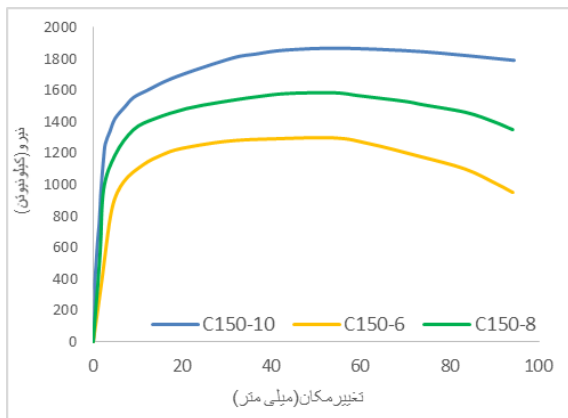
شکل ۹- رفتار تغییر شکل یافته‌ی اتصال T شکل مدل C1150

اکنون که تاثیر وجود بتن در اعضای اتصال T شکل، مورد بررسی قرار گرفت، با سطح مقطع دایره ۶ نمونه، با نسبت‌های مختلف عرض به ضخامت  $b/t$ ، به صورتی که در هر دو عضو اصلی و فرعی آن بتن با مقاومت فشاری ۳۰ MPa پر شده باشد، مدل می‌گردد و تاثیر تغییر پارامترهای هندسی عضوهای اصلی و فرعی در اتصال مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. برای مشخص شدن تاثیر پارامترهای هندسی، ابتدا قطر دایره را به صورت ثابت، ۱۵۰ mm انتخاب می‌کنیم و ضخامت لوله‌ی فولادی را در سه عدد ۱۰، ۸ و ۶ mm متغیر در نظر می‌گیریم و سه نمونه با این مشخصات مدل می‌کنیم و در ادامه سه نمونه‌ی دیگر را به صورتی که قطر آن در عدد ۷۵ mm ثابت باشد و ضخامت لوله‌ی فولادی همانند سه مدل قبلی ۱۰، ۸ و ۶ mm در نظر گرفته شده باشد، مدل می‌کنیم. مدل‌های C2150-10-30، C2150-8-30 و

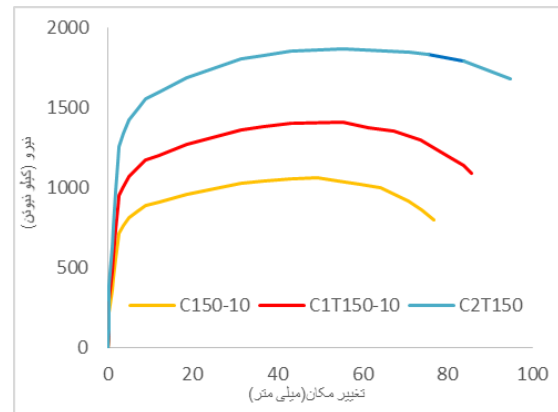
جداره‌ی فولادی به میزان ۴ mm. نسبت  $b/t$  به حداقل مقدار خود در نمونه‌ها یعنی عدد ۱۵ برای نمونه‌ها با قطر ۱۵۰ mm و عدد ۷/۵ برای نمونه‌های با قطر ۷۵ mm می‌رسد، در این نمونه به علت افزایش میزان و قدرت محصورشدگی بتن، ظرفیت باربری به میزان قابل توجهی افزایش یافته و حداکثر بار قابل تحمل توسط مدل C2150-10-30 و C275-10-30 به ترتیب به عدد ۱۸۶۸/۲۴ و ۹۰۵/۵۶ kN می‌رسد و نمونه پس از رسیدن به حداکثر نیروی قابل تحمل خود مقاومت خود را تا حدودی حفظ کرده و سپس با شیب بسیار آرامی به سمت ناپایداری حرکت می‌کند. همان‌طور که در شکل (۱۵) مشخص است، بررسی ۶ نمونه‌ی فوق با دقت در نمودارهای نیرو-تغییرمکان آنها نشان‌دهنده‌ی این موضوع است که افزایش قطر از عدد ۷۵ mm به مقدار دو برابر آن یعنی عدد ۱۵۰ mm باعث تقویت اتصال T شکل شده و ظرفیت باربری آن را به میزان قابل توجهی



شکل ۱۲- مقایسه‌ی حداکثر تغییرمکان نمونه‌های T150-10، C1T150-10 و C2T150-10



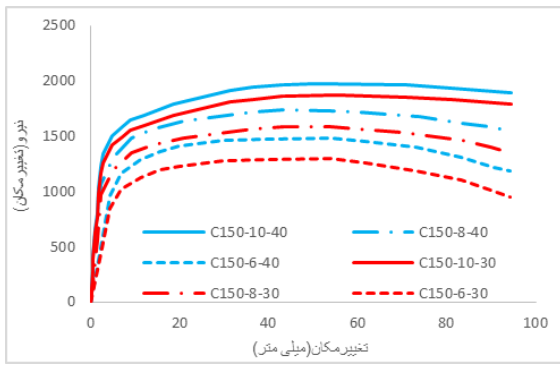
شکل ۱۳- مقایسه‌ی رفتار مدل‌های با قطر ۱۵۰ mm تحت بار محوری



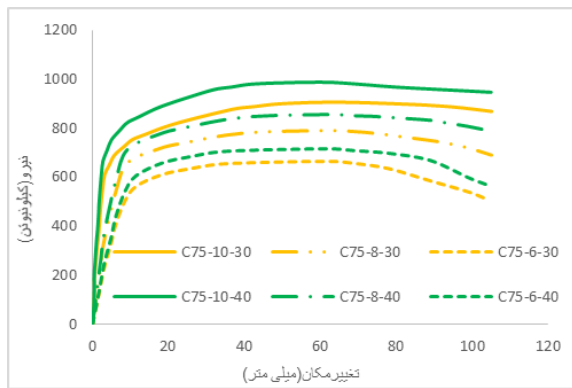
شکل ۱۱- مقایسه‌ی نمودار نیرو-تغییرمکان مدل‌های C150-10، C1T150-10 و C2T150 با یک دیگر

تجزیه‌ی نمودار شکل‌های (۱۶) و (۱۷) نشان‌دهنده‌ی این موضوع است که افزایش رده مقاومت فشاری بتن موجود در عضوهای اصلی و فرعی از ۳۰ به ۴۰ MPa، منجر به بهبود افزایش ظرفیت باربری اتصال T شکل شده و حداکثر بار قابل تحمل توسط اتصال را افزایش می‌دهد، به طوری که حداکثر بار قابل تحمل توسط مدل‌های C-150-10-40، C150-8-40 و

افزایش می‌دهد و همچنین در هر یک از قطرهای ۱۵۰ و ۷۵ mm، افزایش ضخامت فولاد علاوه بر بهبود ظرفیت باربری، منجر به مقاومت بیش‌تر و حفظ بهتر استحکام اتصال شده و اثر محصورشدگی بتن را نیز افزایش می‌دهد. تاثیر افزایش ضخامت فولاد در نمونه‌های با قطر ۷۵ mm به طور میانگین ۱۶/۵٪ می‌باشد، اما در نمونه‌های با قطر ۱۵۰ mm این تاثیر بیش‌تر بوده

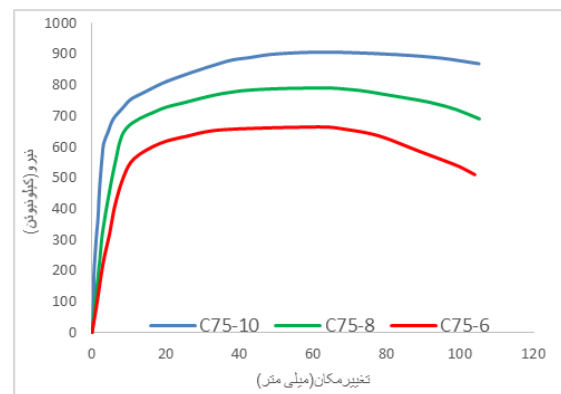


شکل ۱۶- مقایسه‌ی تاثیر بتن با مقاومت ۳۰ MPa و بتن با مقاومت ۴۰ MPa در ظرفیت باربری اتصال



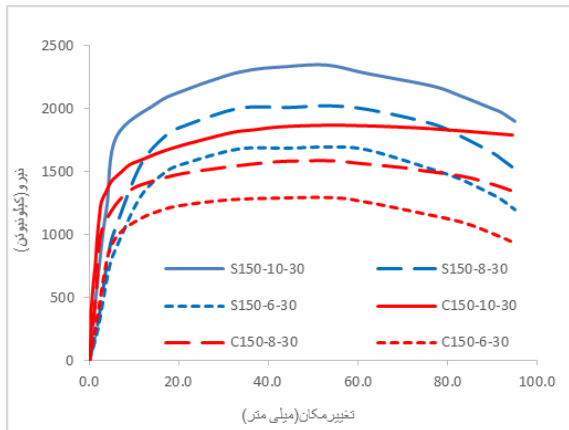
شکل ۱۷- مقایسه‌ی تاثیر بتن با مقاومت ۳۰ MPa و بتن با مقاومت ۴۰ MPa در ظرفیت باربری اتصال

C150-6-40 به ترتیب ۱۹۶۴، ۱۷۳۷ و ۱۴۸۰ kN می‌باشد. این امر نشان دهنده‌ی این است که ظرفیت باربری اتصال نمونه‌ها حدوداً نسبت به مدل‌های مشابه قبلی به ترتیب ۶، ۱۰ و ۱۴ درصد افزایش پیدا کرده است. همچنین حداکثر بار قابل تحمل توسط مدل‌های C75-10-40، C75-8-40 و C75-6-40 به ترتیب ۹۸۷/۲۳، ۸۵۳/۲ و ۷۱۷/۳۱ kN می‌باشد، این امر نشان‌دهنده‌ی این است که ظرفیت باربری نمونه‌ها با بتن ۴۰ MPa حدوداً نسبت به مدل‌های مشابه قبلی که دارای بتن ۳۰ MPa بودند به ترتیب ۱۰، ۸ و ۸ درصد افزایش پیدا کرده است.

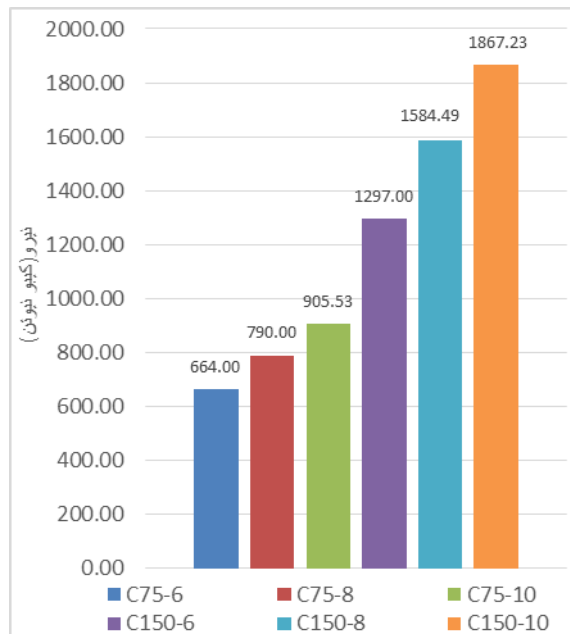


شکل ۱۴- مقایسه‌ی رفتار مدل‌های یا قطر ۷۵ mm تحت بار

محوری



شکل ۱۸- مقایسه‌ی نمودارهای نیرو-تغییر مکان نمونه‌ها با سطح مقطع دایره و مربع

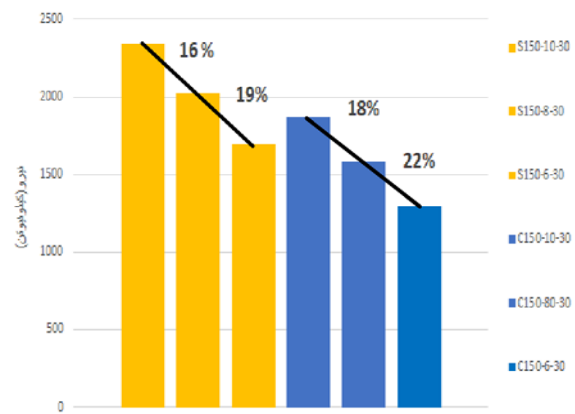


شکل ۱۵- مقایسه‌ی ظرفیت باربری نمونه‌ها با بتن ۳۰ MPa با یک دیگر

در مرحله‌ی بعدی برای تعیین میزان تاثیر سطح مقطع در مقاومت و ظرفیت باربری اتصال T شکل، تمام موارد بالا با سطح



مقطع مربع مطابق با مشخصات جدول (۱) نیز تکرار می‌شوند. بررسی نمودارهای شکل (۱۸) نشان می‌دهد که سطح مقطع مربع، تاثیر مثبتی بر اتصال داشته و باعث افزایش مقاومت اتصال T شکل در برابر بار محوری می‌گردد، طوری که حداکثر بار قابل تحمل توسط مدل S150-6-30، 3/1699 kN بوده و این مدل در مقایسه با نمونه‌های با سطح مقطع دایره بهتر عمل کرده و از مدل C150-8-30 ظرفیتی بالاتر دارد، اما با افزایش ضخامت جداری فولادی به میزان ۲ mm در مدل S150-8-30 حداکثر بار قابل تحمل توسط مدل به مقدار ۲۰۲۳ kN افزایش یافته و در مقایسه با نمونه‌های با سطح مقطع دایره، منجر به افزایش مقاومت اتصال شده و از مدل C150-10-30 ظرفیتی باربری بیشتری دارد و در آخر وقتی ضخامت جداری فولادی در سطح مقطع مربع، ۴ mm افزایش می‌یابد ظرفیت باربری به میزان قابل توجهی افزایش یافته و حداکثر بار قابل تحمل توسط مدل S150-10-30 به عد ۲۳۴۶/۳ kN می‌رسد که این مقدار در مقایسه با مدل‌های دایره‌ای بسیار قوی‌تر بوده و مقاومت اتصال T شکل را به صورت چشمگیری افزایش می‌دهد.



شکل ۱۹- مقایسه‌ی افزایش بار وارده بر اتصال در مدل‌های با سطح مقطع مربع و دایره

بررسی نمودارهای نیرو-تغییر مکان مطابق شکل (۱۹) این موضوع را نشان می‌دهد که مدل‌های با سطح مقطع مربع اگرچه سطح مقطع مربع باعث افزایش ظرفیت باربری شده و حداکثر بار

قابل تحمل اتصال را بیش‌تر می‌کند ولی مدل‌های S-150-6-30، S150-8-30 و S150-10-30 بعد از رسیدن به حداکثر بار خود با سرعت و شیب نسبتاً بیش‌تری نسبت به مدل‌های مشابه با سطح مقطع دایره، به سمت ناپایداری حرکت می‌کنند، این موضوع که در مدل‌های S510-8-30 و S150-10-30 مشهودتر بوده و استحکام اتصال T شکل در آن‌ها متزلزل‌تر می‌باشد، به این علت می‌باشد که در سطح مقطع دایره، بتن به شکل بهتر و مناسب‌تری توسط فولاد محصور می‌شود که این موضوع به کنترل پایداری اتصال و حفظ بهتر استحکام اتصال T شکل پس از آن که به حداکثر بار قابل تحمل خود می‌رسد و اتصال می‌خواهد به سمت ناپایداری حرکت کند، کمک شایانی می‌کند. طوری که در نمونه‌های با سطح مقطع دایره، نمودار نیرو-تغییر مکان، پس از رسیدن به اوج خود با شیب کم‌تر و ملایم‌تری کاهش پیدا می‌کند.

#### ۵- نتیجه‌گیری

در این پژوهش مطالعات عددی بر روی مقاومت و استحکام اتصال T شکل در برابر بار استاتیکی صورت گرفت. در حالت اعمال بار استاتیکی مطالعه‌ی پارامتریک کاملی انجام شد که نتایج آن مطابق ذیل می‌باشد:

- ۱- استفاده از بتن در هر دو عضو اصلی و فرعی اتصال T شکل باعث بهبود استحکام نمونه شده و ۴۳٪ مقاومت اتصال را افزایش می‌دهد.
- ۲- کاهش نسبت  $b/t$  تاثیر مثبتی بر اتصال داشته و باعث افزایش مقاومت اتصال T شکل در برابر بار وارده می‌گردد. کاهش نسبت  $b/t$  ارتباط عکسی با ضخامت فولاد مصرفی در نمونه‌ها دارد، با کاهش ضخامت فولاد، نسبت  $b/t$  افزایش یافته و این افزایش عملکرد اتصال را تضعیف کرده و مقاومت نمونه را کاهش خواهد داد.

۳- در سطح مقطع دایره وقتی قطر نمونه ۱۵۰ mm است، کاهش ضخامت فولاد، منجر به کاهش سهم فولاد در تحمل بار وارده شده است، که این امر باعث می‌شود بتن نقش بیش‌تری را

"Design guide for concrete-filled hollow section columns", Verlag TÜVRheinland, Cologne, Germany, 1995.

[۳] مرادی شقاقی، ط. و ناطق الهی، ف. (۱۳۸۹)، "بررسی آزمایشگاهی ستون‌های مرکب"، نشریه‌ی مهندسی عمران، دوره ۲۱، شماره ۲، ص ۴۱-۵۸.

[4] Mashiri, F.R. and Zhao, X.L. (2010), "Square Hollow Section (SHS) T-joints with Concrete Filled Chords Subjected to in-Plane Fatigue Loading in the Brace", Thin-Walled Structures, Vol. 48, No. 2, pp. 150-158.

[5] Nassiraei, H., Lotfollahi-Yaghin, M.A. and Ahmadi, H. (2016), "Static Strength of Collar Plate Reinforced Tubular T/Y-joints under Brace Compressive Loading", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 119, pp. 39-49.

[۶] نقی پور، م.، مهدی‌زاده، م.، محمدابراهیم زاده سپاسگزار، ص. (۱۳۹۹)، "بررسی اثر سخت کننده و بتن پر کننده در رفتار خمشی اتصالات لوله ای مرکب T و Y شکل"، فصلنامه دریا فنون.

[7] Park, H.S., Kwon, B., Shin, Y., Kim, Y., Hong, T. and Choi, S.W. (2013), "Cost and CO2 emission optimization of steel reinforced concrete columns in high-rise buildings," Energies, vol. 6, pp. 5609-5624.

[8] Cheng, B., Xiang, S., Zuo, W. and Nianguan, T. (2018), "Behavior concrete-filled welded integral T-joint in steel truss bridges", Engineering Structures, Vol. 166, pp. 16-30.

[9] ASCCS, "Concrete filled steel tubes\_A comparison of international codes and practices", 1997.

[۱۰] سروش‌نیا سهیل، بهشتیان نیما، ۱۳۹۵، کامل ترین مرجع کاربردی ABAQUS (سطح مقدماتی)، انتشارات نگارنده دانش، تهران، چاپ ششم.

[۱۱] ساعدی داریان امیر، بهرامپور حسام‌الدین، عرب زاده حمید، ۱۳۹۰، راهنمای جامع نرم افزار ABAQUS، انتشارات انگیزه، تهران، چاپ اول.

[12] "Abaqus Theory Manual", Version 6.11, 2011.

[13] Ellobody, E., Young, B. and Lam, D. (2006), "Behaviour of normal and high strength concrete-filled compact steel tube circular stub columns", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 62, pp. 706-715.

در حفظ استحکام اتصال ایفا کند. هم‌چنین با کم شدن ضخامت فولاد، قدرت محصورکننده‌ی فولاد بر بتن کاهش یافته و در ادامه‌ی بارگذاری، بتن در اثر افزایش بار وارده دچار گسیختگی خواهد شد.

۴- در سطح مقطع دایره هنگامی که قطر به ۷۵ mm کاهش می‌یابد، اعضای اتصال T شکل که تحت بار محوری قرار دارند، در اثر افزایش بار وارده دچار کمزش کلی شده و در ادامه بارگذاری به سمت ناپایداری حرکت می‌کنند.

۵- تقویت رده مقاومت فشاری بتن تاثیر بسیار زیادی بر عملکرد اتصال T شکل داشته و منجر به بهبود مقاومت نمونه خواهد شد، به طوری که تقویت بتن و افزایش مقاومت فشاری آن، از ۳۰ تا ۴۰ MPa به طور میانگین ۱۰٪ استحکام و مقاومت اتصال T شکل را افزایش می‌دهد.

۶- در سطح مقطع مربع قدرت محصورکننده‌ی فولاد بر بتن کاهش می‌یابد، لذا در این سطح مقطع نمونه‌ها پس رسیدن به حداکثر مقاومت خود با سرعت بیش‌تر و شیب تندتری در نمودار نیرو-تغییر مکان به سمت ناپایداری حرکت می‌کنند ولی در سطح مقطع دایره، قدرت فولاد در محصور کردن بتن بیش‌تر می‌باشد، که این موضوع باعث بهبود استحکام نمونه در طول مدت بارگذاری می‌شود.

۷- استفاده از سطح مقطع مربع در حالت مشابه یعنی حالتی که طول اضلاع نمونه برابر با قطر دایره باشد، باعث تقویت مقاومت اتصال می‌شود. اثر این نوع سطح مقطع، در نمونه‌هایی با طولی برابر با ۷۵ mm، به طور میانگین برابر با ۱۶/۵٪ است و در طولی برابر با ۱۵۰ mm به طور میانگین ۲۲٪ منجر به بهبود مقاومت و استحکام اتصال T شکل خواهد شد.

## ۶- مراجع

[1] Brett, C.T., Gourley, C., Jerome, P.H.S. and Hajjar, F. (2001), "A synopsis of studies of the monotonic and cyclic behavior of concrete-filled steel tube beam-columns", Structural Engineering Report, No. ST-01-8.

[2] Bergmann, R., Dutta, D., Matsui, C. and Meisma, C.,



## مقایسه عملکرد لرزه‌ای کاربرد میراگر لوله‌ای در مهاربندهای پرده‌ای و قطری

عطا عبدالله پور<sup>۱</sup>، سید مهدی زهرائی<sup>۲\*</sup>

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تهران، تهران

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

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

### چکیده

کنترل انفعالی سازه سیستمی است که بدون نیاز به منبع انرژی خارجی و به صورت ثابت به میرا کردن انرژی ورودی ناشی از اعمال بارهای جانبی می‌پردازد. بهبود عملکرد سازه‌های مجهز به میراگر را می‌توان در افزایش انرژی مستهلک‌شده و کاهش جابه‌جایی سازه دانست. برای این منظور می‌توان از سیستم مهاربند پرده‌ای مجهز به میراگر (Toggle Brace Damper (TBD با رعایت طراحی اصولی کمک گرفت. هدف از این مقاله، مقایسه نتایج به‌دست‌آمده از نرم‌افزار آباکوس و SAP2000 برای دو سازه مجهز شده به میراگر تسلیمی با سیستم مهاربندی پرده‌ای و مهاربندی قطری (Diagonal Brace Damper (DBD است. در این تحقیق از تحلیل تاریخچه زمانی با اعمال سه زلزله السترو، کوبه و طیس استفاده شده است. میراگر مورد استفاده در تمامی مدل‌ها یکسان و از نوع میراگر لوله‌ای تسلیم‌شونده انتخاب شده است. نتایج به‌دست‌آمده از نرم‌افزار آباکوس نشان می‌دهد که ظرفیت باربری سیستم TBD نسبت به سیستم DBD تقریباً ۳ برابر شده است. دلیل این افزایش، هندسه سیستم TBD است که در تعیین ظرفیت باربری سازه بسیار تاثیر دارد. نتایج SAP2000 نشان می‌دهد که جابه‌جایی بام در سیستم TBD نسبت به سیستم مهاربند قطری با میراگر به طور میانگین در قاب‌های دو و پنج طبقه به ترتیب ۷۷ و ۴۲ درصد کاهش پیدا کرده است. در سیستم TBD نسبت به سیستم DBD برای قاب دوطبقه، جابه‌جایی نسبی طبقات اول و دوم به طور متوسط برای هر سه زلزله به ترتیب ۸۲ و ۷۸ درصد کاهش یافته است و برای قاب پنج‌طبقه نیز جابه‌جایی نسبی در طبقات اول تا پنجم به ترتیب ۵۳، ۴۶، ۴۱، ۳۵ و ۳۰ درصد کاهش یافته است. نتایج نشان می‌دهد ضریب بزرگ‌نمایی (نسبت جابه‌جایی محوری میراگر به جابه‌جایی افقی طبقه، برای بیان ظرفیت شکل‌پذیری) در طبقه اول قاب دوطبقه سیستم TBD و DBD به ترتیب برابر است با ۱/۸۳ و ۰/۷۴ و برای طبقه دوم قاب پنج‌طبقه سیستم TBD و DBD به ترتیب برابر ۱/۴۶ و ۰/۷۳ است.

### واژگان کلیدی

کنترل انفعالی، سیستم مهاربند پرده‌ای با میراگر (TBD)، سیستم مهاربند قطری با میراگر (DBD)، میراگر لوله‌ای، استهلاک انرژی

## Comparing seismic performance of using pipe damper in toggle and diagonal braces

A. Abdollahpour, S.M. Zahrai

### Abstract

Passive control of the structure is a system that dissipates the input energy caused by lateral loads without the need for an external energy source. Improvement of seismic performance of the structures equipped with a damper, lies in increasing the energy dissipation and decreasing the vibration of the structure. For this purpose, Toggle Brace Damper system can be used to follow design guidelines. This paper aims to compare the results obtained from SAP2000 software for two structures equipped with Toggle Brace Damper (TBD) and Diagonal Brace Damper (DBD). In this research, time-history analysis is used by applying the El Centro, Kobe and Tabas earthquake records. The dampers used in all models are the same pipe dampers selected from the hysteretic type. The results suggest that the roof displacement of the TBD system in the 2 and 5-story frames decrease in average 77 and 42 percent respectively compared to that of DBD system. The drifts of the floors in the TBD system for 2-story frame are 82 and 78 percent in the 1<sup>st</sup> and 2<sup>nd</sup> floors respectively and for the 5-story frame are 53, 46, 41, 35 and 30 percent in the 1<sup>st</sup> to 5<sup>th</sup> floors respectively, lower compared to those of DBD system. Magnification factor (ratio of axial damper displacement to floor displacement as ductility capacity) of the 1<sup>st</sup> story in the TBD and DBD systems for 2-story frame are 1.83 and 0.74 percent respectively and in the 2<sup>nd</sup> story of TBD and DBD systems for 5-story frame are 1.46 and 0.73 percent respectively.

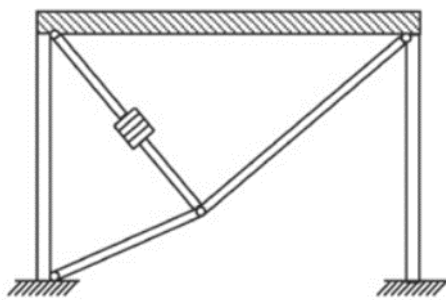
### Keywords

Passive control, Toggle brace damper (TBD), Diagonal brace damper (DBD), Pipe damper, Energy dissipation device

در سیستم‌های مجهز به کنترل لرزه‌ای، انرژی ورودی به اجزای مستهلک‌کننده انرژی وارد می‌شود و لذا اعضای اصلی سازه از آسیب‌های جدی محافظت می‌شوند. می‌توان این سیستم‌ها را به چهار نوع سیستم کنترل انفعالی، فعال، نیمه‌فعال و هیبریدی (دوگانه) دسته‌بندی کرد [۱]. سیستم‌های انفعالی یا منفعل به دلیل عدم نیاز به منبع انرژی خارجی و هزینه کم نگهداری، بیش‌تر مورد توجه و استفاده قرار گرفته‌اند. کاربرد سیستم‌های اتلاف انرژی انفعالی برای تغییر میرایی، سختی و مقاومت سازه است، هم‌چنین این ابزار برای کاهش خطرات لرزه‌ای و بهسازی ساختمان‌های موجود مورد استفاده قرار می‌گیرد [۲]. میراگر تسلیم‌شونده یکی از پرکاربردترین انواع سیستم کنترل انفعالی است. میراگرهای فلزی تسلیم‌شونده بر پایه استهلاک انرژی در سازه، از طریق تغییرشکل‌های پلاستیک توسعه یافته‌اند. در این گونه سیستم‌ها، سطح محصور بین حلقه‌های ایجادشده بر اثر جاری شدن در منحنی نیرو-تغییر مکان، مقدار انرژی تلف‌شده را بیان می‌کند. به عبارت دیگر مبنای اتلاف انرژی در این سیستم‌ها رفتار غیرارتجاعی مصالح تشکیل‌دهنده (رفتار هیستریزس) آن‌ها است. **عندلیب و همکاران** [۳] میراگر لوله‌ای با شکل جدیدی را معرفی کرده‌اند که برای ساختن لوله، از دو حلقه ساخته‌شده از ورق در آن استفاده شده است. مستهلک نکردن انرژی مورد انتظار در جابه‌جایی‌های مجاز از جمله مشکلات اساسی سیستم‌های موجود به شمار می‌آید. محققین برای رفع این کاستی، در این مقاله تلاش کرده‌اند تا مقدار سرعت و تغییرشکل به‌وجودآمده در میراگر را نسبت به یک جابه‌جایی مشخص افزایش دهند تا میزان انرژی استهلاک‌یافته افزایش یابد. برای نیل به این هدف، سیستم مهاربند پرده‌ای با میراگر (TBD) یک پیشنهاد موثر است (شکل (۱)).

با توجه به معایب سیستم مهاربند پرده‌ای به خصوص ناپایداری این سیستم در محل اتصال اعضا در بارگذاری زیاد و

کمانش خارج از صفحه این سیستم، **تیلور** [۴] سیستم اصلاح‌شده مهاربند پرده‌ای را به نام سیستم مهاربند Toggle Brace (TBD) Damper پیشنهاد کرد که در آن ناپایداری سیستم توسط میراگر کنترل می‌شود، به گونه‌ای که قبل از رسیدن به بار کمانش، میراگر شروع به کار کرده و نه تنها مهاربند کمانش نمی‌کند بلکه در جابه‌جایی‌ها و سرعت‌های کم، سرعت و جابه‌جایی ایجادشده در میراگر موجب استهلاک انرژی تحمیلی می‌گردد. **مک نامارا و همکاران** [۵] سیستم TBD را در یک ساختمان اداری ۳۹ طبقه در شهر بستون اجرا کردند. تحلیل‌های کامپیوتری آن‌ها نشان داد سختی مهاربند پرده‌ای (Toggle-Brace) سهم مهمی در کارایی میراگر دارد و اتصال آن به محل اتصال تیر و ستون باعث حذف تغییرشکل تیر می‌شود. **کنستانینو و همکاران** [۶] سیستم TBD را پیشنهاد کردند به گونه‌ای که عضو سومی که میراگر به آن متصل است به محل اتصال پای ستون و تیر پایینی وصل می‌شود (Lower TBD).



شکل ۱- مهاربند پرده‌ای با میراگر (TBD)

**دسیمون و استیون** [۷] این طرح را با اضافه کردن میراگر ویسکوز به قسمت بالایی مهاربند پرده‌ای (Upper TBD) در سازه‌ای ۴۰ طبقه (هتل سیسون<sup>۵</sup>) در سانفرانسیسکو اجرا کردند. افزودن میراگر در این سیستم به منظور کاهش نیروی باد صورت گرفت. **ژانگ و همکاران** [۸] در آزمایش‌های خود در مورد سیستم TBD به نتایج مهمی رسیدند که در این جا به چند مورد آن اشاره می‌شود.

<sup>3</sup> Constantinou et al.

<sup>4</sup> Desimone and Steven

<sup>5</sup> Season Hotel

<sup>6</sup> Zhang et al.

<sup>1</sup> Taylor

<sup>2</sup> McNamara et al.

در این مقاله نسبت تغییرشکل محوری میراگر به جابه‌جایی افقی نسبی طبقه به عنوان ضریب بزرگ‌نمایی برای بیان ظرفیت شکل‌پذیری معرفی شده است. در بین حالت‌های مختلف، سیستم مهاربند پرده‌ای همراه با میراگر از نوع Upper TBD ضریب بزرگ‌نمایی بیش‌تری نسبت به حالت‌های دیگر دارد. نتایج آزمایش نشان می‌دهد تغییرشکل محوری مهاربندها تأثیر بسزایی در مقدار ضریب بزرگ‌نمایی و در نتیجه تأثیر مستقیمی در مقدار انرژی استهلاک یافته دارد. باید توجه کرد که مقدار ضریب بزرگ‌نمایی در فشار و کشش متفاوت از هم بوده ولی چون امواج زلزله به صورت رفت و برگشتی هستند این ضریب تقریباً متقارن می‌شود. پولات و کنستانتینو<sup>۱</sup> [۹] در تحقیق خود به ارزیابی ضریب بزرگ‌نمایی سیستم‌هایی پرداختند که امکان ایجاد بازشو در دهانه مهاربند را فراهم می‌سازد. آن‌ها در این تحقیق علاوه بر معرفی حالت جدیدی از سیستم TBD، به ضریب بزرگ‌نمایی بالای سیستم TBD و امکان اتلاف انرژی بالا در جابه‌جایی‌های کم اشاره کرده‌اند. دمنیکو و همکاران<sup>۲</sup> [۱۰] در تحقیق خویش به بررسی و طراحی بهینه میراگر ویسکوز در سیستم‌های مختلف پرداختند. آن‌ها اذعان داشتند که سیستم TBD نسبت به دیگر سیستم‌ها ضریب موثر بزرگ‌تری برای میراگر ایجاد می‌کند و از دیگر سیستم‌ها کاربردی‌تر است.

هوانگ و همکاران<sup>۳</sup> [۱۱] به مقایسه عملکرد لرزه‌ای کاربرد میراگر ویسکوز در TBD و DBD (سیستم مهاربند قطری با میراگر) پرداختند. آزمایش آن‌ها برای یک سازه فلزی سه طبقه با میراگر و بدون میراگر بر روی میز لرزان انجام گرفت. نتایج نشان داد در سیستم TBD تأثیر میراگر بر پاسخ لرزه‌ای نسبت به سیستم مهاربند قطری، افزایش یافته است. جی‌یانگ و همکاران<sup>۴</sup> [۱۲] سیستم TBD را برای سرکوب ارتعاشات سازه‌های کابلی استفاده کردند. فینگ و همکاران<sup>۵</sup> [۱۳] سیستم TBD را در سازه‌های بتنی استفاده کردند. نتایج نشان داد که سیستم TBD اثر کنترل ارتعاش را به میزان قابل توجهی افزایش داده و پاسخ دینامیکی سازه‌ها را کاهش داده است.

میراگرهای تسلیمی نسبت به میراگرهای ویسکوز ارزان قیمت‌تر هستند و ساخت آن‌ها راحت‌تر و در کشورهای در حال توسعه دسترسی به این نوع میراگرها نسبت به میراگرهای ویسکوز بیش‌تر است. حال با توجه به تفاوت در ماهیت این دو نوع میراگر، از کارهای نوآورانه این تحقیق می‌توان به بررسی رفتار سیستم TBD اشاره کرد که به جای میراگر ویسکوز مجهز به میراگر تسلیمی لوله‌ای شکلی است که توسط عندلپ و همکاران [۳] معرفی شده است. هم‌چنین در این مقاله، برای اولین بار عملکرد لرزه‌ای دو سیستم TBD و سیستم مهاربند قطری مجهز به میراگر لوله‌ای با هم مقایسه شده است.

با توجه به کاربردی بودن، اقتصادی بودن و اجرای راحت این میراگر، در نرم‌افزار آباکوس برای هر دو سیستم مهاربند قطری و پرده‌ای از این میراگر استفاده شده و رفتار هیستریزیس قاب با یک دهانه و یک طبقه مورد بررسی قرار گرفته است. مدل‌سازی سیستم‌های DBD و TBD در نرم‌افزار آباکوس به ترتیب در شکل‌های (۲-الف) و (۲-ب) نشان داده شده است. به منظور بررسی سیستم‌های مذکور تحت زلزله‌های متفاوت و مقایسه عملکرد این سیستم‌ها در سازه‌های چند طبقه، قاب‌های مورد آزمایش با تحلیل تاریخچه زمانی تحت سه زلزله السنترو، کوبه و طیس در نرم‌افزار SAP2000 مدل شده و نتایج آن‌ها شامل برش پایه، جابه‌جایی بام، جابه‌جایی نسبی طبقه (دریفت طبقه) و منحنی هیستریزیس میراگر بررسی شده است.

## ۲- مشخصات بارگذاری و مصالح

برای بارگذاری مدل، بار مرده  $20 \text{ kN/m}$  و بار زنده  $8 \text{ kN/m}$  در نظر گرفته شده است. مدل ایجادشده بر اساس آیین‌نامه فولاد آمریکا AISC 360 و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان طرح شده و مقاطع استفاده‌شده از میان مقاطع استاندارد جدول اشتال انتخاب شده است. بخش لرزه‌ای مطابق با استاندارد ۲۸۰۰ می‌باشد. رکورد زلزله‌ها بر اساس طیف استاندارد ۲۸۰۰ برای خاک نوع ۳ و میرایی ۵ درصد مقیاس شده‌اند. این سازه‌ها

<sup>3</sup> Hwang et al.

<sup>4</sup> Jiang et al.

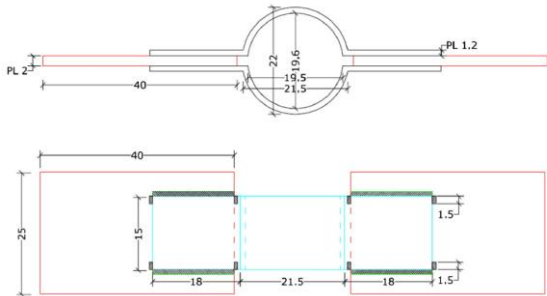
<sup>5</sup> Feng et al.

<sup>1</sup> Polat and Constantinou

<sup>2</sup> Domenico et al.



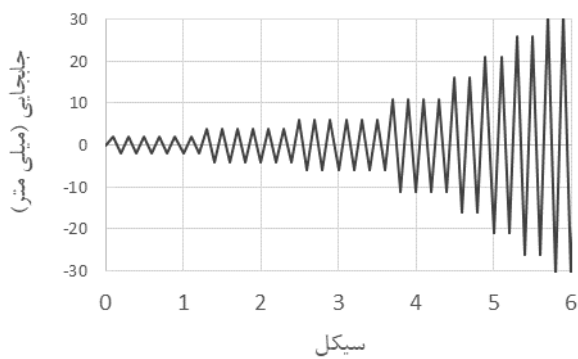
در ۲۵ سانتی متر متصل شده و لوله‌ای با قطر ۲۲ سانتی متر به طول ۱۵ سانتی متر را تشکیل می‌دهند. ضخامت ورق‌های خم شده به منظور ایجاد لوله ۱/۲ سانتی متری و ورق‌های کناری با ضخامت دو سانتی متر است.



شکل ۳- اجزای تشکیل دهنده میراگر معرفی شده توسط عندلپ و همکاران [۳] (ابعاد به سانتی متر می‌باشند).

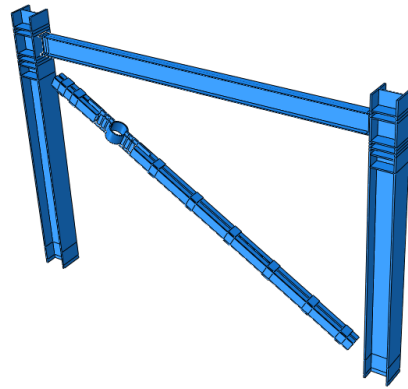
#### ۴- صحت‌سنجی نتایج

برای بررسی درستی نتایج و اطمینان از تطبیق مشخصات میراگر مورد استفاده در مدل عددی با نمونه مورد آزمایش در تحقیق عندلپ و همکاران [۳]، میراگر مذکور تحت بارگذاری پیشنهادی ATC-24 مطابق شکل (۴) بارگذاری شده و منحنی هیستریزس مدل عددی در این تحقیق با مدل آزمایشگاهی مقایسه شده و در شکل (۵) نمایش داده شده است.

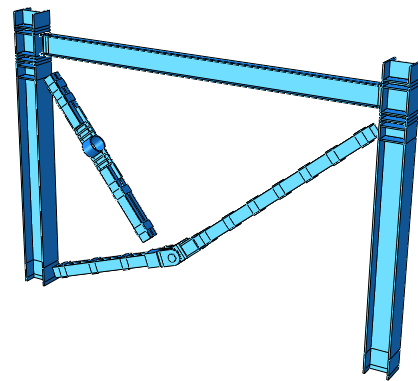


شکل ۴- بارگذاری پیشنهادی ATC-24

میزان دقت مدل‌سازی در نرم‌افزار آباکوس، با مقایسه منحنی هیستریزس نمونه آزمایشگاهی میراگر لوله‌ای و منحنی هیستریزس مدل عددی در شکل (۵) بررسی شده است. با توجه به این که در این تحقیق از دو نرم‌افزار استفاده شده



(الف)



(ب)

شکل ۲- شکل شماتیک قاب مدل‌سازی شده در نرم‌افزار آباکوس: (الف) DBD و (ب) TBD

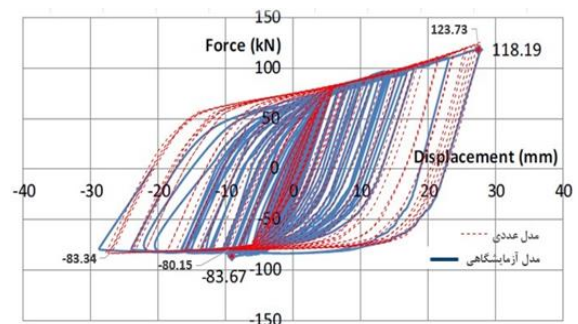
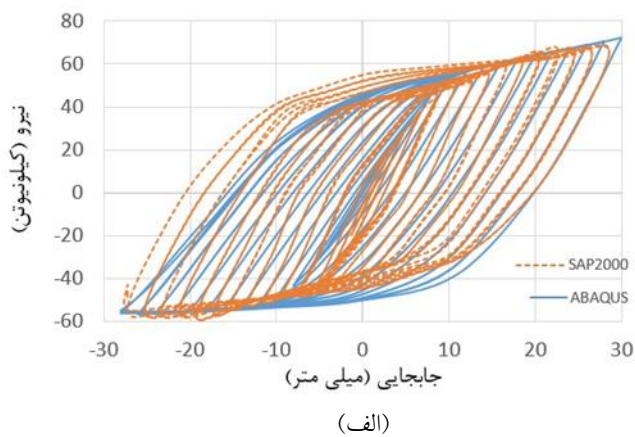
در مناطقی با خطرپذیری زیاد قرار گرفته‌اند. مشخصات مصالح مورد استفاده در این تحقیق بر اساس جدول (۱) انتخاب شده است.

جدول ۱- مشخصات مصالح

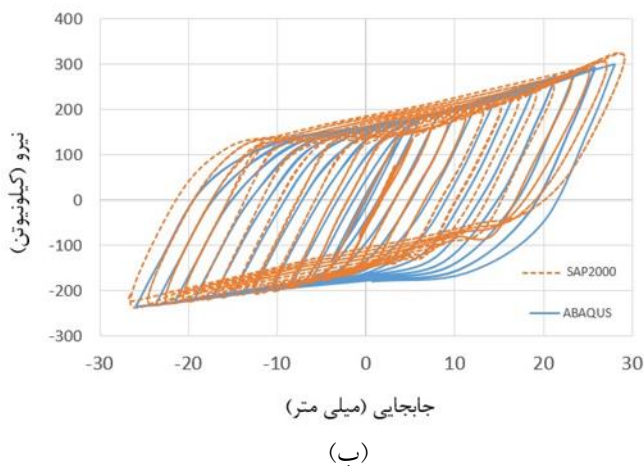
۷۷	$\text{kN/m}^3$	وزن واحد حجم
$2/05 \times 10^8$	$\text{kN/m}^2$	مدول الاستیسیته E
۰/۳		ضریب پواسون
۲۳۵۴۰۰	$\text{kN/m}^2$	تنش جاری شدن فولاد $F_y$
۳۶۲۸۰۰	$\text{kN/m}^2$	تنش تسلیم فولاد $F_u$

#### ۳- مشخصات میراگر

این میراگر از دو ورق خم‌خورده همانند شکل (۳) ساخته شده است. دو ورق به وسیله جوش به ورق فولادی با ابعاد ۴۰



شکل ۵- مقایسه منحنی هیستریزیس میراگر لوله‌ای شکل در مدل آزمایشگاهی تحقیق **عندلیب و همکاران [۳]** و منحنی هیستریزیس میراگر لوله‌ای شکل در مدل عددی تحت بارگذاری پیشنهادی ATC-24



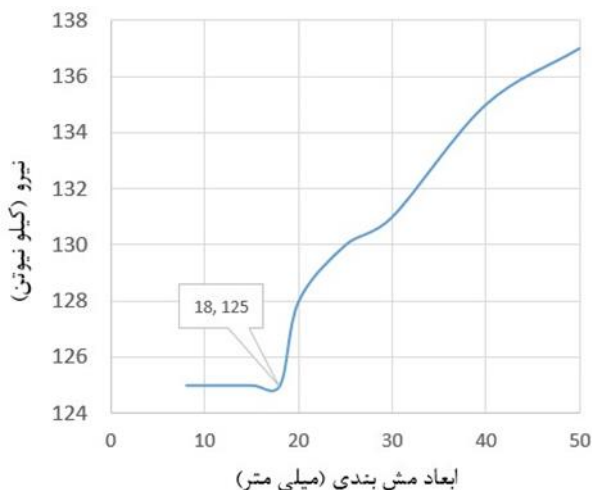
است، بایستی مدل‌های ساخته شده در هر دو نرم افزار صحت سنجی شود که در این راستا منحنی هیستریزیس قاب یک طبقه و یک دهانه برای هر دو نرم افزار، در شکل (۶) با هم مقایسه شده است تا صحت مدل سازی مشخص شود.

#### ۵- مدل سازی عددی

در گام نخست میراگر معرفی شده توسط **عندلیب و همکاران [۲]** در نرم افزار آباکوس مدل شد. ابعاد مدل سازی میراگر طبق شکل (۳) انجام گرفت و برای بخش منحنی از روش sweep و المان wedge و برای سایر قسمت‌ها از روش structured استفاده شده است. ابعاد مش نیز از طریق تحلیل حساسیت و با در نظر گرفتن دقت و زمان محاسبه، به دست آمده است. تحلیل حساسیت نسبت به میزان نیروی میراگر مورد بررسی قرار گرفته است، به طوری که برای هر ابعادی از مش بندی نیروی متناظر آن در نموداری در شکل (۷) رسم شده است. با توجه به نمودار، بعد از یک بازه می توان مشاهده کرد که تغییر مش بندی تغییر بزرگی در نیرو ایجاد نمی کند که با در نظر گرفتن زمان محاسبه، ابعاد مش بندی برای قسمت لوله‌ای شکل میراگر و بخش‌های متصل شده، ۱۸ میلی متر تعیین شده است. مش بندی میراگر در شکل (۸) نشان داده شده است.

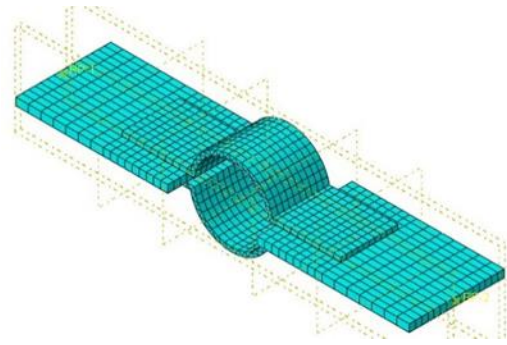
شکل ۶- مقایسه منحنی پوش در نرم افزار آباکوس و SAP2000

(الف) سیستم DBD و (ب) سیستم TBD

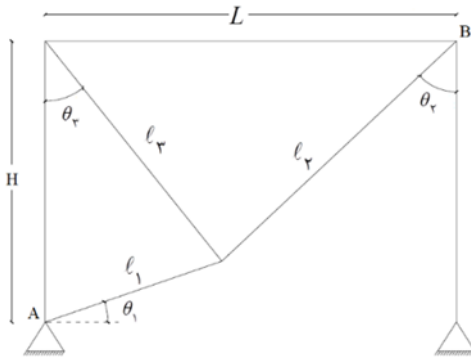


شکل ۷- تحلیل حساسیت برای تعیین ابعاد مش بندی میراگر

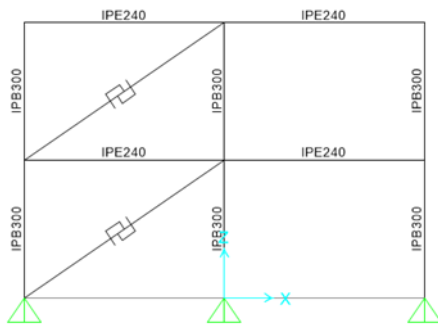
در نرم‌افزار SAP2000 قاب‌های مورد آزمایش به ترتیب قاب دوطبقه و پنج‌طبقه با دو دهانه و هر دهانه به طول ۴/۴ متر و ارتفاع ۳ متر رسم شده‌اند. شماتیک قاب‌های دو طبقه برای سیستم‌های TBD و DBD در شکل (۱۰) نشان داده شده است. مشخصات هر دهانه مطابق با شکل (۹) است.



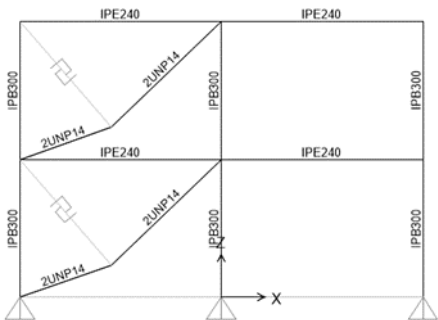
شکل ۸- مش‌بندی میراگر در نرم‌افزار آباکوس



شکل ۹- شماتیک سیستم TBD



(الف)



(ب)

شکل ۱۰- شماتیک قاب مدل‌سازی شده در نرم‌افزار

SAP2000: (الف) DBD و (ب) TBD

مشخصات زلزله‌های مورد استفاده در این مقاله به شرح جدول (۲) می‌باشد. زلزله‌های موردنظر توسط نرم‌افزار

قاب مورد آزمایش با دهانه‌ای به طول ۴/۴ متر و ارتفاع ۳ متر انتخاب شده است. پروفیل تیر IPE240، پروفیل ستون‌ها IPB300 و پروفیل مهاربند 2UNP14 در نظر گرفته شده است. در انتخاب این قاب سعی شده است تا قاب با دهانه مرسوم در کارهای اجرایی انتخاب شود. اتصالات تیر به ستون، مهاربند به قاب و اتصالات پای ستون در نرم‌افزار کاملاً مفصلی مدل شده است. با توجه به تحقیقات گذشته، سیستم انتخابی از بین حالت‌های مختلف سیستم‌های TBD حالت Upper TBD در نظر گرفته شده است. شماتیک سیستم مورد مطالعه در شکل (۹) نشان داده شده است. روابط استفاده شده برگرفته شده از تحقیق ژانگ و همکاران [۸] است.

$$\theta_1 \leq \tan^{-1} \left( \frac{3}{4.4} \right) = 34.29^\circ \rightarrow \theta_1 = 19^\circ \quad (1)$$

$$L_1 \leq 4.65 \rightarrow L_1 = 2 \quad (2)$$

$$\theta_r = \tan^{-1} \left( \frac{1 - (2/4.4) \cos 19^\circ}{(3/4.4) - (2/4.4) \sin 19^\circ} \right) \approx 47^\circ \quad (3)$$

به منظور ایجاد سیستم پرده‌ای و این که دو مهاربند در یک راستا قرار نگیرند، بایستی زاویه عضو اول با افق کمتر از زاویه ایجادشده توسط راستای AB و راستای افق در نظر گرفته شود (رابطه (۱)). بعد از تعیین زاویه عضو اول با افق ( $\theta_1$ ) طول عضو باید مقداری کمتر از حداکثر مقدار آن در نظر گرفته شود. در این تحقیق طول عضو اول ( $l_1$ ) دو متر در نظر گرفته شده است (رابطه (۲)). سپس با استفاده از روابط مثلثاتی زاویه عضو دوم با راستای قائم ( $\theta_2$ ) با استفاده از رابطه (۳) قابل محاسبه است.

SeismoMatch به طیف زلزله استاندارد ۲۸۰۰، مقیاس شده‌اند. در انتخاب شتاب‌نگاشت‌ها سعی شده فاصله از گسل تمام شتاب‌نگاشت نزدیک به هم باشد تا پارامتر فاصله از گسل تاثیر کم‌تری در نتایج داشته باشد.

جدول ۲- مشخصات زلزله‌های انتخابی

زلزله	سال	ایستگاه	بزرگی (ریشتر)	فاصله از گسل (کیلومتر)	سرعت (m/s)
السترو	۱۹۷۹	Calipatria Fire	۶٫۵۳	۲۳٫۱۷	۲۳۷
کوبه	۱۹۹۵	Abeno	۶٫۹	۲۴٫۸۵	۲۵۸
طیس	۱۹۷۸	Boshrooyeh	۷٫۳۵	۲۴٫۰۷	۳۲۵

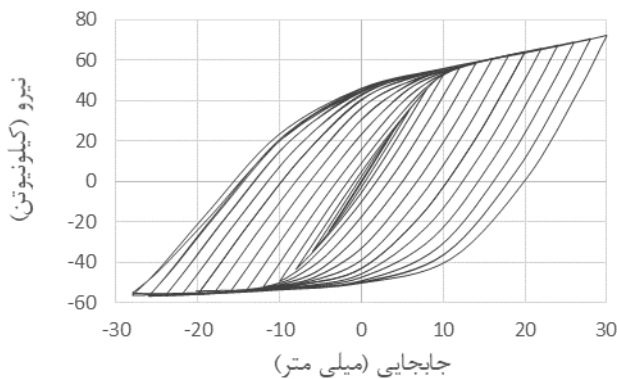
### ۶- مقایسه و تفسیر نتایج

منحنی هیستریزس میراگر مدل‌شده با استفاده از نرم‌افزار آباکوس تحت بارگذاری چرخه‌ای پیشنهادشده توسط ATC-24 رسم شده و سپس با نمونه آزمایشگاهی مقایسه شده است. شکل (۵) میزان دقت مدل‌سازی در نرم‌افزار آباکوس را نشان می‌دهد. در ادامه بعد از اطمینان از نوع مدل‌سازی میراگر، دو سیستم TBD و DBD با مشخصات کاملاً یکسان در نرم‌افزار آباکوس مدل شده و منحنی هیستریزس هر دو قاب مورد بررسی قرار گرفته است. منحنی هیستریزس قاب با ارتفاع ۳ متر و طول دهانه ۴/۴ متر با سیستم‌های DBD و TBD به ترتیب در شکل‌های (۱۱) و (۱۲) نشان داده شده است.

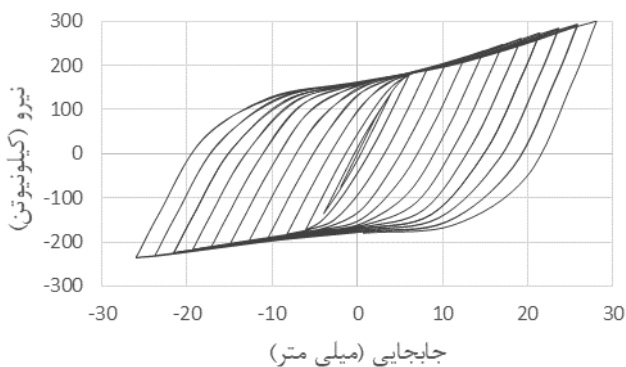
نتایج نشان می‌دهد نیروی تحمل‌شده در سیستم TBD در مقایسه با سیستم DBD تقریباً ۳ برابر است. در این قسمت باید توجه کرد که ظرفیت میراگر تغییری نکرده و دلیل افزایش نیروی تحمل‌شده در قاب با سیستم TBD به دلیل ماهیت این سیستم است. همان‌طور که در بخش‌های قبلی به آن اشاره شد، هندسه سیستم TBD در ظرفیت باربری سیستم بسیار تاثیرگذار است.

در ادامه، دو سیستم مدنظر در نرم‌افزار SAP2000 تحت تحلیل تاریخچه زمانی ناشی از سه زلزله السترو، کوبه و طیس مدل شده و نتایج با هم مقایسه شده است. در این تحقیق برش پایه، جابه‌جایی نسبی طبقه (دریفت طبقه)، جابه‌جایی بام، منحنی

هیستریزس میراگرها و ضرایب بزرگ‌نمایی دو سیستم بررسی شده است. قبل از مقایسه نتایج باید توجه کرد که تمام ابعاد و پارامترها اعم از جنس مصالح و مشخصات میراگرها در سیستم‌های مذکور و در تمامی طبقات کاملاً شبیه به هم انتخاب شده است. تمام واحدهای اعمالی در تحلیل‌ها بر حسب کیلونیوتن و میلی‌متر است.



شکل ۱۱- منحنی هیستریزس سیستم DBD

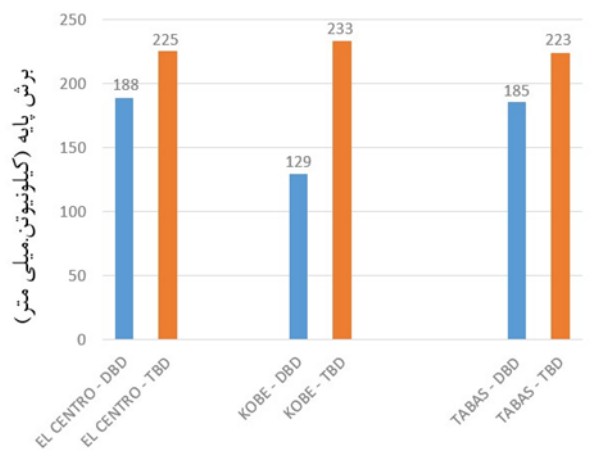


شکل ۱۲- منحنی هیستریزس سیستم TBD

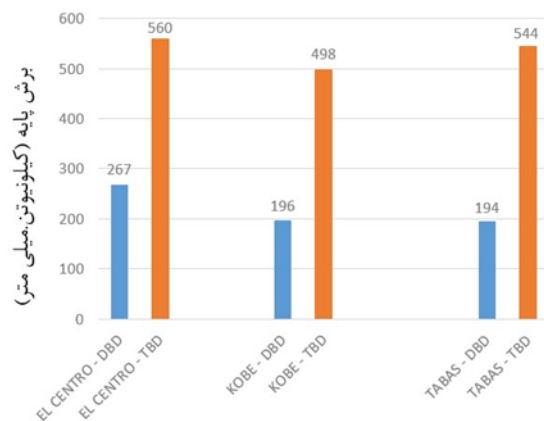
برش پایه به مجموع نیروهای جانبی در تراز پایه گفته می‌شود و یکی از پارامترهای مهم در طراحی است. شکل (۱۳) برش پایه مورد مطالعه تحت سه زلزله السترو، کوبه و طیس را نشان می‌دهد. در سیستم TBD برش پایه در هر دو قاب افزایش یافته است که با توجه به بیش‌تر بودن سختی سیستم TBD نسبت به سیستم DBD این افزایش منطقی است. البته نسبت افزایش برش پایه در قاب پنج‌طبقه نسبت به قاب دو طبقه بیش‌تر است که دلیل آن این است که سازه‌های بلند انعطاف‌پذیرتر هستند و باید توجه کرد که سیستم مهاربند قطری مجهز به میراگر جزو سیستم‌های



شکل پذیر است و مقدار برش پایه در سازه‌های نرم نسبت به سازه‌های سخت کم‌تر است. برش پایه در قاب دوطبقة در سیستم TBD نسبت به سیستم DBD به طور میانگین ۴۰ درصد افزایش یافته است و در قاب پنج‌طبقه این مقدار تقریباً ۲/۵ برابر شده است. البته ایجاد طبقه نرم در قاب پنج‌طبقه با سیستم DBD از دلایل دیگر این مقدار تفاوت است. میزان برش پایه برای سیستم‌های TBD و DBD در قاب‌های دو و پنج طبقه در شکل (۱۳) نشان داده شده است.



(الف)



(ب)

شکل ۱۳- مقایسه برش پایه در قاب‌ها:

(الف) قاب دوطبقة و (ب) قاب پنج‌طبقه

جابه‌جایی نسبی طبقه از جمله موضوعات مهم بررسی شده در این تحقیق است. مقایسه جابه‌جایی نسبی طبقات معیار مناسبی

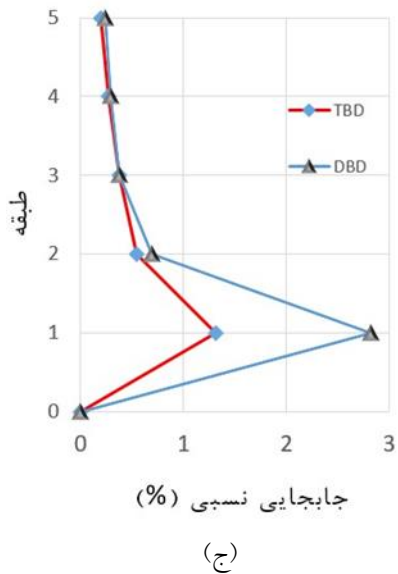
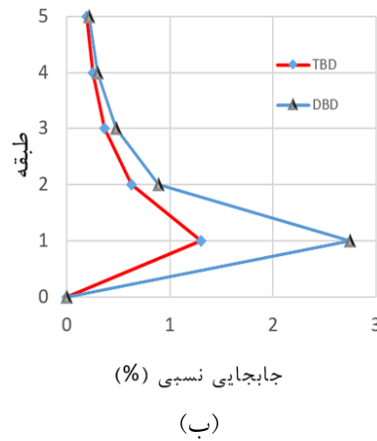
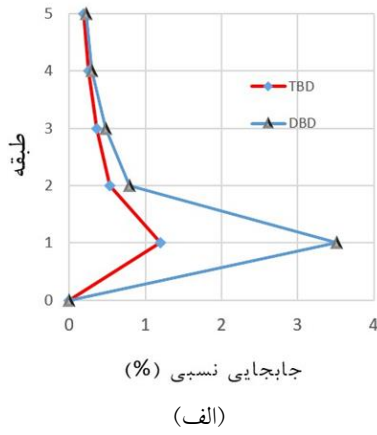
برای سنجش ایمنی جانی ساکنان است و علاوه بر آن کاهش جابه‌جایی نسبی طبقه تاثیر بسزایی در طراحی سازه‌ها دارد. در نتیجه کاهش جابه‌جایی نسبی طبقه باعث اقتصادی‌تر شدن طرح و ایجاد احساس امنیت بیش‌تر ساکنان می‌شود. جابه‌جایی نسبی طبقات در قاب‌های دوطبقة تحت زلزله‌های السنترو، کوبه و طبس در شکل (۱۴) نشان داده شده است.

هم‌چنین جابه‌جایی نسبی طبقات برای سه زلزله ذکر شده در قاب پنج‌طبقه در شکل (۱۵) نشان داده شده است. نتایج نشان می‌دهد در قاب دوطبقة جابه‌جایی نسبی طبقات اول و دوم به طور متوسط برای هر سه زلزله به ترتیب ۸۲ و ۷۸ درصد در سیستم TBD نسبت به سیستم DBD کاهش پیدا کرده است. این مقدار در قاب پنج‌طبقه برای طبقات اول تا پنجم به ترتیب ۵۳، ۴۶، ۴۱، ۳۵ و ۳۰ درصد در سیستم TBD نسبت به سیستم DBD کاهش یافته است. نتایج نشان می‌دهد که جابه‌جایی‌های نسبی طبقه‌های پایینی در سیستم TBD بیش‌تر کاهش یافته است. با توجه به بیش‌تر بودن سختی ذاتی سیستم TBD کاهش جابه‌جایی و جابه‌جایی نسبی طبقه در این سیستم نسبت به سیستم DBD منطقی است. لازم به ذکر است که جابه‌جایی نسبی زیاد در طبقه اول قاب پنج‌طبقه نشان‌دهنده ایجاد طبقه نرم در این سازه است. ایجاد طبقه نرم در سازه باعث کاهش انرژی ورودی و کاهش برش پایه می‌شود. به همین دلیل تفاوت برش پایه در قاب پنج‌طبقه در مقایسه دو سیستم بیش‌تر شده است.

برای درک بیش‌تر تاثیر سیستم TBD در جابه‌جایی سازه در این بخش جابه‌جایی بام برای دو سیستم بررسی شده است. نتایج نشان می‌دهد جابه‌جایی بام در سیستم TBD نسبت به سیستم DBD در قاب دوطبقة و پنج‌طبقه به ترتیب ۷۷ و ۴۲ درصد کاهش پیدا کرده است.

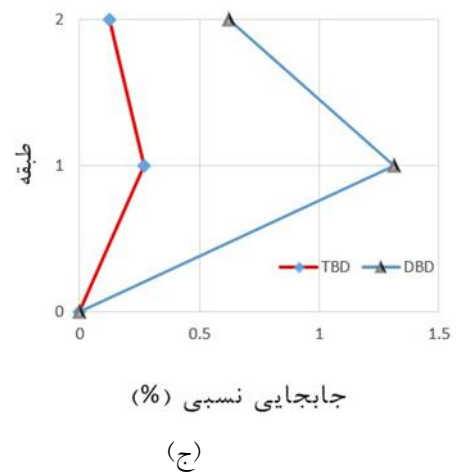
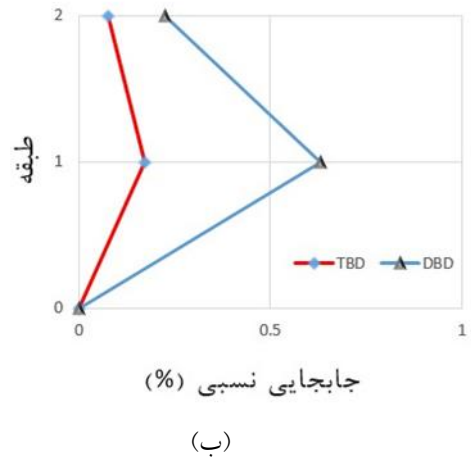
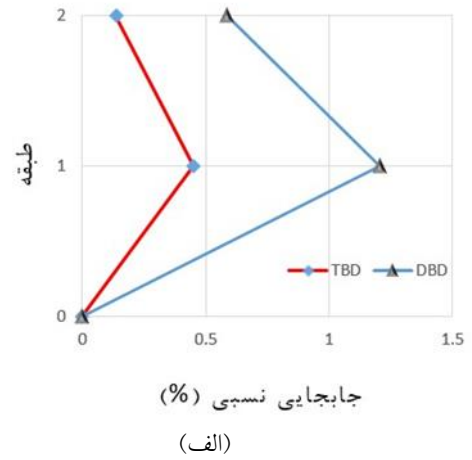
در مقایسه دوره تناوب نتایج نشان می‌دهد که دوره تناوب هر دو نمونه (قاب دوطبقة و قاب پنج‌طبقه) در سیستم TBD نسبت به سیستم DBD کاهش یافته است. دوره تناوب قاب دوطبقة در سیستم TBD و DBD به ترتیب برابر با ۰/۳۰۹ و ۰/۱۸۷ ثانیه و

در قاب پنج طبقه این مقادیر به ترتیب برابر با ۰/۶۵۳ و ۰/۴۸۲ ثانیه است.



شکل ۱۵- جابه‌جایی نسبی قاب پنج طبقه تحت سه زلزله: (الف) زلزله السترو، (ب) زلزله کوبه و (ج) زلزله طیس

در جدول (۳) حداکثر جابه‌جایی بام در دو سیستم TBD و DBD بررسی شده است.



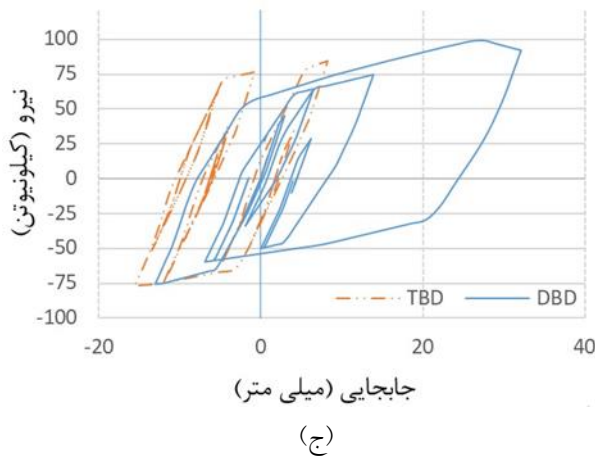
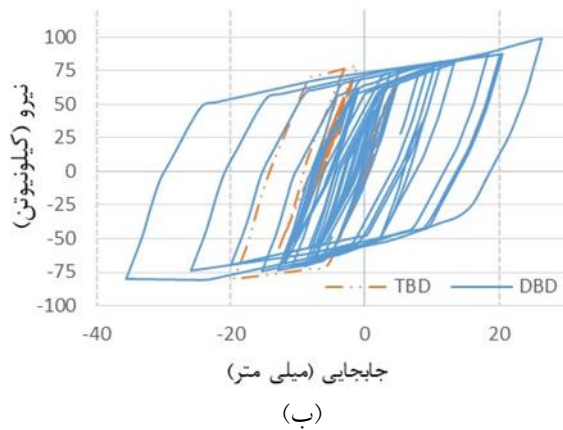
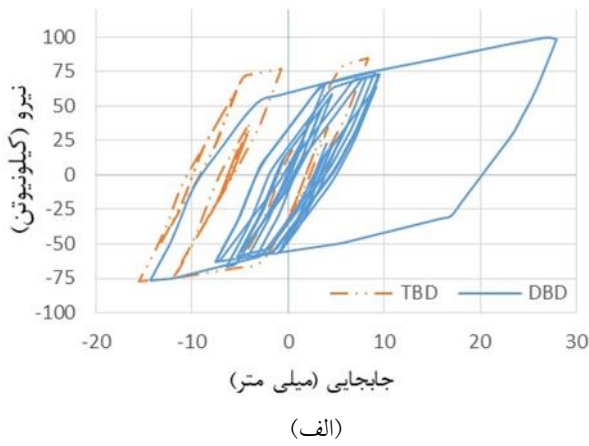
شکل ۱۴- جابه‌جایی نسبی قاب دو طبقه تحت سه زلزله: (الف) زلزله السترو، (ب) زلزله کوبه و (ج) زلزله طیس



جدول ۳- مقایسه حداکثر جابه‌جایی بام (برحسب میلی‌متر) در

دو سیستم TBD و DBD

قاب	نوع سیستم	زلزله		
		السترو	کوبه	طبس
دوطبقه	DBD	۶۰	۵۵	۵۸
	TBD	۱۶	۱۲	۱۲
پنج طبقه	DBD	۱۷۴	۱۰۱	۱۲۲
	TBD	۶۴	۷۲	۷۸



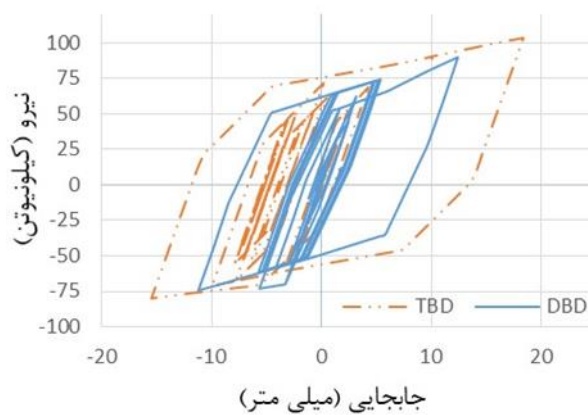
**شکل ۱۶-** منحنی هیستریزس میراگر طبقه اول در قاب دوطبقه تحت سه زلزله: (الف) السترو، (ب) کوبه و (ج) طبس

برای قاب پنج طبقه منحنی هیستریزس میراگر در سیستم TBD و سیستم DBD در شکل (۱۷) نشان داده شده است. با توجه به این که این قاب سختی کم‌تری از قاب دوطبقه دارد و

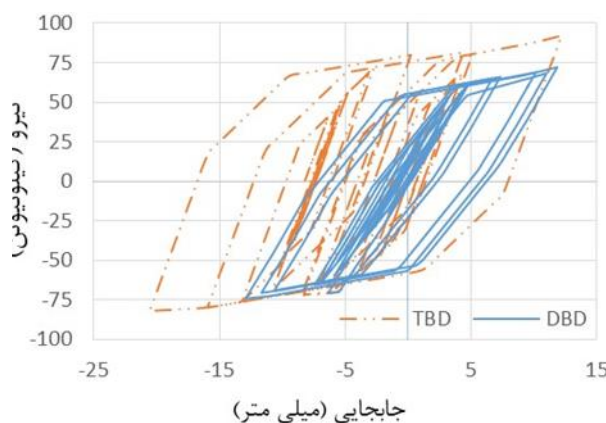
برای بررسی بیش‌تر تاثیر سیستم TBD بر میراگر، تغییر شکل میراگر و میزان انرژی مستهلک‌شده توسط میراگر مقایسه شده است. با توجه به این که یکی از پارامترهای مهم و اساسی در کارهای تحقیقاتی به خصوص در زمینه‌ی بررسی سیستم‌های دارای میراگر، منحنی‌های هیستریزس است، در این بخش منحنی هیستریزس هر دو سیستم بررسی شده است. محور افقی در منحنی هیستریزس نشانگر تغییر شکل میراگر و محور قائم نشانگر نیروی تحمل‌شده توسط میراگر است. برای قاب دوطبقه منحنی هیستریزس میراگر برای سیستم TBD و سیستم DBD در شکل (۱۶) تحت سه زلزله السترو، کوبه و طبس نشان داده شده است. عملکردهای میراگرهای تسلیمی رابطه مستقیم با مقدار جابه‌جایی دارد. باید توجه داشت که قاب‌های کوتاه دارای سختی ذاتی بیش‌تری هستند و همان‌طور که قبلاً ذکر شد، سیستم TBD نسبت به سیستم DBD دارای سختی بیش‌تری است و از سوی دیگر سازه‌های کوتاه سختی مضاعفی دارند. این دو پارامتر یعنی کوتاه بودن قاب دوطبقه و مجهز بودن به سیستم TBD باعث افزایش بیش‌تر سختی قاب شده است. جابه‌جایی نسبی پایین در قاب دوطبقه‌ی مجهز به سیستم TBD باعث افت کارایی میراگرها شده است و در نتیجه انرژی مستهلک‌شده توسط این میراگرها نسبت به سیستم DBD کاهش یافته است. مقدار انرژی مستهلک‌شده در سیستم TBD نسبت به سیستم DBD به طور میانگین برای سه زلزله تقریباً ۵۷ درصد کاهش یافته است.

TBD نسبت به سیستم DBD در زلزله السترو، کوبه و طیس به ترتیب ۳۰، ۲۵ و ۱۰ درصد افزایش یافته است.

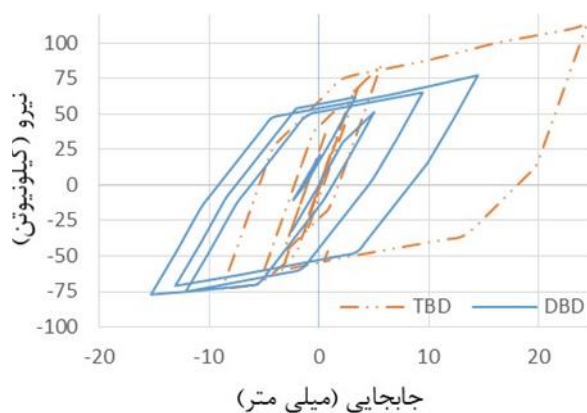
نتایج نشان می‌دهد انرژی مستهلک‌شده در سیستم TBD نسبت به سیستم DBD در قاب دوطبقة کاهش یافته است و این مقدار در قاب پنج‌طبقه افزایش نسبی داشته است. میراگر مورد استفاده در این قاب‌ها از نوع تسلیمی بوده و استهلاک انرژی در این میراگرها وابسته به جابه‌جایی است. از طرفی باید توجه شود که میزان جابه‌جایی در سیستم TBD نسبت به سیستم DBD کاهش چشم‌گیری داشته است. پس برای بررسی میزان کارایی میراگر در این دو سیستم باید منحنی هیستریزس و مقدار جابه‌جایی را به طور توأم مورد بررسی قرار داد. در مقاله ژانکا و همکاران [۸] که در بخش مقدمه به آن اشاره شد، پارامتری به نام ضریب بزرگ‌نمایی معرفی شده است که کارایی سیستم مهاربندی TBD را نشان می‌دهد. در این مقاله نسبت تغییرشکل محوری میراگر به جابه‌جایی افقی نسبی طبقه به‌عنوان ضریب بزرگ‌نمایی معرفی شده است. ضریب بزرگ‌نمایی به وضوح نشان می‌دهد که با تغییر هندسی در سیستم مهاربندی چه مقدار می‌توان کارایی میراگر را تغییر داد و میراگر را بیش‌تر یا کم‌تر به چالش کشید و در نهایت انرژی مستهلک‌شده در سازه را دست‌کاری کرد و یا چه مقدار می‌توان با ثابت نگه داشتن انرژی تلف‌شده، جابه‌جایی نسبی طبقه را تغییر داد. برای به دست آوردن این ضریب باید جابه‌جایی‌های هر طبقه با جابه‌جایی میراگرهای متناظر با آن را مقایسه کرد. نسبت جابه‌جایی میراگر به جابه‌جایی افقی طبقه نشان می‌دهد در هر واحد جابه‌جایی افقی طبقه میراگر به چه اندازه تغییرشکل می‌یابد. ضریب بزرگ‌نمایی سیستم TBD و سیستم DBD برای قاب‌هاب یک‌طبقه تحت یک بارگذاری چرخه‌ای واحد به ترتیب برابر  $1/91$  و  $0/83$  است. اگر ضریب بزرگ‌نمایی برابر یک باشد یعنی جابه‌جایی میراگر برابر با جابه‌جایی افقی طبقه است و اگر این عدد بزرگ‌تر از یک باشد نشانگر آن است که جابه‌جایی میراگر بیش‌تر از جابه‌جایی طبقه بوده و این نشان می‌دهد که سیستم مذکور دارای ضریب بزرگ‌نمایی بیش‌تری بوده و میراگر در جابه‌جایی‌های کم، عملکرد بهتری داشته است. با توجه به



(الف)



(ب)



(ج)

شکل ۱۷- منحنی هیستریزس میراگر طبقه دوم در قاب پنج‌طبقه

تحت سه زلزله: (الف) السترو، (ب) کوبه و (ج) طیس

جابه‌جایی نسبی در آن ناچیز نیست. نتایج افزایش نسبی انرژی مستهلک‌شده در سیستم TBD نسبت به سیستم DBD نشان می‌دهد برای قاب پنج‌طبقه مقدار انرژی مستهلک‌شده در سیستم

ایجاد طبقه نرم در قاب پنج طبقه در سیستم DBD برای مثال ضریب بزرگ‌نمایی طبقه دوم قاب پنج طبقه و ضریب بزرگ‌نمایی طبقه اول قاب دوطبقه در جدول شماره (۴) نشان داده شده است.

جدول ۴- ضریب بزرگ‌نمایی TBD و DBD تحت سه زلزله

قاب	سیستم	زلزله		
		السترو	کوبه	طبس
دو طبقه	DBD	۰/۶۹	۰/۸۱	۰/۷۱
	TBD	۱/۹۰	۱/۸۳	۱/۷۷
پنج طبقه	DBD	۰/۷۱	۰/۷۵	۰/۷۴
	TBD	۱/۴۱	۱/۴۹	۱/۴۹

با توجه به نتایج، ضریب بزرگ‌نمایی سیستم TBD در طبقه اول قاب دوطبقه و ضریب بزرگ‌نمایی آن در طبقه دوم قاب پنج طبقه به طور میانگین برای هر سه زلزله به ترتیب برابر ۱/۸۳ و ۱/۴۶ است و این مقدار برای سیستم DBD در طبقات متناظر به ترتیب برابر با ۰/۷۴ و ۰/۷۳ است. در مجموع ضریب بزرگ‌نمایی در سیستم TBD برای تمام حالت‌ها بزرگ‌تر از یک است ولی در سیستم DBD این مقدار کم‌تر از یک می‌باشد.

#### ۷- نتیجه‌گیری

بر اساس نتایج به دست آمده از نرم‌افزار آباکوس، ظرفیت قاب مهاربندی پرده‌ای (TBD) نسبت به قاب مهاربندی قطری (DBD) تقریباً ۳ برابر شده است. دلیل این افزایش، بیش‌تر بودن سختی سیستم مهاربندی پرده‌ای در مقایسه با سیستم مهاربندی قطری است. هم‌چنین تحلیل‌های نرم‌افزار آباکوس نشان می‌دهد که در سیستم TBD مهاربندها دارای تنش‌های بیش‌تری نسبت به مهاربندهای سیستم مهاربند قطری هستند که دلیل آن تفاوت هندسه در دو سیستم است. در سیستم مهاربندی پرده‌ای نوع پروفیل‌های مهاربند تأثیر شایانی در ظرفیت نهایی سیستم دارد. لازم به ذکر است که اتصالات تیر و ستون در هر دو سیستم مفصلی بوده و قاب در سختی سیستم تأثیر چندانی ندارد. از نرم‌افزار SAP2000 برای بررسی رفتار این سیستم‌ها در سازه چند طبقه تحت تحلیل تاریخچه زمانی استفاده شده است. نتایج

نشان می‌دهد به دلیل افزایش سختی سیستم TBD برش پایه در این سیستم برای قاب دوطبقه به طور میانگین ۱/۴ برابر و برای قاب پنج طبقه ۲/۵ برابر نسبت به سیستم DBD افزایش یافته است. از سوی دیگر جابه‌جایی نسبی طبقات اول و دوم به طور متوسط برای هر سه زلزله در قاب دوطبقه به ترتیب ۸۲ و ۷۸ درصد در سیستم TBD نسبت به سیستم DBD کاهش پیدا کرده است. این مقدار در قاب پنج طبقه برای طبقات اول تا پنجم به ترتیب ۵۳، ۴۶، ۴۱، ۳۵ و ۳۰ درصد در سیستم TBD نسبت به سیستم DBD کاهش یافته است. جابه‌جایی بام نیز در سیستم TBD نسبت به سیستم DBD در قاب دوطبقه و پنج طبقه به ترتیب ۷۳ و ۴۶ درصد کاهش پیدا کرده است. به عنوان مثال انرژی مستهلک‌شده‌ی یکی از میراگرهای هر قاب در هر دو سیستم مورد ارزیابی قرار گرفته است. برای میراگر طبقه اول قاب دوطبقه مقدار انرژی مستهلک‌شده در سیستم TBD نسبت به سیستم DBD به طور میانگین برای هر سه زلزله تقریباً ۵۷ درصد کاهش یافته است و برای میراگر طبقه دوم قاب پنج طبقه این مقدار در سیستم TBD نسبت به سیستم DBD به طور میانگین برای هر سه زلزله تقریباً ۲۲ درصد افزایش یافته است. با توجه به نتایج، چون قاب دوطبقه ذاتاً سختی بالایی دارد، جایگزینی سیستم TBD با سختی بالا به جای سیستم DBD باعث شده است که میراگرها کم‌تر تغییر شکل دهند و چون میراگرهای مورد استفاده وابسته به جابه‌جایی هستند، انرژی کم‌تری را مستهلک کرده‌اند ولی با افزایش طبقات و کم‌تر شدن سختی سازه سیستم TBD هم‌زمان با کاهش جابه‌جایی‌ها، مقدار قابل توجهی از انرژی موجود را نیز مستهلک کرده است. به منظور بررسی هم‌زمان مقدار جابه‌جایی و مقدار انرژی مستهلک‌شده، پارامتری به عنوان ضریب بزرگ‌نمایی مورد بررسی قرار گرفته است. بررسی ضریب بزرگ‌نمایی سیستم‌ها نشان می‌دهد در قاب یک طبقه مدل شده در نرم‌افزار آباکوس این ضریب برای سیستم TBD و DBD به ترتیب برابر با ۱/۹۱ و ۰/۸۳ است. در قاب دوطبقه ضریب بزرگ‌نمایی طبقه اول سیستم‌های TBD و DBD به ترتیب برابر با ۱/۸۳ و ۰/۷۴ است و این مقدار برای طبقه دوم قاب پنج طبقه

(2012), "Theoretical analysis and experimental research on toggle-brace-damper system considering different installation modes," *Scientia Iranica*, Vol. 19, No. 6, pp. 1379-1390.

[9] Polat, E. and Constantinou, M.C. (2016), "Open-Space Damping System Description, Theory, and Verification", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 143, No.4.

[10] De Domenico, D., Ricciardi, G. and Takewaki, I. (2019), "Design strategies of viscous dampers for seismic protection of building structures: A review", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 118, No. 12, pp. 144-165.

[11] Hwang, J., Asce, M., Huang, Y. and Hung, Y. (2005), "Analytical and Experimental Study of Toggle-Brace-Damper Systems Analytical and Experimental Study of Toggle-Brace-Damper Systems", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 131, No. April, pp. 1035-1043.

[12] Jiang, H., Wu, S. and He, L. (2021), "Theoretical analysis and optimization of toggle-brace damper for cable tray system," *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 187, p. 106936.

[13] Feng, H., Zhou, F., Ge, H., Zhu, H. and Zhou, L. (2021), "Energy dissipation enhancement through multi-toggle brace damper systems for mitigating dynamic responses of structures", *Structures*, Vol. 33, pp. 2487-2499.

به ترتیب برابر ۱/۴۶ و ۰/۷۳ است. با بررسی ضریب بزرگ‌نمایی می‌توان نتیجه گرفت که سیستم TBD در عین حال با کاهش جابه‌جایی نسبی طبقات، میزان جابه‌جایی میراگر را افزایش می‌دهد. این امر باعث اتلاف انرژی در جابه‌جایی کم می‌شود که می‌تواند برای طراحی سازه‌ها بسیار مفید واقع شود. در نتیجه‌گیری کلی می‌توان گفت سیستم TBD سختی سازه را افزایش می‌دهد که با توجه به این مطلب اگر سختی سازه اولیه بالا باشد احتمالاً با اضافه کردن سیستم TBD سختی سیستم به قدری افزایش می‌یابد که تحت زلزله‌های خفیف، میراگرهای موجود در سیستم عمل نکنند ولی اگر این سیستم به سازه‌هایی با سختی متوسط اضافه شوند، کنترل هر دو پارامتر مهم در طراحی سازه یعنی کاهش جابه‌جایی طبقات و افزایش استهلاک انرژی توسط میراگرها را برای طراح امکان‌پذیر می‌کند.

#### ۸- مراجع

[1] Soong, T.T. and Spencer, B.F. (2002), "Supplemental energy dissipation: state-of-the-art and state-of-the-practice", *Journal of Engineering Structures*, Vol. 24, No. 3, pp. 243-259.

[2] Spencer, B.F. and Nagarajaiah, S. (2003), "State of the Art of Structural Control", *Journal of Engineering Structures*, Vol. 129, No. 7, pp. 845-856.

[3] Andalib, Z., Kafi, M., Kheyroddin, A. and Bazzaz, M. (2014), "Experimental investigation of the ductility and performance of steel rings constructed from plates," *Journal of Constructional Steel Research*.

[4] Taylor, D.P. (1999), "Toggle linkage seismic isolation structure", U.S. Patent 5934028, filed November 20, 1997, Issued August 10, 1999,

[5] McNamara, R.J., Huang, C.D. and Wan, V. (2000), "Viscous-Damper with Motion Amplification Device for High Rise Building Applications", *Advanced Technology in Structural Engineering*.

[6] Constantinou, M.C., Tsopelas, P., Hammel, W. and Sigaher, A.N. (2001), "Toggle-brace-damper seismic energy dissipation systems", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 127, No. 2, pp. 105-112.

[7] DeSimone, S. and Steven, B., "upturned spandrels and toggle brace-dampers meet the complex seismic requirements of the irregularly shaped steel tower for San Francisco's Four Seasons Residences," *Modern Steel Construction*, December 2002.

[8] Zhang, R., He, H., Weng, D., Zhou, H. and Ding, S.



## ارزیابی عملکرد لرزه‌ای قاب‌ها با اعضای زانویی کمانش‌تاب با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی

مسعود خلیقی<sup>۱\*</sup>، کمال ایزدی<sup>۲</sup>، سحر رضایی<sup>۳</sup>

۱- استادیار گروه عمران، دانشگاه کردستان، سنندج، ایران

۲- دانشجوی کارشناسی ارشد سازه گروه عمران، دانشگاه کردستان، سنندج، ایران

۳- دانشجوی دکتری سازه گروه عمران، دانشگاه کردستان، سنندج، ایران

\*سنندج، صندوق پستی ۶۶۱۷۷-۱۵۱۷۵، M.khalighi@uok.ac.ir

### چکیده

قاب‌های فولادی با اعضای زانویی کمانش‌تاب، یکی از سیستم‌های باربر جانبی نوین هستند که به کمک دستک‌های کوتاه کمانش‌تاب در محل اتصال تیر به ستون ساخته می‌شوند. استفاده از اعضای زانویی، علاوه بر افزایش عملکرد لرزه‌ای قاب، باعث کاهش محدودیت‌های معماری و قابلیت تعمیرپذیری آن می‌شود. علی‌رغم مزایای مذکور، این نوع قاب‌ها تاکنون از سوی استاندارد ۲۸۰۰ به عنوان یکی از سیستم‌های مقاوم جانبی به رسمیت شناخته نشده‌اند. هدف از این مطالعه، ارزیابی عملکرد لرزه‌ای این سیستم‌ها مطابق با آئین‌نامه‌های ایران است. برای نیل به این هدف در این مقاله در گام نخست ۱۶ مدل قاب ۳، ۶، ۹ و ۱۲ طبقه در ۴ دهانه متفاوت در نرم افزار PERFORM 3D مدل‌سازی شدند. طراحی قاب‌های مذکور با استفاده از روش طراحی پلاستیک مبتنی بر عملکرد انجام شد. در گام بعد به منظور ارزیابی لرزه‌ای سازه از روش تحلیل دینامیکی غیرخطی استفاده شد. بدین منظور ۸ رکورد زلزله مطابق با روش استاندارد ۲۸۰۰ انتخاب و مقیاس‌سازی رکوردها انجام شد. پس از تحلیل قاب‌ها، ارزیابی لرزه‌ای مطابق با دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای (نشریه ۳۶۰) انجام گرفت. نتایج این پژوهش نشان داد که سطح عملکرد ایمنی جانبی در اعضای زانویی کمانش‌تاب به عنوان حلقه شکل‌پذیر سیستم سازه‌ای با لحاظ سطوح عملکرد ساختمان مطابق با تعریف ارائه شده در نشریه ۳۶۰ تامین می‌گردد.

### واژگان کلیدی

ارزیابی لرزه‌ای، تحلیل دینامیکی غیرخطی، اعضای زانویی کمانش‌تاب، طراحی غیرخطی

## Seismic Performance Evaluation of Frames with Buckling-Restrained Knee Members Using Nonlinear Dynamic Analysis

M. Khalighi, K. Izadi, S. Rezaie

### Abstract

Steel frames with buckling-resistant knee members are one of the new lateral bearing systems. They are made using short buckling-resistant members at the beam-to-column junctions. Using mentioned members, reduces the architectural limitations and reparability of frames in addition to increasing their seismic performance. Despite the mentioned advantages, these types of frames have not yet been recognized as one of the lateral resistance systems by the 2800 standard. The purpose of this study is to evaluate the seismic performance of this lateral resistant system according to Iranian standards. To achieve this goal, in the first step, 16 steel frames with 3, 6, 9, and 12 stories with different sizes were modeled By Perform 3d. The design of the mentioned frames was done using the performance-based plastic design method. In the next step, non-linear dynamic analysis method was used for seismic evaluation of the structure. In the next step, the nonlinear dynamic analysis method was used for the seismic performance assessment of buckling-restrained knee brace frames. For this purpose, 8 earthquake records were selected and scaled according to the 2800 standard method. After the frames analysis, a seismic evaluation was performed according to Instruction for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings (code No. 360). The results of this research showed that the performance level of life safety in buckling-restrained knee-braced frames as a malleable ring of a structural system is provided in terms of building performance levels according to the definition provided in 360 publication.

### Keywords

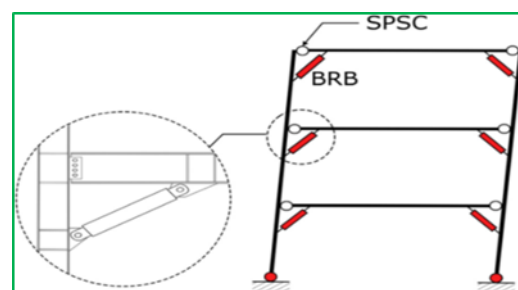
Seismic Evaluation, Non-Linear Dynamic Analysis, Buckling-Restrained Knee-Members, Non-Linear Design

آزمایشگاهی، مورد مطالعه قرار گرفت. نتایج مطالعات محققین مذکور حاکی از بهبود عملکرد لرزه‌ای این نوع قاب‌ها بود. **ترابی و ماهری [۳]** در یک مطالعه آزمایشگاهی اثر استفاده از دستک‌های فولادی جهت ترمیم قاب‌های بتنی مسلح را بررسی نمودند. **سو و حلیم [۴, ۵]** ایده استفاده از دستک‌های میراگر منحنی شکل را به منظور بهبود عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی با اتصالات نیمه‌صلب مطرح کردند. **عباس‌مرام و زهرایی [۶]** موضوع به‌کارگیری دستک‌های زانویی کمّانی شکل را در گوشه قاب‌های ساده فولادی مورد بررسی قرار دادند. این محققین دریافتند که قاب‌های ساده با دستک‌های منحنی شکل نسبت به قاب‌های خمشی بدون دستک از عملکرد لرزه‌ای بهتری برخوردارند.

**جوندا و همکاران [۱]** و **جوندا [۷]** در خصوص سیستم قاب‌های دارای اعضای زانویی کمّانش تاب تحقیقات تجربی را انجام دادند. در این مطالعه، طراحی قاب‌های با اعضای زانویی کمّانش تاب به نحوی در نظر گرفته شد که تمام تغییرشکل‌های غیرخطی سازه به اعضای زانویی کمّانش تاب منتقل شود. هم‌چنین در این پژوهش آزمایش‌های بارگذاری چرخه‌ای نمونه‌های تجربی با مقیاس واقعی انجام گرفت. استفاده از اتصال برشی تک صفحه نیز برای اتصالات تیر به ستون در نظر گرفته شد.

**جوندا و همکاران [۱]** و **جوندا [۷]** در خصوص ارزیابی رفتار غیرخطی اعضای کمّانش تاب دریافتند که این اعضاء سازه‌ای، به دلیل رفتار هیستریزس پایدار و متقارن در کشش و فشار، در برابر بارهای محوری دینامیکی، شکل‌پذیری مناسبی از خود نشان می‌دهند. **لیلات‌وی‌وات و همکاران [۸]** طراحی و ارزیابی رفتار قاب‌های خمشی دارای اعضای زانویی با مقاطع فولادی توخالی را مورد بررسی قرار دادند. در این پژوهش، روش طراحی با استفاده از مفهوم طراحی پلاستیک مبنی بر عملکرد مورد استفاده قرار گرفت. نتایج این مطالعه نشان داد که رفتار هیستریزس قاب‌های خمشی دارای اعضای زانویی طراحی شده با استفاده از روش طراحی پلاستیک بر مبنای عملکرد، پایدار و شکل‌پذیر بوده

در طراحی سازه‌های فولادی انتخاب سیستم باربر جانبی با شکل‌پذیری مناسب در نواحی لرزه خیز امری ضروری می‌باشد. در سال‌های اخیر سیستم‌های سازه‌ای مختلفی هم‌چون قاب‌های مهاربندی همگرا و واگرا با هدف مقاومت در برابر بارهای لرزه‌ای به طور وسیعی استفاده شده‌اند. وجود مهاربندهای مرسوم در سیستم‌های سازه‌ای می‌تواند موجب کاهش فضا و محدودیت‌های معماری در قاب‌های داخلی و خارجی ساختمان شود. با توجه به محدودیت‌های ذکر شده در خصوص مهاربندهای همگرا و واگرا، استفاده از اعضای زانویی کمّانش تاب می‌تواند به عنوان راه‌حلی مناسب، مشکلات مطرح شده را کاهش دهد. قاب‌های با اعضای زانویی، ترکیبی از قاب مقاوم فولادی و عناصر زانویی می‌باشند. در صورتی که اعضای کمّانش تاب در قاب مورد استفاده قرار گیرد، آن را قاب با اعضای زانویی کمّانش تاب می‌نامند. در این نوع سیستم مقاوم جانبی مطابق شکل (۱)، به منظور افزایش عملکرد لرزه‌ای، عناصر زانویی در محل اتصال تیر به ستون در قاب فولادی اضافه می‌گردد.



شکل ۱- سیستم قاب با اعضای زانویی کمّانش تاب [۱]

بعد از زمین‌لرزه نورتریج در سال ۱۹۹۴، موضوع به‌کارگیری دستک‌های فلزی در گوشه قاب و بین تیر و ستون، به منظور ترمیم و بهبود عملکرد لرزه‌ای قاب‌های فولادی پیشنهاد گردید. رفتار هیستریزس قاب‌های خمشی ترمیم‌شده به کمک این اعضاء، توسط **یوانگ و همکاران [۲]** با استفاده از مدل‌های عددی و

<sup>3</sup> Junda et al.

<sup>4</sup> Leelataviwat et al.

<sup>1</sup> Uang et al.

<sup>2</sup> Hsu and Halim

است و قبل از این که تست نمونه‌ها با شکست هر یک از اجزاء متوقف شود، تغییر مکان نسبی می‌تواند به ۴ تا ۵ درصد برسد. همچنین مطالعه تحلیلی توسط فرخی و بازوند [۹] به منظور مقایسه عملکرد لرزه‌ای بین قاب‌های مقاوم خمشی و قاب‌های خمشی دارای اعضای زانویی انجام شد. این مطالعه بر روی قاب‌های فولادی ۳، ۶ و ۱۰ طبقه انجام شد. در این پژوهش کالیبراسیون مدل تحلیلی با استفاده از نتایج آزمایشگاهی به‌دست‌آمده توسط لیلات‌وی‌وات و همکاران [۸] انجام گرفت. نتایج این مطالعه نشان داد که قاب‌های خمشی دارای اعضای زانویی‌ها نسبت به قاب‌های مقاوم خمشی عملکرد بالاتر از خود نشان می‌دهند. همچنین این پژوهش نشان داد که استفاده از این نوع سیستم باربرجانبی موجب افزایش قابل توجه مقاومت در حدود ۵۰٪ و سختی در حدود ۹۰٪ در مقایسه با قاب خمشی پایه می‌گردد. **تحملی رودسری و همکاران [۱۰]** در پژوهشی به بررسی اثر نیروی محوری بر رفتار لرزه‌ای قاب‌های مقاوم خمشی و قاب‌های با اعضای زانویی کمانش‌تاب پرداختند. نتایج حاصل از این بررسی نشان داد که وجود بار محوری بیش از ۵۰ درصد ظرفیت ستون، به طور قابل توجهی ویژگی‌های لرزه‌ای قاب‌های مورد مطالعه را کاهش می‌دهد. **جوندا [۷]** بهسازی قاب خمشی دارای اعضای زانویی را پیشنهاد نمود. در این مطالعه ایده امکان استفاده از اتصالات نیمه‌گیردار به جای اتصالات کاملاً گیردار برای اتصال تیر به ستون مطرح شد. اتصالات نبشی جان دوطرفه با نبشی‌های بالا و پایین نشیمن برای استفاده انتخاب گردید. مطالعات تحلیلی قاب‌های ۳ طبقه با ۳ دهانه، با استفاده از دو نوع اجزای زانویی شامل مهاربندهای توخالی فولادی و اعضای زانویی کمانش‌تاب انجام شد. در مدل‌سازی قاب‌ها، تمرکز معطوف به اتصالات نیمه‌گیردار شد. این نوع از اتصالات قادر به ایجاد ظرفیت خمشی کامل به عنوان اتصالات جوش نیستند. اتصالات نیمه‌گیردار را می‌توان به عنوان فنرهای دورانی ایده‌آل، مدل‌سازی نمود. نتایج به‌دست‌آمده از تحلیل استاتیکی غیرخطی، نشان داد که هر دو مدل قاب خمشی دارای اعضای زانویی کمانش‌پذیر با

اتصالات نیمه‌گیردار و قاب با اعضای زانویی کمانش‌تاب، تا زمانی که میزان تغییر مکان نسبی سازه کمتر از ۱ درصد باشد، دارای رفتار الاستیک بودند. با افزایش میزان تغییر مکان نسبی به ۱/۱ درصد به دلیل وقوع کمانش مهاربندهای معمولی، قاب دارای اعضای کمانش‌تاب ظرفیت بالاتری را از خود نشان داد. **منخونور و همکاران [۱۱]** در مطالعه‌ای به موضوع بهسازی اتصالات صلب تیر به ستون با اعضای زانویی کمانش‌تاب با استفاده از میله‌های میراگر هسته فولادی پرداختند. نتایج این تحقیق نشان داد که اعضای زانویی کمانش‌تاب پیشنهادی، یک گزینه مناسب برای گسترش پلاستیسیته در امتداد تیرها در اتصالات صلب تیر به ستون می‌باشد. اعضای کمانش‌تاب از یک هسته فولادی و یک سیستم غلاف پوشش تشکیل شده است که مانع از خم شدن هسته می‌شود. طول اصلی اعضای کمانش‌تاب حدود ۷۰ درصد از طول کلی حد فاصل نقاط کار است [۱۲، ۱۳]. اعضای کمانش‌تاب به علت قابلیت شکل‌پذیری بالا و پاسخ هیستریزس پایدار در هر دو حالت فشاری و کششی برای کاربردهای لرزه‌ای مناسب هستند. **لوپز و سابلی [۱۴]** به جمع‌آوری داده‌های مربوط به نتایج تست اعضای کمانش‌تاب طی سال‌های ۱۹۹۹ تا ۲۰۰۳ در ایالات متحده پرداختند. مطالعه مذکور بر روی تعدادی مهاربند با طول‌های مختلف تحت دو نوع آزمایش تک‌محوره انجام شد. همچنین **مریت و همکاران [۱۵]** با انجام تست‌های تجربی با مقیاس واقعی، اعضای کمانش‌تاب را مورد بررسی قرار دادند. نتایج نشان داد که کرنش حداکثر اعضا می‌تواند تا ۲/۶ درصد افزایش یابد در حالی که پایین‌ترین حد آن ۱/۷ درصد می‌باشد. علی‌رغم مزایای معرفی شده بر اساس پژوهش‌های نظری و آزمایشگاهی محققین، تا کنون سیستم قاب‌های دارای اعضای زانویی کمانش‌تاب از سوی استاندارد ۲۸۰۰ به عنوان یکی از سیستم‌های مقاوم جانبی به رسمیت شناخته نشده است. هدف از این پژوهش ارزیابی عملکرد لرزه‌ای قاب با اعضای زانویی کمانش‌تاب با اتصالات مفصلی مطابق با آئین‌نامه‌های ایران می‌باشد. برای نیل به این هدف در این مطالعه روش طراحی با عنوان طراحی غیرخطی

<sup>1</sup> Munkhunur et al.

<sup>2</sup> Lopez and Sabelli



مبتنی بر عملکرد برای قاب‌های با اعضای زانویی کمناش‌تاب مورد استفاده قرار گرفت. در طراحی این سیستم سازه‌ای، قاب با اعضای زانویی کمناش‌تاب چنان در نظر گرفته شده است که عضو زانویی کمناش‌تاب تسلیم شده درحالی که تیر و ستون‌های قاب، در حالت کاملاً الاستیک باقی می‌مانند. با استفاده از این مفهوم، فعالیت‌های غیرارتجاعی قاب، به عضو زانویی کمناش‌تاب اختصاص می‌یابد. در روش طراحی، مکانیسم تسلیم از پیش انتخاب شده سازه و تغییرمکان نسبی هدف به عنوان پارامترهای اصلی طراحی در راستای کنترل تغییرشکل سازه می‌باشند. در مقاله حاضر، ۱۶ عدد قاب شامل نمونه‌های ۳، ۶، ۹ و ۱۲ طبقه سه دهانه، با دهانه‌های یکسان ۳، ۴، ۵ و ۶ متری به عنوان مطالعات موردی انتخاب شده و با استفاده از روش طراحی استاتیکی غیرخطی مبتنی بر عملکرد مطابق با مبحث ششم مقررات ملی ساختمان و استاندارد ۲۸۰۰ ایران بارگذاری و طراحی شدند. سپس سازه‌های طراحی شده مذکور، تحت تحلیل دینامیکی غیرخطی با استفاده از ۸ رکورد شتاب‌نگاشت مقیاس شده متناسب با استاندارد ۲۸۰۰ قرار گرفته و رفتار لرزه‌ای قاب‌های انتخابی دارای اعضای زانویی کمناش‌تاب مورد ارزیابی قرار گرفت. پس از تحلیل قاب‌ها، ارزیابی لرزه‌ای مطابق دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای (نشریه ۳۶۰) انجام گرفت. نتایج این پژوهش نشان داد که سطح عملکرد ایمنی جانی در اعضای زانویی کمناش‌تاب به عنوان حلقه شکل‌پذیر سیستم سازه‌ای با لحاظ سطوح عملکرد ساختمان مطابق با تعریف ارائه شده در نشریه ۳۶۰ تامین می‌گردد.

## ۲- روش طراحی سازه‌های با اعضای زانویی کمناش‌تاب

مطابق استاندارد ۲۸۰۰ طراحی سازه‌ها می‌تواند به کمک روش‌های استاتیکی و دینامیکی خطی انجام پذیرد. در این روش‌ها با توجه به ضریب شکل‌پذیری ارائه شده در استاندارد ۲۸۰۰ برش پایه محاسبه شده و مطابق الگوی بارگذاری معرفی شده، به سازه اعمال می‌گردد. در خصوص سیستم‌های مقاوم جانبی که در این استاندارد معرفی نشده‌اند، به دلیل عدم آگاهی از میزان شکل‌پذیری آن‌ها و در دسترس نبودن ضریب

شکل‌پذیری مناسب، امکان استفاده از روش‌های خطی برای طراحی آن‌ها وجود ندارد. بنابراین در این سیستم‌ها می‌بایست از روش مستقیم اعمال بار زلزله به سازه استفاده شود. بنابراین برای طراحی این دسته از سیستم‌های مقاوم جانبی روش‌های غیرخطی استفاده می‌گردد. بر اساس مطالب ذکر شده، در این مطالعه در خصوص طراحی قاب‌های دارای اعضای زانویی کمناش‌تاب از روش استاتیکی غیرخطی و مبتنی بر عملکرد استفاده شد. در این روش سازه به صورت غیرخطی مدل‌سازی شده و بار جانبی استاتیکی به تدریج و به صورت فزاینده مطابق با الگوهای بارگذاری به سازه اعمال گردید. در این روش افزایش بار تا رسیدن سازه به تغییرمکان هدف ادامه پیدا کرد. رابطه بین برش پایه و تغییرمکان نسبی سازه برای هرگام افزایش نیروهای جانبی تا رسیدن به تغییرمکانی حداقل ۱/۵ برابر تغییرمکان هدف ثبت شد. تغییرشکل‌ها و نیروهای داخلی حاصل، با معیارهای پذیرش مورد بررسی قرار گرفت [۱۵].

انتخاب مکانیسم تسلیم، گام کلیدی برای اطمینان از عملکرد غیرخطی مطلوب سازه است. فرایند طراحی سازه‌ها در روش استاتیکی غیرخطی به این صورت است که مطابق با روش‌های تعریف شده در استاندارد ۲۸۰۰ نیروهای استاتیکی به سازه وارد می‌شود تا جایی که در سازه مکانیسم تسلیم مورد نظر تشکیل شده و در نهایت سازه به تغییرمکان نسبی هدف برسد. در این روش از مکانیسم تسلیم از پیش انتخابی و تغییرمکان نسبی هدف ( $\theta_u$ ) به عنوان پارامترهای اصلی عملکرد سازه استفاده می‌شود. تغییرمکان نسبی تسلیم سازه ( $\theta_y$ ) تابع اجزای انتخاب شده در طراحی بوده و به صورت ثابت باقی می‌ماند اما تغییرمکان نسبی هدف ( $\theta_u$ ) می‌تواند بر حسب سطوح زلزله، متفاوت طراحی شده و تغییرمکان نسبی پلاستیک ( $\theta_p$ ) مطابق رابطه (۱) تعریف می‌شود [۱۸].



منظور با در نظر گرفتن کلیه تلاش‌هایی که هم‌زمان بر هر عضو وارد می‌شود ظرفیت تغییر شکل اعضا بر اساس معیارهای پذیرش ارائه شده در دستورالعمل بهسازی برآورد می‌شود. در خصوص اجزای نیرو کنترل نیز بایستی با در نظر گرفتن کلیه تلاش‌هایی که هم‌زمان بر عضو وارد می‌شوند، نیروهای طراحی کوچک‌تر از کرانه‌ی پایین مقاومت اعضاء باشد.

### ۳- پیکربندی قاب‌های مورد مطالعه و بارهای طراحی

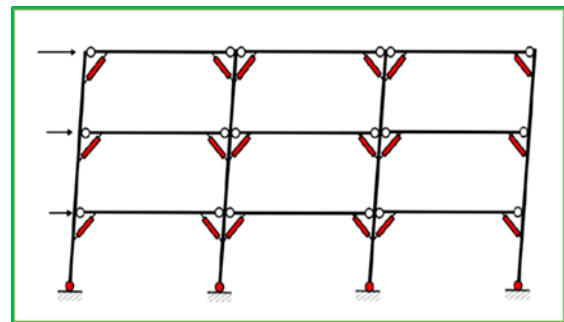
قاب‌های مورد مطالعه در این تحقیق از نوع قاب‌های با اعضای زانویی کمانش‌تاب به صورت دوطبقه بر روی خاک تپ دو و در منطقه‌ای با خطرپذیری زیاد مطابق با استاندارد ۲۸۰۰ ایران فرض شده است. قاب‌های مذکور مطابق با مبحث ششم مقررات ملی ساختمان و آئین نامه ۲۸۰۰ بارگذاری و طراحی شده‌اند. قاب‌ها به صورت منظم، دارای ۳ دهانه و با تعداد طبقات ۳، ۶، ۹ و ۱۲ طبقه، ارتفاع هر طبقه برابر ۳/۲ متر و عرض دهانه‌ها به طور یکسان برابر ۳، ۴، ۵ و ۶ متر در نظر گرفته شده است. در این پژوهش به منظور تحلیل و طراحی قاب‌ها از نرم‌افزار PERFORM 3D نسخه ۷ استفاده گردید. در مدل‌سازی قاب‌ها مقاطع معمول تولید شده در ایران (مقاطع IPE برای تیرها و IPB از نوع HE-B برای ستون‌ها) به کار گرفته شد. مشخصات اعضای قاب‌ها در بخش ضمیمه مقاله به صورت جداولی ارائه شده است. فولاد مصرفی از نوع ST37 با تنش تسلیم ۲۳۵ مگاپاسکال و مدول الاستیسیته ۲۰۰۰۰۰ مگاپاسکال انتخاب گردید. بار مرده تمامی طبقات به جز طبقه بام برابر ۵۰۰ کیلوگرم نیرو بر متر مربع و بار زنده برابر ۲۰۰ کیلوگرم نیرو بر متر مربع می‌باشند. بار مرده طبقه بام برابر ۵۵۰ کیلوگرم نیرو بر متر مربع و بار زنده ۱۵۰ کیلوگرم نیرو بر متر مربع در نظر گرفته شده است. مطابق با استاندارد ۲۸۰۰ ترکیب بارهای ثقلی برای تحلیل و طراحی غیرخطی به صورت  $1.2D+L$  و  $0.9D$  می‌باشند که در آن‌ها  $D$  معرف بار مرده و  $L$  معرف بار زنده می‌باشد. مطابق دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای توزیع بار جانبی مدل سازه باید تا حد امکان شبیه به آنچه که هنگام زلزله رخ خواهد داد، باشد. بنابراین سه نوع

$$\theta_p = \theta_u - \theta_y \quad (1)$$

همان طور که در شکل (۲) نشان داده شده است، برای قاب‌های با اعضای زانویی کمانش‌تاب با فرض مفصلی بودن اتصالات، مکانیسم تسلیم انتخاب شده شامل مفصل‌های پلاستیک در پایه ستون‌های طبقه همکف و تسلیم مهاربندها می‌باشد. تغییر مکان هدف سازه با دیافراگم‌های صلب با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی و روش مورد اشاره در دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای برآورد شده است. به عنوان روش تقریبی می‌توان مقدار تغییر مکان هدف را مطابق رابطه (۲) محاسبه نمود [۱۵].

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (2)$$

در رابطه فوق  $C_0$  ضریب اصلاح برای ارتباط تغییر مکان طیفی سیستم یک درجه آزادی به تغییر مکان بام سیستم چند درجه آزادی،  $C_1$  ضریب تصحیح برای اعمال تغییر مکان غیرارتجاعی سیستم و  $C_2$  ضریب تصحیح برای اثرات کاهش سختی و مقاومت اعضای سازه‌ای بر تغییر مکان‌ها ناشی از زوال چرخه‌ای هستند.  $T_e$  زمان تناوب اصلی موثر ساختمان،  $S_a$  شتاب طیفی به ازای زمان تناوب اصلی موثر  $T_e$  و  $g$  شتاب جاذبه می‌باشد.



شکل ۲- مکانیسم تسلیم قاب فولادی با اعضای زانویی

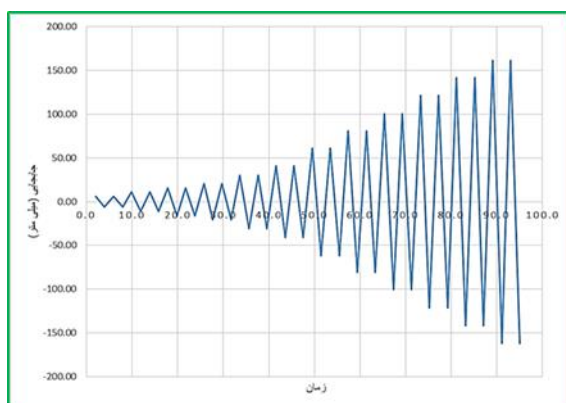
کمانش‌تاب با اتصالات مفصلی [۱]

لازم به ذکر است که در روش طراحی استاتیکی غیرخطی برای اجزایی که تغییر شکل کنترل هستند، تغییر شکل‌های حاصل از تحلیل غیرخطی نباید بیش از ظرفیت آن‌ها باشد. برای این

#### ۴- صحت سنجی اعضای زانویی کمانش تاب

جوندا و همکاران [۱] آزمایش‌های تجربی به منظور ارزیابی لرزه‌ای قاب‌های با اعضای زانویی کمانش تاب انجام دادند. در این آزمایش‌ها سه نمونه مدل مورد آزمایش قرار گرفت. اولین نمونه با استفاده از اتصالات مفصلی ساخته شده و به منظور ارزیابی رفتار هیستریزس و شکل پذیری اعضای کمانش تاب کوتاه زانویی مورد ارزیابی قرار گرفت. در نمونه‌های دوم و سوم، قاب تجربی با اتصالات برشی ساخته شده و مورد آزمایش قرار گرفت. هدف از نمونه‌های دوم و سوم بررسی روش طراحی قاب‌ها و تحقیق پاسخ غیرالاستیک اعضای زانویی کمانش تاب به نسبت اتصالات برشی عنوان گردید.

روش بارگذاری نمونه تجربی در مدت ۱۰۰ ثانیه و به صورت رفت و برگشتی و چرخه‌ای تا رسیدن به جابجایی هدف برابر ۱۶۰ میلی‌متر انجام گرفت. شکل بارگذاری چرخه‌ای انجام گرفته در نرم افزار PERFORM 3D در شکل (۴) نشان داده شده است [۱].



شکل ۴- بارگذاری چرخه‌ای مدل تجربی عضو زانویی

کمانش تاب در نرم افزار PERFORM 3D

به منظور مدل‌سازی قاب تجربی روابط نیرو-تغییر شکل سه‌خطی استفاده شد. جهت انجام صحت سنجی، مدل تجربی شرح داده شده به دو روش در نرم افزار PERFORM 3D مدل‌سازی و نتایج تحلیل با نتایج آزمایش مورد بررسی قرار گرفت. نتایج این صحت‌سنجی به شرح زیر می‌باشد:

توزیع بار جانبی، مطابق الگوهای بارگذاری ارائه شده در نشریه ۳۶۰، به قاب‌ها اعمال شد. طبق دستورالعمل حداقل دو نوع توزیع بار جانبی باید به سازه‌ها اعمال شود.

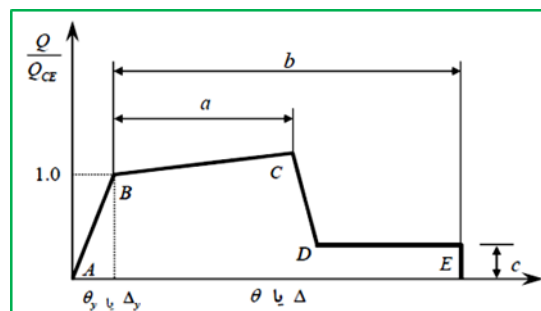
۱- توزیع بار جانبی متناسب با شکل مود اول ارتعاش در جهت مورد نظر.

۲- توزیع بار جانبی یکنواخت که در آن بار متناسب با وزن هر طبقه محاسبه می‌شود.

۳- توزیع بار خطی که در آن بار جانبی به صورت خطی متناسب با وزن طبقات توزیع و محاسبه می‌شود [۱۵].

در مدل‌سازی اجزای تیر و ستون قاب‌های مورد مطالعه از مدل رفتار نیرو-تغییر شکل سه خطی برابر با روش ارائه شده در دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود استفاده شد [۱۷]. در مدل‌سازی قاب‌های مورد نظر رفتار نیرو-تغییر شکل کلیه اعضای اصلی و غیراصلی سیستم باربر جانبی به صورت صریح با استفاده از نمودار چندخطی (منحنی پوش چرخه‌ای)، تا حد امکان نزدیک به واقعیت انتخاب و اعمال گردید. هم‌چنین اثرات زوال چرخه‌ای شامل کاهش مقاومت و مقاومت باقی مانده نیز در مدل‌سازی قاب‌ها در نظر گرفته شد.

در روش طراحی استاتیکی غیرخطی برای اعضای قاب‌های فولادی، از منحنی نیرو-تغییر شکل داده شده مطابق شکل (۳) با مقادیر a, b, c ارائه شده در دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای استفاده شد. اثرات سخت‌شدگی کرنشی با در نظر گرفتن شیبی برابر ۳ درصد شیب قسمت ارتجاعی در نظر گرفته شد.



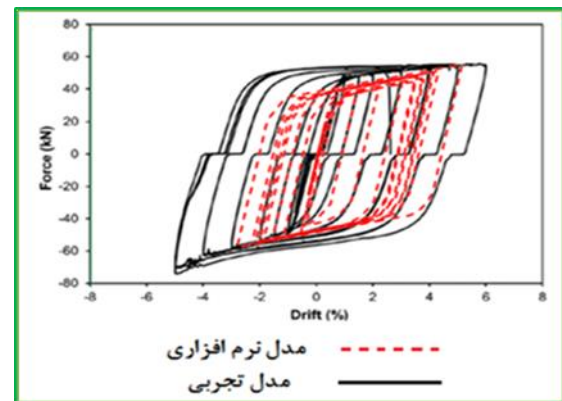
شکل ۳- منحنی نیرو-تغییر شکل عمومی برای تیر و ستون‌های

فولادی [۱۵]

۱-۴- مدل سازی نمونه تجربی اعضای کمانش تاب به روش

### پاورکت در نرم افزار PERFORM 3D

مدل سازی نمونه تجربی **جوندا و همکاران** [۱] با روش موسوم به مدل پاورکت در نرم افزار PERFORM 3D انجام شد و مقایسه نتایج حلقه های هیستریزس مدل عضو زانویی با نتایج تجربی در شکل (۵) نشان داده شده است. این روش مدل سازی اعضای کمانش تاب حاصل مطالعات **رادرفورد و چکنه** [۱۷] می باشد که در آن اجزای مهاربند کمانش تاب را مطابق با نتایج هیستریزس ۹ مهاربند تجربی، مدل سازی کردند. در این مطالعه دستورالعمل هایی برای مدل سازی اجزای غیرخطی اعضای کمانش تاب طبق روش موسوم به مدل پاورکت ارائه شده است. مدل پاورکت به پیشنهاد شرکت استار ساینمیک آبه عنوان طراح و سازنده اعضای کمانش تاب مورد استفاده قرار گرفت. این روش به عنوان روش پیش فرض جهت مدل سازی اعضای زانویی در نرم افزار تحلیل سازه ای ETABS ارائه شده است.



شکل ۵- مقایسه حلقه های هیستریزس عضو زانویی

کمانش تاب مدل تجربی **جوندا و همکاران** [۱] با مدل نرم افزاری به روش پاورکت

همان طور که در شکل (۵) دیده می شود حلقه های هیستریزس به دست آمده از مدل نرم افزاری به صورت کامل با نمودار نمونه تجربی مطابقت نداشته که این موضوع به دلیل روابط و فرمول های پیشنهادی در روش پاورکت می باشد. روابط ارائه شده در روش

پاورکت حاصل از نتایج ۹ مهاربند کمانش تاب تجربی است که به صورت محافظه کارانه ای توسط **رادرفورد و چکنه** [۱۷] ارائه شده اند. همان طور که مشاهده می شود دقت مدل سازی این روابط در پیش بینی حد نهایی مقاومت کششی مهاربند، کامل و صد درصد مطابق با نمونه تجربی است. این در حالی است که روابط به منظور پیش بینی حد نهایی مقاومت فشاری محافظه کارانه بوده و با ۳۰ درصد کاهش در راستای افزایش ضریب اطمینان در طراحی و مدل سازی به نسبت نمونه تجربی ارائه شده است. هم چنین روابط جهت مدل سازی کرنش حداکثر در هر دو راستای کششی و فشاری بدون در نظر گرفتن اثرات لقی بین به صورت محافظه کارانه و به صورت متوسط تا ۲۵ درصد کرنش کمتری برای نمونه مدل سازی شده به نسبت نمونه تجربی را نشان می دهد. اثرات لقی بین بنا بر اظهارات محققین تست تجربی (نمودار سیاه رنگ) در حدود ۰/۵ درصد بوده است. نتایج نشان داد که روابط ارائه شده توسط شرکت استار ساینمیک به صورت محافظه کارانه بوده و در راستای افزایش ضریب اطمینان در طراحی اعضای کمانش تاب ارائه شده است.

۲-۴- مدل سازی نمونه تجربی اعضای کمانش تاب به روش

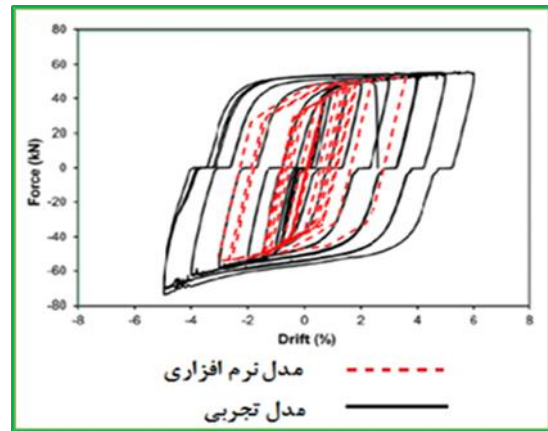
### مریت و همکاران در نرم افزار PERFORM 3D

روش پیشنهادی برای مدل سازی اعضای زانویی کمانش تاب توسط **مریت و همکاران** [۱۵] و بر اساس نتایج تست های واقعی ساخته شده است. در این روش به منظور مدل سازی اعضای زانویی، رابطه نیرو-تغییر شکل به صورت سه خطی فرض شده است و نتایج آزمایشات، ظرفیت نهایی کرنش مهاربندها را بیش از ۲/۵ درصد نشان می دهد و مقدار کرنش در طول ناحیه انتقال (محدوده الاستیک + مقطع هسته) برابر ۸۰ درصد از کرنش کلی عضو زانویی می باشد. در این روش فرض شده است که تنها مقطع هسته عضو زانویی به صورت غیرالاستیک تغییر شکل می دهد. نتایج نمودار حلقه های هیستریزس عضو زانویی کمانش تاب تجربی مدل شده با روش **مریت و همکاران** [۱۵] در شکل (۶)

<sup>2</sup> Star Seismic

<sup>1</sup> Powercat

نشان داده شده است. همان‌گونه که در شکل (۶) دیده می‌شود دقت روابط ارائه‌شده توسط **مریت و همکاران [۱۵]** در پیش‌بینی حد نهایی مقاومت کششی در حدود ۹۵ درصد و برای مقاومت



شکل ۶- مقایسه حلقه‌های هیستریزس عضو زانویی

کمانش‌تاب مدل تجربی چوندا با مدل نرم افزاری به روش

**مریت و همکاران [۱۵]**

فشاری در حدود ۶۵ درصد برای مدل مهاربند به نسبت نمونه تجربی می‌باشد. هم‌چنین در خصوص حد نهایی کرنش کششی و فشاری به صورت متوسط تا ۳۲ درصد کرنش کم‌تری برای نمونه مدل‌سازی‌شده به نسبت نمونه تجربی پیش‌بینی شده است. لذا برای انتخاب روش مناسب مدل‌سازی، نمودارهای هیستریزس تست تجربی و نمودارهای حاصل از دو مدل نرم‌افزاری فوق با هم مقایسه شد. در نمودار نمونه تجربی، لهیدگی به صورت وقفه افقی در حلقه‌های هیستریزس وجود داشته و این لهیدگی بنا بر گفته انجام‌دهندگان آزمایش به علت وجود شکاف‌های پین در اتصال مفصلی نیم‌قاب حاصل شده است. در نهایت با بررسی میزان مطابقت نمودارهای هیستریزس حاصل از دو روش مدل‌سازی انجام‌گرفته در نرم‌افزار و نتایج آزمایش نمونه تجربی مشاهده گردید که نتایج مدل‌سازی انجام‌گرفته با روش موسوم به پاورکت، مطابقت بیش‌تری با نتایج تجربی داشته است. بنابراین از روش پاورکت در نرم‌افزار به منظور مدل‌سازی اعضای زانویی کمانش‌تاب در مطالعه حاضر استفاده شده است.

## ۵- مشخصات رکوردهای شتاب‌نگاشت و همپایه‌سازی شتاب‌نگاشت‌ها

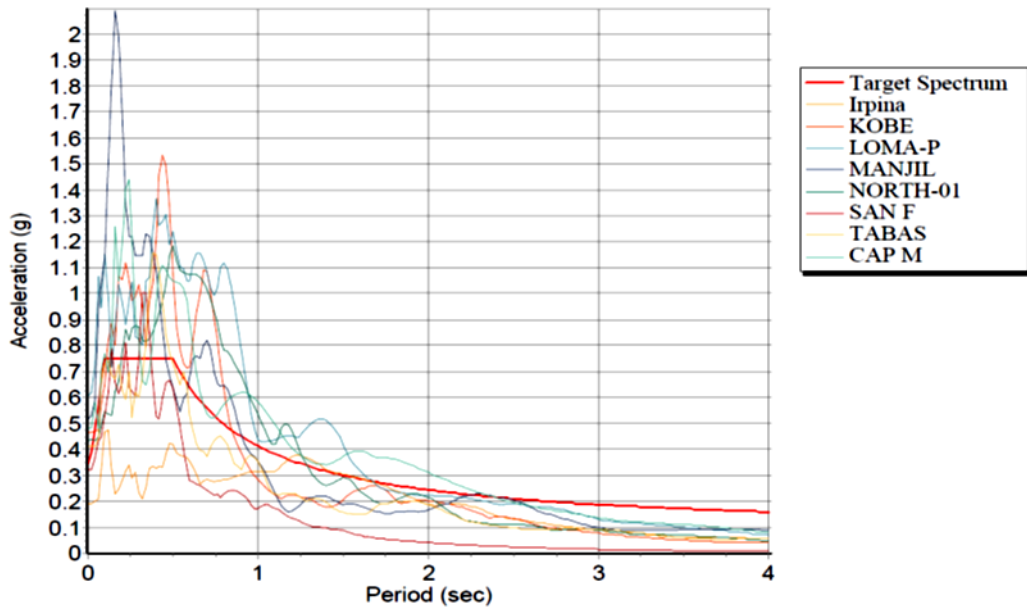
در پژوهش حاضر به منظور انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه‌زمانی، ۸ رکورد شتاب‌نگاشت مطابق با دستورالعمل ارائه‌شده در استاندارد ۲۸۰۰ از بانک داده‌های سایت PEER انتخاب و مقیاس‌سازی آن‌ها انجام گرفت. این مطالعه با فرض این که سازه در منطقه با پهنه خطر نسبی زیاد زلزله ( $A = 0.3$ )، ساختمانی زمین از نوع خاک خیلی متراکم با سنگ سست و با سرعت موج برشی برابر ۳۷۵ الی ۷۵۰ متر بر مجذور ثانیه و طبقه‌بندی زمین نوع II براساس استاندارد ۲۸۰۰ قرار دارد، انجام شده است. پس از انتخاب و مقیاس کردن شتاب‌نگاشت‌ها، تحلیل دینامیکی غیرخطی قاب‌ها با استفاده از رکوردهای موردنظر انجام شد. ضرایب مقیاس رکوردهای مختلف شتاب‌نگاشت‌ها برای سازه‌های مختلف ۳، ۶، ۹ و ۱۲ طبقه بر حسب زمان تناوب اصلی محاسبه گردید. این ضرایب در آنالیزهای غیرخطی برحسب رکوردهای مختلف در نرم‌افزار وارد شده و تحلیل قاب‌ها انجام گرفت. مطابق دستورالعمل بهسازی سازه‌های موجود، میانگین نتایج تحلیل در ارزیابی لرزه‌ای قاب‌ها، مورد استفاده قرار گرفت. نمودار رکوردهای زلزله انتخاب‌شده و طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ در شکل (۷) نشان داده شده است.

ضرایب مقیاس رکوردهای مختلف شتاب‌نگاشت‌ها برای سازه‌های مختلف ۳، ۶، ۹ و ۱۲ طبقه بر حسب زمان تناوب اصلی سازه‌ها محاسبه و در جدول (۱) نشان داده شده است. این ضرایب در آنالیزهای غیرخطی برحسب رکوردهای مختلف شتاب‌نگاشت‌ها در نرم‌افزار اعمال و سپس سازه‌ها مورد تحلیل و ارزیابی قرار می‌گیرند. بر طبق جداول (۲) تا (۵) بیش‌ترین ضریب مقیاس به‌دست‌آمده برای زلزله سن فرناندو و سازه ۱۲ طبقه برابر ۸/۰۸ و کم‌ترین مقدار ضریب مقیاس برای زلزله لوما پریتا و سازه ۶ طبقه برابر با ۰/۹۱ محاسبه گردید.

مطابق شکل (۷) ضریب مقیاس برای شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده در این مطالعه به نحوی انتخاب شده است که طیف حاصل از هر شتاب‌نگاشت نباید از طیف طراحی استاندارد ۲۸۰۰ کمتر گردد. مطابق با استاندارد ۲۸۰۰ و بخش تحلیل‌های دو بعدی،

<sup>2</sup> Loma Beta

<sup>1</sup> San Fernando



شکل ۷- نمودار رکورد زلزله‌های انتخابی مقیاس‌نشده و طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰

پاسخ اجزای سازه در برابر نیروهای ثقلی و جانبی ناشی از رکوردهای زلزله‌های مقیاس‌شده، محاسبه و با حد مجاز مطابق نشریه ۳۶۰ در سطح عملکرد مورد نظر مقایسه شد. مقادیر تغییرشکل‌های غیر ارتجاعی با سه نسبت قابلیت استفاده بی‌وقفه<sup>۱</sup> (IO)، ایمنی جانی<sup>۲</sup> (LS) و آستانه فروپاشی<sup>۳</sup> (CP) اندازه‌گیری و نمایش داده شد. برای هر یک از تیر و ستون‌های قاب‌های مورد مطالعه با نسبت قابلیت استفاده بی‌وقفه بزرگ‌تر از ۱، مفاصل پلاستیک در عضو مورد نظر تشکیل شده و اجزاء وارد ناحیه رفتار غیرخطی شده‌اند. همچنین چنان‌چه نسبت ایمنی جانی بزرگ‌تر از مقدار ۱ حاصل شد، تغییرشکل‌های پلاستیک، فراتر از سطح عملکرد ایمنی جانی تعیین شده آئین‌نامه می‌باشد.

نتایج مقایسه‌ای سطوح عملکرد و تغییر مکان نسبی طبقات در ۱۶ قاب مورد مطالعه، در نمودارهای شکل (۸) تا (۱۱) نشان داده شده است که در ادامه به بحث و بررسی نتایج به‌دست‌آمده در این پژوهش پرداخته می‌شود.

مرحله مقیاس کردن شتاب‌نگاشت به میزان حداکثر و الزام تبدیل مقدار PGA شتاب‌نگاشت بزرگ‌تر، به مقدار 1g، همانند تحلیل‌های سه‌بعدی، مصداق نداشته و مراحل کار به صورت گام‌های زیر می‌باشد:

- از هر زوج شتاب‌نگاشت آن شتاب‌نگاشت را که PGA بزرگ‌تری دارد انتخاب می‌نمائیم.
  - طیف شتاب‌نگاشت با میرایی ۵ درصد استخراج می‌شود.
  - در محدوده 0.2T الی 1.5T، طیف حاصل از شتاب‌نگاشت نباید از طیف طرح کم‌تر شود.
- ضریبی که مطابق گام‌های فوق به دست می‌آید، به عنوان ضریب مقیاس در نرم‌افزار اعمال می‌گردد.

۶- نتایج تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی قاب‌های مورد مطالعه در مطالعه حاضر به منظور ارزیابی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های با اعضای زانویی کمانش‌تاب، ۱۶ قاب با ویژگی‌هایی که پیش‌تر بیان شد، در محیط نرم افزار PERFORM مدل‌سازی گردید. میانگین

<sup>3</sup> Collapse Prevention

<sup>1</sup> Immediate Occupancy

<sup>2</sup> Life Safety

جدول ۱- مشخصات رکورد شتاب‌نگاشت‌ها و ضرایب مقیاس مورد استفاده برای قاب‌های مدل‌سازی شده

شماره رکورد	نام رکورد زلزله	سال وقوع	بزرگا	سرعت موج برشی (m/s)	ضریب مقیاس شتاب‌نگاشت برای قاب ۳ طبقه	ضریب مقیاس شتاب‌نگاشت برای قاب ۶ طبقه	ضریب مقیاس شتاب‌نگاشت برای قاب ۹ طبقه	ضریب مقیاس شتاب‌نگاشت برای قاب ۱۲ طبقه
۱	"Cape Mendocino"	۱۹۹۲	۷/۰۱	۴۵۹/۰۴	۱/۰۶	۱/۰۶	۱/۰۶	۱/۰۲
۲	"Irpinia_Italy-01"	۱۹۸۰	۶/۹	۶۴۹/۶۷	۳/۲۵	۳/۲۵	۳/۲۵	۲/۳۲
۳	"Kobe_Japan"	۱۹۹۵	۶/۹	۶۰۹	۰/۹۹	۱/۶۱	۱/۶۱	۱/۶۱
۴	"Loma Prieta"	۱۹۸۹	۶/۹۳	۵۹۴/۸۳	۰/۹۴	۰/۹۱	۱/۰۰	۱/۰۴
۵	"Manjil_Iran"	۱۹۹۰	۷/۳۷	۷۲۳/۹۵	۱/۱۵	۲/۰۷	۲/۰۷	۲/۰۷
۶	"Northridge-01"	۱۹۹۴	۶/۶۹	۵۰۸/۰۸	۱/۲۷	۱/۰۹	۱/۲۹	۱/۷۴
۷	"San Fernando"	۱۹۷۱	۶/۶۱	۴۵۰/۲۸	۲/۱۳	۳/۴۷	۵/۶۲	۸/۰۸
۸	"Tabas_Iran"	۱۹۷۸	۷/۳۵	۴۷۱/۵۳	۱/۳۶	۱/۷۴	۱/۷۴	۲/۰۰

با بزرگ‌تر شدن طول دهانه، افزایش یافته است که این موضوع به دلیل سختی جانبی کم‌تر قاب‌های با طول دهانه بزرگ‌تر می‌باشد.

۶-۲- نتایج تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی قاب‌های ۶ طبقه با دهانه‌های مختلف ۳، ۴، ۵ و ۶ متری در سطوح عملکرد IO.

#### CP و LS

شکل (۹) عملکرد اجزای قاب‌های ۶ طبقه با دهانه‌های مختلف ۳، ۴، ۵ و ۶ متری را در سطوح IO، LS و CP نشان می‌دهد. بر اساس این شکل علاوه بر اعضای زانویی، برای درصدی از تیرها و ستون‌ها، نسبت قابلیت استفاده بی‌وقفه بیش‌تر از مقدار ۱ به دست آمده است و این اجزاء دوران پلاستیک فراتر از حد مجاز عملکرد IO داشته‌اند. هم‌چنین در قاب‌های با دهانه ۴ متری، یکی از اعضای زانویی دارای نسبت ایمنی جانبی بیش‌تر از ۱ بوده است. تغییرمکان نسبی مجاز مطابق با استاندارد ۲۸۰۰ برابر ۲ درصد بوده و میانگین تغییرمکان نسبی طبقات تحت رکوردهای مقیاس در محدوده مجاز آئین‌نامه قرار گرفت. مشاهده می‌شود که بیش‌ترین مقدار تغییرمکان نسبی تحت رکوردهای زلزله مقیاس در قاب با دهانه ۶ متر و کم‌ترین مقدار آن در قاب با دهانه ۳ متر رخ داده است. هم‌چنین نتایج نشان می‌دهد که با بزرگ‌تر شدن

۶-۱- نتایج تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی قاب‌های ۳ طبقه با دهانه‌های مختلف ۳، ۴، ۵ و ۶ متری در سطوح عملکرد IO.

#### CP و LS

در شکل (۸) عملکرد اجزای سازه‌ای قاب‌های ۳ طبقه با دهانه‌های مختلف ۳، ۴، ۵ و ۶ متری در سطوح IO، LS و CP نشان داده شده است. در این شکل تعدادی از تیرها، ستون‌ها و اعضای زانویی کم‌انرژی‌تاب که عملکردی خارج از حدود مجاز آئین‌نامه داشته‌اند، به صورت درصد مشخص شده است. نتایج حاصل از تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی قاب‌های مورد نظر نشان داد که تعداد اعضاء با نسبت ایمنی جانبی بیش‌تر از عدد ۱ برابر صفر بوده و هیچ یک از اجزاء سطح عملکرد ایمنی جانبی را رد نکرده‌اند. هم‌چنین در این شکل میانگین تغییرمکان نسبی طبقات قاب‌های مختلف دارای ۳ طبقه در مقایسه با حد مجاز استاندارد ۲۸۰۰ نشان داده شده است. همان‌طور که در شکل (۸) مشاهده می‌شود، میانگین تغییرمکان نسبی طبقات قاب ۳ طبقه با دهانه‌های مختلف ۳، ۴، ۵ و ۶ متری همواره کم‌تر از حد مجاز استاندارد ۲۸۰۰ می‌باشد. از سوی دیگر نتایج نشان داد که میانگین تغییرمکان نسبی طبقات قاب‌های مورد مطالعه تحت رکوردهای مقیاس شده



دهانه میانگین تغییر مکان نسبی طبقات افزایش یافته و به حد مجاز آئین نامه نزدیک تر شده است.

### ۳-۶- نتایج تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی قاب های ۹ طبقه با دهانه های مختلف ۳، ۴، ۵ و ۶ متری در سطوح عملکرد IO، LS و CP

شکل (۱۰) عملکرد اجزای قاب های ۹ طبقه با دهانه های مختلف ۳، ۴، ۵ و ۶ متری را در سطوح IO، LS و CP نشان می دهد. بر اساس این شکل در قاب های ۹ طبقه علاوه بر مهاربندها، برای درصدی از تیرها و ستون ها نسبت قابلیت استفاده بی وقفه بیش تر از مقدار ۱ حاصل شده و دوران پلاستیکی فراتر از حد مجاز عملکرد IO داشته اند. همچنین در قاب های با دهانه ۴، ۵ و ۶ متر، یک عدد (۳ درصد) عضو زانویی دارای نسبت حد ایمنی جانی (LSR) بیش تر از ۱ بوده است. تغییر مکان نسبی مجاز مطابق با استاندارد ۲۸۰۰ برابر ۲ درصد بوده و میانگین تغییر مکان نسبی طبقات تحت رکوردهای مقیاس در محدوده مجاز آئین نامه بوده است. بیش ترین تغییر مکان نسبی تحت رکوردهای زلزله مقیاس در قاب با دهانه ۵ متر و کمترین تغییر مکان نسبی در قاب با دهانه ۳ متر اتفاق افتاده است.

### ۴-۶- نتایج تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی قاب های ۱۲ طبقه با دهانه های مختلف ۳، ۴، ۵ و ۶ متری در سطوح عملکرد IO، LS و CP

شکل (۱۱) عملکرد اجزای قاب های ۱۲ طبقه با دهانه های مختلف ۳، ۴، ۵ و ۶ متری را در سطوح IO، LS و CP نشان می دهد. بر اساس این شکل در قاب های ۱۲ طبقه علاوه بر اعضای زانویی، برای درصدی از تیرها و ستون ها، نسبت قابلیت استفاده بی وقفه بیش تر از مقدار ۱ حاصل شده و دوران پلاستیکی فراتر از حد مجاز عملکرد IO داشته اند. همچنین در قاب های با دهانه ۴ متر، یک عدد از اعضای زانویی دارای نسبت حد ایمنی جانی (LSR) بیش تر از عدد ۱ بوده است. تغییر مکان نسبی مجاز مطابق با استاندارد ۲۸۰۰ برابر ۲ درصد بوده است و میانگین تغییر مکان نسبی طبقات تحت رکوردهای مقیاس در محدوده مجاز آئین نامه

می باشد. بیش ترین تغییر مکان نسبی طبقات تحت رکوردهای زلزله مقیاس در قاب با دهانه ۵ متر و کمترین تغییر مکان نسبی در قاب با دهانه ۳ متر رخ داده است. همان طور که پیش تر بیان شد در مطالعه حاضر به منظور ارزیابی عملکرد لرزه ای قاب های با اعضای زانویی کماتش تاب، ۱۶ قاب در محیط نرم افزار PERFORM مدل سازی گردید. نتایج حاصل از این ارزیابی تحت ۸ رکورد زلزله مقیاس شده مطابق بر آیین نامه ۲۸۰۰ در شکل های (۸) تا (۱۱) نمایش داده شد. به طور کلی می توان نتایج این بخش را در دو دسته ارزیابی کلی قاب ها و ارزیابی موضعی مقاطع و اعضاء طبقه بندی نمود که در ادامه به آن پرداخته می شود.

### ۵-۶- ارزیابی کلی قاب های مورد مطالعه

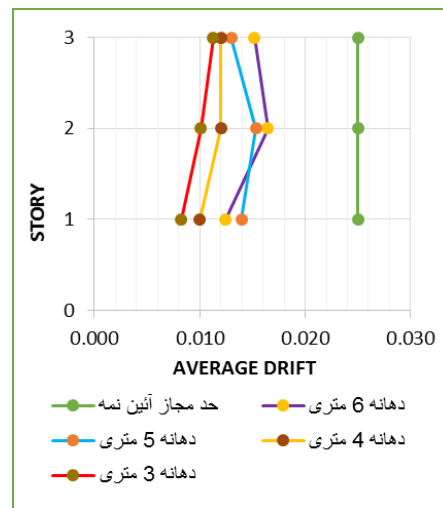
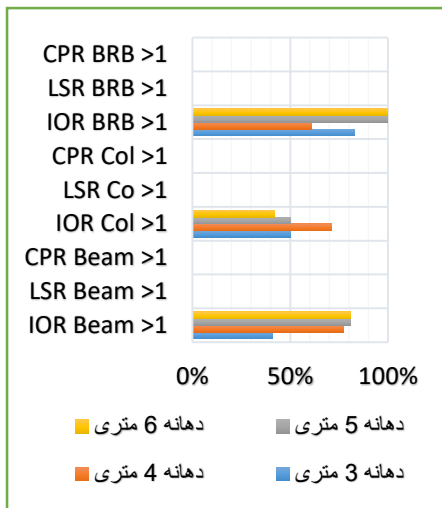
در این پژوهش به منظور ارزیابی کلی قاب های مورد مطالعه، تغییر مکان نسبی طبقات با مقادیر مجاز استاندارد ۲۸۰۰ مقایسه گردید. میانگین جابه جایی نسبی طبقات در قاب های مورد نظر، حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخیچه زمانی تحت ۸ رکورد زلزله مقیاس شده محاسبه گردید. نتایج حاصل از این مطالعه به شرح زیر است:

- ۱- در اجزای سازه اعم از تیرها و ستون های قاب های مورد مطالعه سطح عملکرد ایمنی جانی تامین شده است.
- ۲- تغییر مکان جانبی نسبی حداکثر طبقات در قاب های ۳، ۴، ۶، ۹، و ۱۲ طبقه به ترتیب برابر ۱/۶، ۱/۹، ۲ و ۱/۹ درصد محاسبه شد که در تمامی موارد در محدوده مجاز تعیین شده توسط آئین نامه قرار گرفته است.

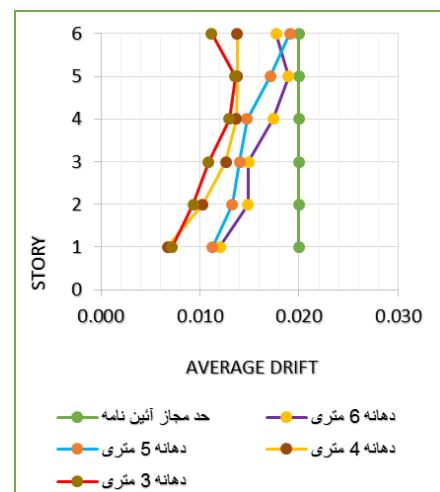
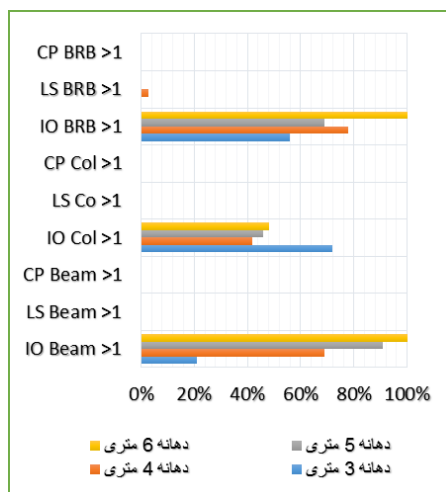
### ۶-۶- ارزیابی موضعی مقاطع و اعضاء

در این مطالعه ارزیابی موضعی اعضاء (دوران های پلاستیک) بر اساس روش دستورالعمل بهسازی لرزه ای ساختمان های موجود (نشریه ۳۶۰) انجام گرفت. برای پاسخ اجزای قاب ها تحت ۸ رکورد زلزله مقیاس شده، میانگین مقادیر لحاظ شد و نتایج حاصل از این بررسی به شرح زیر می باشد:

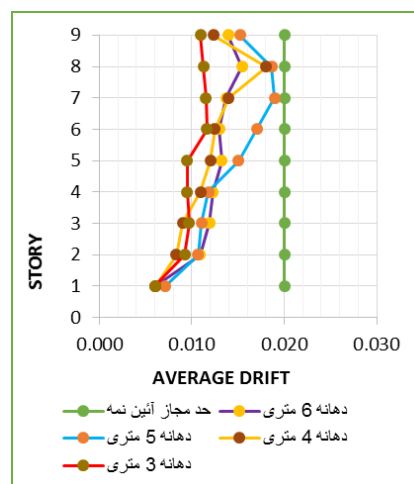
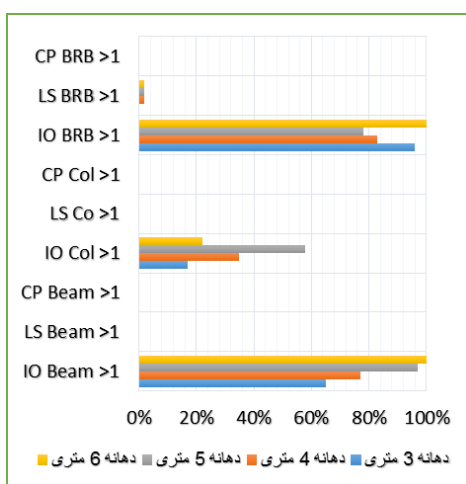
- ۱- برای تیرها و ستون های قاب های ۳ طبقه به صورت میانگین به ترتیب، در ۷۰ درصد و ۵۳ درصد گره ها خارج از مکانیسم



شکل ۸- مقایسه سطوح عملکرد اجزای سازه‌ای و نتایج تغییر مکان نسبی طبقات قاب‌های ۳ طبقه با طول دهانه ۳، ۴، ۵ و ۶ متری

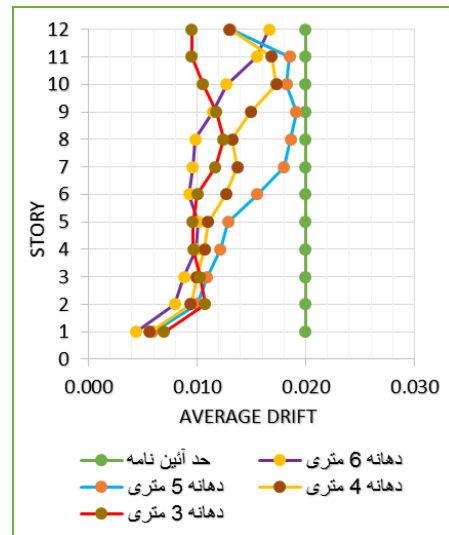
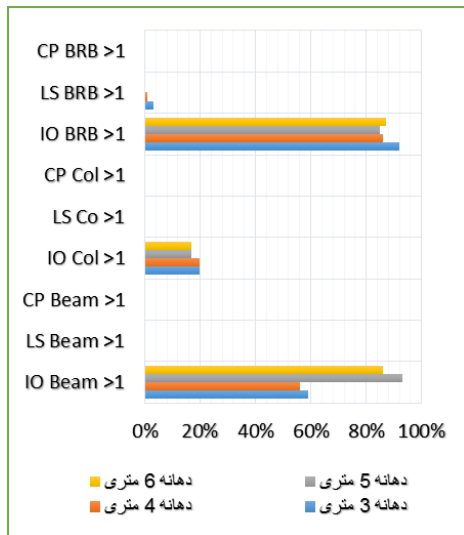


شکل ۹- مقایسه سطوح عملکرد اجزای سازه‌ای و نتایج تغییر مکان نسبی طبقات قاب‌های ۶ طبقه با طول دهانه ۳، ۴، ۵ و ۶ متری



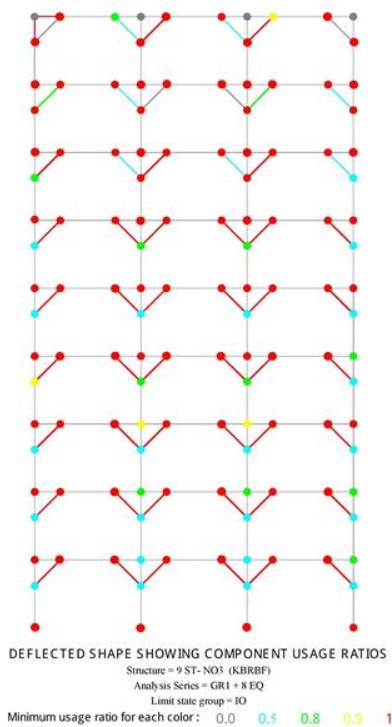
شکل ۱۰- مقایسه سطوح عملکرد اجزای سازه‌ای و نتایج تغییر مکان نسبی طبقات قاب‌های ۹ طبقه با طول دهانه ۳، ۴، ۵ و ۶ متری





شکل ۱۱- مقایسه سطوح عملکرد اجزای سازه‌ای و نتایج تغییر مکان نسبی طبقات قاب‌های ۱۲ طبقه و طول دهانه ۳، ۴، ۵ و ۶ متری

برای نمونه، محل تشکیل مفاصل پلاستیک در تیرها و ستون‌ها و همچنین خروج عضو زانویی کم‌انحراف از سطح عملکرد ایمنی جانی برای قاب ۹ طبقه به ترتیب در شکل‌های (۱۲) و (۱۳) نشان داده شده است.



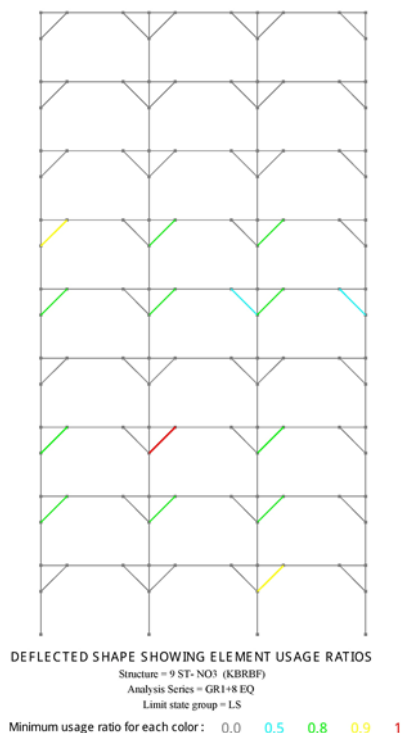
شکل ۱۲- تشکیل مفاصل پلاستیک در قاب ۹ طبقه در سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه (IO)

تسلیم تعریف شده مفصل پلاستیک تشکیل گردید اما سطح ایمنی جانی در اجزای قاب‌ها اعم از تیرها، ستون‌ها و اعضای زانویی حفظ شد. در این قاب‌ها حد آستانه ایمنی جانی به صورت کلی تامین گردید.

۲- برای تیرها و ستون‌های قاب‌های ۶ طبقه به ترتیب، ۷۱ درصد و ۵۲ درصد از گره‌ها خارج از مکانیسم تسلیم انتخابی، مفصل پلاستیک تشکیل شد. در قاب با دهانه ۴ متری یک عضو زانویی از سطح عملکرد LS خارج شد اما حد آستانه CP را رد نکرد. بقیه اجزای سازه سطح عملکرد ایمنی جانی را حفظ کردند. لذا حد آستانه ایمنی جانی به صورت کلی در این قاب‌ها حفظ شده است.

۳- برای تیرها و ستون‌های قاب ۹ طبقه به ترتیب، به صورت میانگین در ۸۵ درصد و ۳۸ درصد گره‌ها، خارج از مکانیسم تسلیم انتخابی، مفصل پلاستیک تشکیل شد. هم‌چنین در هر یک از قاب‌های با دهانه ۴، ۵ و ۶ متری، یک عضو زانویی کم‌انحراف از سطح عملکرد ایمنی جانی خارج اما حد آستانه فروریزش را رد نکرد. بقیه اجزای سازه‌ها سطح عملکرد ایمنی جانی را حفظ کردند. لذا حد آستانه ایمنی جانی به صورت کلی در این قاب‌ها حفظ شده است.

۴- برای تیرها و ستون‌های قاب ۱۲ طبقه به ترتیب، در ۷۴ درصد و ۱۹ درصد گره‌ها، خارج از مکانیسم تسلیم تعریف شده، مفصل پلاستیک تشکیل شد. در هر یک از قاب‌های با دهانه ۳ و ۴ متر، یک عضو زانویی کمانش تاب حد عملکرد ایمنی جانی را رد کرد. با توجه به این که بقیه اجزای سازه‌ها حد عملکرد ایمنی جانی را حفظ کردند، لذا حد آستانه ایمنی جانی به صورت کلی در این قاب‌ها حفظ شده است.



شکل ۱۳- خروج یک عضو زانویی از سطح عملکرد ایمنی جانی (LS) در قاب ۹ طبقه

#### ۷- نتیجه‌گیری

در این مقاله عملکرد لرزه‌ای قاب‌های با اعضای زانویی کمانش تاب مورد بررسی و ارزیابی قرار گرفت. در این راستا ۱۶ قاب در محیط نرم افزار PERFORM مدل‌سازی گردید. به منظور ارزیابی لرزه‌ای قاب‌ها از روش تحلیل دینامیکی غیرخطی استفاده شد. بدین منظور ۸ رکورد زلزله مطابق با روش استاندارد ۲۸۰۰ انتخاب و مقیاس‌سازی رکوردها انجام شد. پس از تحلیل قاب‌ها، ارزیابی لرزه‌ای، مطابق دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای

(نشریه ۳۶۰) انجام گرفت. خلاصه نتایج به دست آمده در این مقاله را می‌توان به شرح زیر بیان نمود:

۱- با مطالعه اثرات ترکیب بارهای ثقلی و جانبی ناشی از رکوردهای شتاب‌نگاشت مقیاس شده بر سازه‌های با اعضای زانویی کمانش تاب مشاهده می‌شود که بر خلاف مکانیسم تسلیم انتخابی در تیرها و ستون‌های این سازه‌ها غالباً مفصل پلاستیک تشکیل شده و این اجزاء تحت بارهای وارده رفتار غیرارتجاعی از خود نشان می‌دهند. این اثر ناشی از وجود اعضای کوتاه کمانش تاب می‌باشد. وجود اعضای زانویی در قاب‌ها و اثرات بار زلزله، باعث ایجاد نیروهای نقطه‌ای و لنگرهای بزرگ در اجزای تیر و ستون قاب‌ها شده و علی‌رغم وجود اعضای زانویی کمانش تاب به عنوان حلقه شکل‌پذیر، رفتار غیرارتجاعی در اجزای تیر و ستون در قاب‌ها غالباً اتفاق می‌افتد.

۲- در مقاله حاضر مقدار جابه‌جایی نسبی جانبی طبقات قاب‌های مورد مطالعه در حد مجاز استاندارد ۲۸۰۰ به دست آمد. نتایج نشان داد که در قاب‌های با تعداد طبقات کم‌تر تغییر مکان نسبی قاب مقدار کم‌تری به دست آمده و با حد مجاز استاندارد فاصله بیشتری داشته است. این در حالی است که با افزایش تعداد طبقات و فاصله دهانه قاب‌ها مقدار تغییر مکان نسبی حاصله بیشتر و نزدیک به حد مجاز آئین‌نامه بوده است که این موضوع به دلیل سختی جانبی بیشتر قاب‌های با تعداد طبقات و طول دهانه کم‌تر می‌باشد.

۳- بررسی‌ها نشان داد که اغلب اعضاء از جمله تیرها، ستون‌ها و اعضای زانویی کمانش تاب از حد مجاز عملکرد ایمنی جانی (LS) رد نشده‌اند، لذا می‌توان نتیجه گرفت صرفاً با لحاظ سطوح عملکرد ساختمان مطابق تعریف ارائه شده در نشریه ۳۶۰، قاب‌های دوبعدی مورد مطالعه سطح عملکرد ایمنی جانی (LS) را تحت زلزله مبنا حفظ می‌کنند.

۴- در پیکربندی اعضای کوتاه زانویی کمانش تاب به صورت کلی این موضوع قابل توجه است که عملکرد لرزه‌ای این نوع سیستم‌ها عمدتاً به ظرفیت تغییر شکل اعضای زانویی بستگی دارد. در نتیجه

Mongkut's University of Technology Thonburi, Bangkok.

[8] Leelataviwat, S., Suksan, B., Srechai, J. and Wanitchai, P. (2011), "Seismic Behavior and Design of Knee-Braced Moment Frames", *Journal of Structural Engineering*, pp. 579-588.

[9] Farokhi, B. and Bazvand, A. (2014), "Seismic Performance Evaluation of Steel Knee-Braced Moment Frames", *Academia Arena*, pp. 1-8.

[10] TahamouliRoudsari, M., Torkaman, M. and Soroush, F. (2020), "Experimental and numerical investigation of axial load effects on the seismic behavior of steel moment-resisting frames and buckling-restrained knee-braced frames", *Asian Journal of Civil Engineering*, pp. 449-461.

[11] Munkhunur, T., Tagawa, H. and Chen, X. (2022). "Steel rigid beam-to-column connections strengthened by buckling-restrained knee braces using round steel core bar dampers", *Engineering Structures* 250, No. 113431.

[12] Huang, Y.C. and Tsai, K.C. (2002), "Experimental Response of Large Scale Buckling-Restrained Braced Frames", Report No. CEER/R91-03, National Taiwan University, Taipei (in Chinese).

[13] Sahoo, D.R. and Chao, S.H. (2010), "Performance-Based Plastic Design Method for Buckling-Restrained Braced Frames", *Journal of Engineering Structures*, pp. 2950-2958.

[14] Lopez, W.A. and Sabelli, R. (2004), "Seismic Design of Buckling-Restrained Braced Frames," Technical Report, Steel TIPS, Available: [www.steeltips.org](http://www.steeltips.org).

[15] Merritt, S., Uang, C.M. and Benzoni, G. (2003), "Subassembly Testing of Corebrace Buckling-Restrained Brace", Report No. TR-2003/01, University of California, San Diego, California.

[16] Leelataviwat, S., Doung, P. and Naiyana, N. (2021), "A Review on Performance-Based Plastic Design Method: Concept and Recent Developments", *International Workshop on Energy-Based Seismic Engineering*, pp. 103-116.

داشتن ظرفیت تغییرشکل زیاد اعضای کوتاه زانویی کمانش تاب، می‌تواند پاسخ کلی بهتری را برای سازه فراهم نماید.

۵- در مقاله حاضر از تحلیل دینامیکی غیرخطی به منظور بررسی قاب‌های مذکور استفاده شد. از آنجایی که ضریب رفتار این نوع سیستم سازه‌ای مشخصا در آئین‌نامه ایران تبیین نشده است، بنابراین بررسی دقیق و ارزیابی ضریب رفتار سازه‌های مهاربند زانویی کمانش‌تاب ضروری به نظر می‌رسد.

#### ۹- مراجع

[1] Junda, E., Leelataviwat S. and Doung, P. (2018), "Cyclic testing and performance evaluation of buckling-restrained knee-braced frames", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 148, pp. 154-164.

[2] Uang, C., Bondad, D. and Lee, C.H. (1998), "Cyclic performance of haunch repaired steel moment connections: experimental testing and analytical modeling", *Engineering Structures*, Vol. 20, No. 4-6, pp. 552-561.

[3] Torabi, A. and Maheri, M. (2017), "Seismic Repair and Retrofit of RC Beam-Column Joints Using Stiffened Steel Plates", *Iranian Journal of Science and Technology*, Vol. 41, No. 1, pp. 13-26.

[4] Hsu, H. and Halim, H. (2018), "Brace performance with steel curved dampers and amplified deformation mechanisms", *Engineering Structures*, Vol. 175, pp. 628-644.

[5] Hsu, H. and Halim, H. (2017), "Improving seismic performance of framed structures with steel curved dampers", *Engineering Structures*, Vol. 130, pp. 99-111.

[6] Abbasmaram, N. and Zahrai, S.M. (2021), "Numerical study of arch corner brace segments in simple steel frames to provide seismic resisting system", *Amirkabir Journal of Civil Engineering*, Vol. 53, No. 2, pp. 687-706.

[7] Junda, E. (2011), "Dynamic Response of Knee Braced Moment Frames with Partially Restrained Connections under Earthquake Excitations", Department of Civil Engineering, King



جدول ۳- مقاطع و اجزای قاب با اعضای زانویی ۶ طبقه و

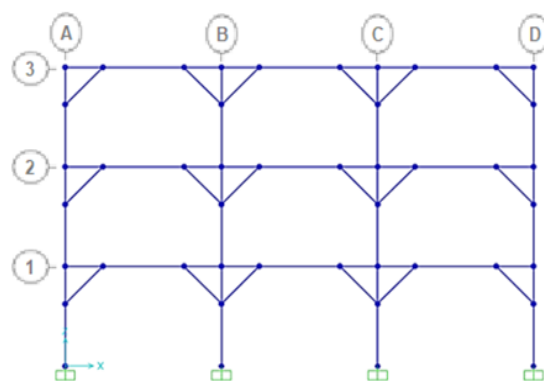
دهانه ۳ متر

مقطع عضو زانویی راست	مقطع عضو زانویی چپ	تیب عضو زانویی	مقطع ستون	تیب ستون	مقطع تیر	تیب تیر
-	KBRB 1.5 in <sup>2</sup>	A1	HE220 B	A1	IPE 270	AB-1
KBRB 1.5 in <sup>2</sup>	KBRB 2 in <sup>2</sup>	B1	HE260 B	B1	IPE 240	BC-1
KBRB 2 in <sup>2</sup>	KBRB 1.5 in <sup>2</sup>	C1	HE260 B	C1	IPE 270	CD-1
KBRB 1.5 in <sup>2</sup>	-	D1	HE220 B	D1	IPE 300	AB-2
-	KBRB 1.5 in <sup>2</sup>	A2	HE220 B	A2	IPE 270	BC-2
KBRB 1.5 in <sup>2</sup>	KBRB 1.5 in <sup>2</sup>	B2	HE260 B	B2	IPE 300	CD-2
KBRB 1.5 in <sup>2</sup>	KBRB 1.5 in <sup>2</sup>	C2	HE260 B	C2	IPE 270	AB-3
KBRB 1.5 in <sup>2</sup>	-	D2	HE220 B	D2	IPE 240	BC-3
-	KBRB 1.5 in <sup>2</sup>	A3	HE200 B	A3	IPE 270	CD-3
KBRB 1.5 in <sup>2</sup>	KBRB 1.5 in <sup>2</sup>	B3	HE220 B	B3	IPE 240	AB-4
KBRB 1.5 in <sup>2</sup>	KBRB 1.5 in <sup>2</sup>	C3	HE220 B	C3	IPE 240	BC-4
KBRB 1.5 in <sup>2</sup>	-	D3	HE200 B	D3	IPE 240	CD-4
-	KBRB 1.5 in <sup>2</sup>	A4	HE180 B	A4	IPE 220	AB-5
KBRB 1.5 in <sup>2</sup>	KBRB 1.5 in <sup>2</sup>	B4	HE220 B	B4	IPE 220	BC-5
KBRB 1.5 in <sup>2</sup>	KBRB 1.5 in <sup>2</sup>	C4	HE220 B	C4	IPE 220	CD-5
KBRB 1.5 in <sup>2</sup>	-	D4	HE180 B	D4	IPE 220	AB-6
-	KBRB 1.5 in <sup>2</sup>	A5	HE160 B	A5	IPE 200	BC-6
KBRB 1.5 in <sup>2</sup>	KBRB 1.5 in <sup>2</sup>	B5	HE180 B	B5	IPE 220	CD-6
KBRB 1.5 in <sup>2</sup>	KBRB 1.5 in <sup>2</sup>	C5	HE180 B	C5		
KBRB 1.5 in <sup>2</sup>	-	D5	HE160 B	D5		
-	KBRB 1 in <sup>2</sup>	A6	HE140 B	A6		
KBRB 1.5 in <sup>2</sup>	KBRB 1.5 in <sup>2</sup>	B6	HE140 B	B6		
KBRB 1.5 in <sup>2</sup>	KBRB 1.5 in <sup>2</sup>	C6	HE140 B	C6		
-	KBRB 1 in <sup>2</sup>	D6	HE140 B	D6		

[17] Rutherford and Chekene, (2011), "Perform nonlinear component modelling of star seismic powercat BRBs", Report to Star Seismic LLC, Star Seismic, LLC.

۸- پیوست

در این بخش مشخصات مقاطع قاب‌های مورد مطالعه با تعداد طبقات مختلف و دهانه ۳ متری به ترتیب در جداول (۲) تا (۵) (مندرج در صفحه ۷۴) آورده شده است. نحوه نام‌گذاری اعضاء مطابق با شکل (۱۴) می‌باشد.



شکل ۱۴- فرم شماتیک نام‌گذاری مقاطع و اعضای قاب‌ها

جدول ۲- مقاطع و اجزای قاب با اعضای زانویی ۳ طبقه و دهانه ۳ متر

مقطع عضو زانویی راست	مقطع عضو زانویی چپ	تیب عضو زانویی	مقطع ستون	تیب ستون	مقطع تیر	تیب تیر
-	KBRB 1.5 in <sup>2</sup>	A-1	HE180B	A-1	IPE 270	AB-1
KBRB 1.5 in <sup>2</sup>	KBRB 2 in <sup>2</sup>	B-1	HE220B	B-1	IPE 240	BC-1
KBRB 2 in <sup>2</sup>	KBRB 1.5 in <sup>2</sup>	C-1	HE220B	C-1	IPE 270	CD-1
KBRB 1.5 in <sup>2</sup>	-	D-1	HE180B	D-1	IPE 240	AB-2
-	KBRB 1.5 in <sup>2</sup>	A-2	HE180B	A-2	IPE 240	BC-2
KBRB 1.5 in <sup>2</sup>	KBRB 1.5 in <sup>2</sup>	B-2	HE200B	B-2	IPE 240	CD-2
KBRB 1.5 in <sup>2</sup>	KBRB 1.5 in <sup>2</sup>	C-2	HE200B	C-2	IPE 220	AB-3
KBRB 1.5 in <sup>2</sup>	-	D-2	HE180B	D-2	IPE 200	BC-3
-	KBRB 1 in <sup>2</sup>	A-3	HE160B	A-3	IPE 220	CD-3
KBRB 1.5 in <sup>2</sup>	KBRB 1.5 in <sup>2</sup>	B-3	HE180B	B-3		
KBRB 1.5 in <sup>2</sup>	KBRB 1.5 in <sup>2</sup>	C-3	HE180B	C-3		
-	KBRB 1.5 in <sup>2</sup>	D-3	HE160B	D-3		



جدول ۴- مقاطع و اجزای قاب با اعضای زانویی ۹ طبقه و

دهانه ۳ متر

مقطع عضو زانویی راست	مقطع عضو زانویی چپ	تیپ عضو زانویی	مقطع ستون	تیپ ستون	مقطع تیر	تیپ تیر
-	KBRB 2 in2	A1	HE280 B	A1	IPE 270	AB-1
KBRB 1.5 in2	KBRB 1.5 in2	B1	HE300 B	B1	IPE 240	BC-1
KBRB 2 in2	KBRB 1.5 in2	C1	HE300 B	C1	IPE 270	CD-1
KBRB 2 in2	-	D1	HE280 B	D1	IPE 300	AB-2
-	KBRB 2 in2	A2	HE260 B	A2	IPE 300	BC-2
KBRB 2 in2	KBRB 2 in2	B2	HE300 B	B2	IPE 300	CD-2
KBRB 2 in2	KBRB 2 in2	C2	HE300 B	C2	IPE 300	AB-3
KBRB 2 in2	-	D2	HE260 B	D2	IPE 270	BC-3
-	KBRB 2 in2	A3	HE240 B	A3	IPE 300	CD-3
KBRB 1.5 in2	KBRB 2 in2	B3	HE280 B	B3	IPE 270	AB-4
KBRB 2 in2	KBRB 2 in2	C3	HE280 B	C3	IPE 270	BC-4
KBRB 2 in2	-	D3	HE240 B	D3	IPE 270	CD-4
-	KBRB 2 in2	A4	HE220 B	A4	IPE 240	AB-5
KBRB 1.5 in2	KBRB 1.5 in2	B4	HE260 B	B4	IPE 240	BC-5
KBRB 1.5 in2	KBRB 1.5 in2	C4	HE260 B	C4	IPE 240	CD-5
KBRB 1.5 in2	-	D4	HE220 B	D4	IPE 240	AB-6
-	KBRB 1.5 in2	A5	HE220 B	A5	IPE 240	BC-6
KBRB 1.5 in2	KBRB 1.5 in2	B5	HE240 B	B5	IPE 240	CD-6
KBRB 1.5 in2	KBRB 2 in2	C5	HE240 B	C5	IPE 220	AB-7
KBRB 1.5 in2	-	D5	HE220 B	D5	IPE 220	BC-7
-	KBRB 1.5 in2	A6	HE200 B	A6	IPE 220	CD-7
KBRB 1.5 in2	KBRB 1.5 in2	B6	HE220 B	B6	IPE 220	AB-8
KBRB 1.5 in2	KBRB 1.5 in2	C6	HE220 B	C6	IPE 200	BC-8
KBRB 1.5 in2	-	D6	HE200 B	D6	IPE 220	CD-8
-	KBRB 1.5 in2	A7	HE180 B	A7	IPE 200	AB-9
KBRB 1.5 in2	KBRB 1.5 in2	B7	HE200 B	B7	IPE 180	BC-9
KBRB 1.5 in2	KBRB 1.5 in2	C7	HE200 B	C7	IPE 200	CD-9
KBRB 1.5 in2	-	D7	HE180 B	D7	IPE 200	
-	KBRB 1.5 in2	A8	HE160 B	A8	IPE 220	
KBRB 1.5 in2	KBRB 1.5 in2	B8	HE180 B	B8	IPE 220	
KBRB 1.5 in2	KBRB 1.5 in2	C8	HE180 B	C8	IPE 200	
KBRB 1.5 in2	-	D8	HE160 B	D8	IPE 200	
-	KBRB 1 in2	A9	HE140 B	A9	IPE 200	
KBRB 1 in2	KBRB 1 in2	B9	HE160 B	B9	IPE 200	
KBRB 1 in2	KBRB 1 in2	C9	HE160 B	C9	IPE 180	
-	KBRB 1 in2	D9	HE140 B	D9	IPE 200	
-	-	A10	HE160 B	A10		

جدول ۵- مقاطع و اجزای قاب با اعضای زانویی ۱۲ طبقه و

دهانه ۳ متر

مقطع عضو زانویی راست	مقطع عضو زانویی چپ	تیپ عضو زانویی	مقطع ستون	تیپ ستون	مقطع تیر	تیپ تیر
-	KBRB 1.5 in2	A1	HE280B	A1	IPE 270	AB -1
KBRB 1.5 in2	KBRB 1.5 in2	B1	HE340B	B1	IPE 270	BC -1
KBRB 1.5 in2	KBRB 1.5 in2	C1	HE340B	C1	IPE 270	CD -1
-	-	D1	HE280B	D1	IPE 300	AB -2
-	KBRB 2 in2	A2	HE280B	A2	IPE 300	BC -2
KBRB 2 in2	KBRB 2 in2	B2	HE340B	B2	IPE 300	CD -2
KBRB 2 in2	KBRB 2 in2	C2	HE340B	C2	IPE 300	AB -3
-	KBRB 2 in2	D2	HE280B	D2	IPE 270	BC -3
-	-	A3	HE280B	A3	IPE 300	CD -3
KBRB 2 in2	KBRB 2 in2	B3	HE320B	B3	IPE 270	AB -4
KBRB 2 in2	KBRB 2 in2	C3	HE320B	C3	IPE 270	BC -4
-	KBRB 2 in2	D3	HE280B	D3	IPE 270	CD -4
-	-	A4	HE260B	A4	IPE 270	AB -5
KBRB 2 in2	KBRB 2 in2	B4	HE280B	B4	IPE 270	BC -5
KBRB 2 in2	KBRB 2 in2	C4	HE280B	C4	IPE 270	CD -5
-	KBRB 2 in2	D4	HE260B	D4	IPE 240	AB -6
-	-	A5	HE240B	A5	IPE 240	BC -6
KBRB 2 in2	KBRB 2 in2	B5	HE280B	B5	IPE 240	CD -6
KBRB 2 in2	KBRB 2 in2	C5	HE280B	C5	IPE 240	AB -7
-	KBRB 2 in2	D5	HE240B	D5	IPE 240	BC -7
-	-	A6	HE240B	A6	IPE 240	CD -7
KBRB 1.5 in2	KBRB 1.5 in2	B6	HE280B	B6	IPE 240	AB -8
KBRB 1.5 in2	KBRB 1.5 in2	C6	HE280B	C6	IPE 240	BC -8
-	KBRB 1.5 in2	D6	HE240B	D6	IPE 240	CD -8
-	-	A7	HE220B	A7	IPE 220	AB -9
KBRB 1.5 in2	KBRB 1.5 in2	B7	HE240B	B7	IPE 240	BC -9
KBRB 1.5 in2	KBRB 1.5 in2	C7	HE240B	C7	IPE 220	CD -9
-	KBRB 1.5 in2	D7	HE220B	D7	IPE 220	AB -10
-	-	A8	HE220B	A8	IPE 220	BC -10
KBRB 1.5 in2	KBRB 1.5 in2	B8	HE240B	B8	IPE 220	CD -10
KBRB 1.5 in2	KBRB 1.5 in2	C8	HE240B	C8	IPE 200	AB -11
-	KBRB 1.5 in2	D8	HE220B	D8	IPE 200	BC -11
-	-	A9	HE180B	A9	IPE 200	CD -11
KBRB 1.5 in2	KBRB 1.5 in2	B9	HE220B	B9	IPE 200	AB -12
KBRB 1.5 in2	KBRB 1.5 in2	C9	HE220B	C9	IPE 180	BC -12
-	KBRB 1.5 in2	D9	HE180B	D9	IPE 200	CD -12
-	-	A10	HE160B	A10		



B10	HE180B	B10	KBRB 1.5 in <sup>2</sup>	KBRB 1.5 in <sup>2</sup>
C10	HE180B	C10	KBRB 1.5 in <sup>2</sup>	KBRB 1.5 in <sup>2</sup>
D10	HE160B	D10	-	KBRB 1.5 in <sup>2</sup>
A11	HE160B	A11	KBRB 1 in <sup>2</sup>	-
B11	HE180B	B11	KBRB 1 in <sup>2</sup>	KBRB 1 in <sup>2</sup>
C11	HE180B	C11	KBRB 1 in <sup>2</sup>	KBRB 1 in <sup>2</sup>
D11	HE160B	D11	-	KBRB 1 in <sup>2</sup>
A12	HE160B	A12	KBRB 1 in <sup>2</sup>	-
B12	HE160B	B12	KBRB 1 in <sup>2</sup>	KBRB 1 in <sup>2</sup>
C12	HE160B	C12	KBRB 1 in <sup>2</sup>	KBRB 1 in <sup>2</sup>
D12	HE160B	D12	-	KBRB 1 in <sup>2</sup>





http://journaliss.ir

## ارزیابی خسارت تجمعی سازه‌های فولادی تحت زمین‌لرزه‌های حوزه دور و نزدیک با استفاده از شاخص‌های خسارت پارک-آنگ و کرتزیگ

حمیدرضا دهقان نیری<sup>۱</sup>، محمدحسین رزمخواه<sup>۲</sup>، محسن گرامی<sup>۳\*</sup>، رضا وهدانی<sup>۳</sup>

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد زلزله، دانشکده عمران، دانشگاه سمنان، ایران

۲- دانشجوی دکتری زلزله، دانشکده عمران، دانشگاه سمنان، ایران

۳- هیات علمی دانشکده عمران، دانشگاه سمنان، ایران

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

### چکیده

از کارهای تجربی و مطالعات تحلیلی کاملاً اثبات شده است که پارامترهای مقاومت و سختی المان‌ها و سازه در طی بارگذاری چرخه‌ای ناشی از ماهیت دینامیکی تحریک‌های لرزه‌ای، روبه‌زوال می‌رود. تأثیر هم‌زمان بزرگی پاسخ سیستم و تعداد چرخه‌های بارگذاری با قوانین خسارت تجمعی بیان می‌شود؛ به عبارت دیگر تغییر شکل‌های فعلی یک المان یا سازه بستگی به تجمع آسیب در همه نوسانات گذشته دارد که در حافظه سیستم باقی مانده است. تحلیل و طراحی سازه‌ها بر پایه عملکردی و شاخه پایش سلامت سازه‌ها به داشتن تصویری روشن از مقدار خسارت‌های احتمالی در سطوح مختلف خطر منجر شده است و در چند دهه اخیر توجه محققین بسیاری را به این حوزه جلب کرده است تا با توسعه روش‌های مختلف ارزیابی آسیب‌پذیری قدمی مؤثر در جلوگیری از فروپاشی سازه‌های مهندسی و رخداد فجایع انسانی برداشته شود. در این پژوهش به بررسی ارزیابی خسارت تجمعی سازه‌های فولادی تحت زمین‌لرزه‌های حوزه دور و نزدیک با استفاده از شاخص‌های خسارت پارک-آنگ و کرتزیگ پرداخته شده است. دو سیستم سازه‌ای قاب خمشی فولادی ویژه و سیستم دوگانه فولادی (قاب خمشی فولادی ویژه و مهاربند همگرای ویژه) با تعداد طبقات ۸، ۱۵ و ۲۳ مورد مطالعه و بررسی قرار گرفت. نتایج این پژوهش نشان می‌دهد که شاخص خسارت کرتزیگ مقادیر آسیب بیشتری را نسبت به شاخص خسارت پارک-آنگ برای سازه مشابه تحت رکورد زلزله یکسان به دست می‌دهد، همچنین با تغییر سیستم قاب خمشی به قاب دوگانه مقادیر آسیب کاهش می‌یابد.

### واژگان کلیدی

شاخص خسارت پارک-آنگ، شاخص خسارت کرتزیگ، قاب خمشی فولادی ویژه، سیستم دوگانه فولادی، زمین‌لرزه‌های حوزه دور و نزدیک

## Evaluation of cumulative damage of steel structures under far and near field earthquakes using Park-Ang krazzig damage indices

H. Dehghan Niri, M.H. Razmkhah, M. Gerami, R. Vahdani

### Abstract

From experimental researches and analytical studies, it has been fully proven that the resistance and stiffness parameters of elements and structures decline during cyclic loading due to the dynamic nature of seismic excitations. The simultaneous effect of the magnitude of the system response and the number of loading cycles is expressed by cumulative damage laws; In other words, the current deformation of an element or structure depends on the accumulation of damage in all past oscillations that remain in the system's memory. The analysis and design of structures based on performance and the branch of health monitoring of structures has led to having a clear picture of the amount of possible damage at different levels of risk, and in the last few decades, it has drawn the attention of many researchers to this field by developing different evaluation methods. In this research, the evaluation of the cumulative damage of steel structures under far and near field earthquakes has been investigated using Park-Ang and Krazzig damage indices. Two structural systems of special steel moment frame and dual structural system (special steel moment frame and special concentric braced frame) with the number of floors 8, 15 and 23 were studied and investigated. The results of this research show that the Krazzig damage index shows more damage values than the Park-Ang damage index for the same structure under the same earthquake record, and the damage values are reduced by changing the moment frame system to a dual structural system.

### Keywords

damage index, cumulative damage, dual structural system, special steel moment frame, far and near field earthquakes



طبقه، حداکثر زاویه جابجایی نسبی سقف و یا پیک شتاب سقف توصیف و ارزیابی می‌شد [۳] و بدین صورت سعی در کمی نمودن آسیب داشتند چرا که واژه کلیدی خسارت یک مفهوم کیفی است و طراح ناگزیر به حرکت به سمت اعداد و روابط در فرایند طراحی است، اما مطالعات تجربی نشان داده است که پاسخ دینامیکی و خسارت سازه‌ها تنها تابع حداکثر مقادیر نبوده و بسته به تعداد چرخه‌های بارگذاری تجمعی در خسارت و صدمات وارده، می‌تواند منجر به افت مقاومت و سختی شده و در نهایت ظرفیت‌های تغییرشکل اعضا و سازه، دچار تنزل گردند. شاخص‌ها و معیارهای سنتی معمولاً زمانی که سازه تحت زلزله با شدت نسبتاً بالایی قرار گیرد خسارت را به‌خوبی ارزیابی می‌کنند اما یک سازه ممکن است خسارت‌های شدیدی در زلزله‌های با شدت کم ولی دوام بالا و یا در توالی چندین پس‌لرزه با شدت بالا تجربه کند. در چنین رویدادهایی عناصر سازه‌ای به دلیل تجمع انرژی در طول زلزله منجر به شکست در سطوح تغییرشکلی می‌شوند که به صورت قابل توجهی کم‌تر از حالت سطوح تغییرشکلی ناشی از بار یکنواخت است. علاوه بر نوع تحریک سازه، شکل و مصالح مصرفی بر میزان و شدت خرابی موثرند، به طور مثال خرابی در سیستم‌های شکل‌پذیر نظیر قاب فولادی به تغییرشکل‌های غیر الاستیک تجمعی بستگی دارد. در این حالت روش‌های سنتی ذکر شده نمی‌توانند خسارت‌های واقعی سازه را ارزیابی کنند و ارزیابی عملکرد سازه‌ها تنها بر اساس پارامترهای حداکثری، تصویر کامل و صحیحی از نحوه توزیع خسارت در سازه ارائه نمی‌کند [۴].

خسارت تدریجی مورد بحث در ادبیات فنی به روندی گفته می‌شود که در مقیاس کوچک با تجمع تنش‌های جزئی ناشی از شروع تحریکات در نقاط ضعف سازه آغاز و در مقیاس متوسط با افزایش بارگذاری توسعه می‌یابد تا در نهایت با توجه به شدت تحریکات در مقیاس بزرگ‌تر با انهدام اعضا به پایان رسد [۵]. مطالعه پاسخ سازه و انباشتگی آسیب‌ها در هر چرخه‌ای که طی می‌شود تحت عنوان قوانین خسارت تجمعی، دیدی متفاوت از رفتار سازه و آسیب‌پذیری آن ایجاد می‌کند. مطالعات بر روی

روش‌های فعلی طراحی لرزه‌ای سازه‌ها مبتنی بر پذیرش اتلاف انرژی در اثر ورود سازه به ناحیه غیرخطی و تغییرشکل‌های پلاستیک می‌باشد تا با ایجاد سطح مشخصی از آسیب در المان‌های از پیش تعیین شده و قابل تعویض (فیوزهای سازه‌ای) تحت زلزله علاوه بر استفاده از ظرفیت کامل مقطع باعث شود تا از لحاظ اقتصادی طرح توجیه‌پذیر باشد [۱]. علاوه بر این موضوع، خطاهای حین اجرا و عدم قطعیت‌ها، موجب وقوع خسارت‌های سازه‌ای و غیر سازه‌ای در زلزله‌های شدید می‌گردد. از این رو مفاهیمی چون خسارت و نرخ آسیب‌پذیری در طراحی لرزه‌ای سازه‌ها اهمیت می‌یابد. تحت تأثیر قرار دادن عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها در نقاط مهمی چون ستون‌ها و دیگر اعضای باربر، چنین سؤالی را در این زمینه ایجاد می‌کند که تحت بارگذاری تحمیلی مقدار آسیب‌دیدگی یک عضو و به تبع آن کل سازه و فاصله سازه تا مرحله انهدام نهایی چه می‌زانی است. برای پاسخ به این سؤال، شناخت و تقسیم‌بندی انواع آسیب‌های محتمل وارد بر یک سازه و تعریف مدل‌هایی که با محاسبه آن‌ها دید کلی از خسارت ایجاد شود، دو مسیر اصلی ارزیابی آسیب به شمار می‌آیند که باید به موازات یکدیگر پیموده شوند [۲]. در حقیقت ارزیابی آسیب‌پذیری سازه‌های آسیب‌دیده موجود یک پیش‌بینی در جهت آسیب‌دیدگی چنین سازه‌هایی در برابر لرزه‌های احتمالی آینده می‌باشد.

ماهیت دینامیکی زلزله‌ها با اعمال یک بارگذاری چرخه‌ای، نیازهای کرنشی کششی و فشاری را به ستون‌ها، دیوارها و دیگر المان‌های سازه تحمیل می‌کند. زمانی که نیازها به اندازه کافی بیش از ظرفیت باشند، سازه با یک یا چند بار پاسخ پلاستیک، خسارت‌های پایدار را تجربه می‌کند. بیش‌تر مقررات لرزه‌ای به برآورد پاسخ دینامیکی سیستم‌های مقاوم می‌پردازند که به جهت ارزیابی آن‌ها از پارامتری مانند حداکثر جابه‌جایی استفاده می‌شود، هم‌چنین بیش‌تر مطالعات گذشته نشان می‌دهد خسارت در ساختمان‌هایی که تحت بارگذاری لرزه‌ای رفت و برگشتی بودند با معیارها و شاخص‌های سنتی، حداکثر زاویه جابه‌جایی نسبی



آسیب‌های تجمعی به سال ۱۹۲۰ برمی‌گردد که ایده محاسبه خسارت تجمعی خستگی توسط [۶] مطرح شد که در سال‌های بعد یعنی ۱۹۴۵ همان فرضیه توسط ماینر<sup>۱</sup> [۷] به صورت روابطی تدوین شد که امروزه به قانون ماینر شناخته می‌شود.

محققین زیادی بر روی ارائه شاخص‌های جدید متمرکز شده‌اند که به مرور زمان توسط مطالعات عددی و آزمایشگاهی دیگر محققین نقاط ضعف و قوت آن‌ها آشکار و تکامل یافته‌اند. هدف ارائه شاخص‌های جدید، به دست آوردن شاخص‌هایی است که ضمن کاربردی بودن و محاسبه راحت، کم‌ترین وابستگی را به ضرایب آزمایشگاهی داشته باشد که در یک سازه نسبت به سازه دیگر متغیر است [۵].

در این پژوهش به بررسی میزان آسیب وارده به قاب خمشی فولادی ویژه و سیستم دوگانه فولادی (قاب خمشی فولادی ویژه و مهاربند همگرای ویژه) تحت زمین‌لرزه‌های حوزه دور و نزدیک با استفاده از شاخص‌های خسارت پارک-آنگ<sup>۲</sup> و کرتزیگ<sup>۳</sup> پرداخته شده است، که این سیستم سازه‌ای تا کنون هم‌زمان مورد مقایسه دو شاخص خرابی پارک-آنگ و کرتزیگ قرار نگرفته است. شاخص خسارت کرتزیگ نسبت به شاخص خسارت پارک-آنگ جدیدتر بوده و خسارت وارد بر سازه را با دقت بیشتری تعیین می‌کند. هدف از این پژوهش نشان دادن این موضوع است که در صورت استفاده از شاخص خرابی پارک-آنگ ممکن است برآوردی دست پایین از خسارت وارد بر سازه به دست آید، همان‌گونه که در ادامه بیان خواهد شد که سازه ۸ طبقه مورد بررسی، تحت رکورد حوزه نزدیک بر اساس شاخص پارک-آنگ به مرحله فروریزش نمی‌رسد اما بر اساس شاخص کرتزیگ مشاهده می‌شود که این سازه تحت همان رکورد حوزه نزدیک دچار فروریزش می‌گردد.

## ۲- شاخص خسارت پارک-آنگ (DPA)

شاخص پارک-آنگ یکی از رایج‌ترین شاخص‌های خسارت مورد استفاده در مقالات و مجامع علمی می‌باشد و به عنوان مبنا برای

مقایسه با شاخص‌های دیگر مورد استفاده قرار می‌گیرد. این شاخص در سال ۱۹۸۵ برای اولین بار توسط پارک و آنگ بر اساس رفتار سازه‌های بتن‌آرمه و مشاهده خسارت لرزه‌ای اعضای بتنی ارائه شد [۸]. به مرور زمان به وسیله آزمایش‌های بعدی اصلاح شد و با توجه به مفهومی که داشت توسعه یافت و برای ارزیابی خسارت سازه‌های فولادی مورد استفاده قرار گرفت. فرم اولیه این شاخص به صورت ترکیب خطی تغییر شکل نرمالیزه شده و انرژی جذب شده است که به صورت رابطه (۱) تعریف می‌شود این رابطه در نسخه اولیه نرم‌افزار آیدارک<sup>۴</sup> نیز استفاده شده است.

$$D_{pA} = \frac{\delta_M}{\delta_u} + \beta \frac{\int dE}{Q_y \delta_u} \quad (1)$$

قسمت اول رابطه نسبت حداکثر پاسخ تغییر شکل  $\delta_M$  حاصل از تحلیل دینامیکی به حداکثر ظرفیت تغییر شکل  $\delta_u$  حاصل از تحلیل استاتیکی است و قسمت دوم نسبت کل انرژی تلف شده به ظرفیت انرژی سازه است. در این قسمت  $\beta$  ضریب ثابت پارک-آنگ است که جهت تأثیر بارگذاری چرخه‌ای و در پی آن زوال مقاومت اجزاء بر اساس داده‌های تجربی در رابطه وارد می‌شود و  $Q_y$  نیز مقاومت تسلیم می‌باشد.

به عنوان مرزی برای خسارت‌های قابل تعمیر و خسارت‌های غیرقابل تعمیر پارک و همکاران مقدار  $D_{pA} = 0.4$  را پیشنهاد دادند. هم‌چنین برای مهم‌ترین ضریب ( $\beta$ ) پارک و آنگ یک معادله تجربی برای اعضای بتن مسلح بر اساس تنش‌های محوری، نسبت آرماتور طولی، نسبت دهانه برش و غیره ارائه دادند. مشکل رابطه ارائه شده، به دست آوردن مقادیر کوچکی برای این ضریب است و عملاً باعث بی‌اثر شدن ترم دوم رابطه (انرژی) می‌شود در بعضی از پژوهش‌ها محققین  $\beta$  را به صورت احتمالاتی با میانگین ۰/۲۷ و انحراف معیار ۰/۶ به صورت تصادفی پیشنهاد کردند [۹]. در برنامه آیدارک نیز این پارامتر در شرایط عادی نباید از ۰/۵ تجاوز کند [۱۰]. تعداد کمی از مطالعات نیز سعی در توسعه ضریب مذکور داشتند تا از آن برای سازه‌های فولادی استفاده کنند،

<sup>4</sup> IDARC

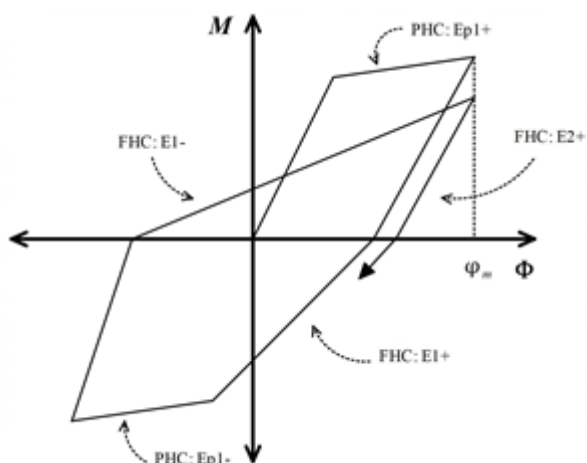
<sup>1</sup> Miner

<sup>2</sup> Park-Ang

<sup>3</sup> Kratzig



انرژی که در یک عضو تلف می‌شود، ناشی از میرایی و تغییر شکل‌های عضو پس از تسلیم است. **کرتزیگ و همکاران<sup>۲</sup>** [۱۴] یک شاخص خسارت برای بیان تأثیر بارگذاری چرخه‌ای متوالی، برحسب انرژی ارائه دادند. این شاخص بر پایه مفاهیم نیم‌سیکل‌های اصلی (PHCs) و نیم‌سیکل‌های پیرو (FHCs) می‌باشد که در آن انرژی مستهلک‌شده در هر نیم‌سیکل به صورت تجمعی وارد محاسبات می‌شود و همین موضوع تفاوت اصلی این شاخص با دیگر شاخص‌ها است. در شکل (۱) نیم‌سیکل‌های اصلی و نیم‌سیکل‌های پیرو نمایش داده شده است. بر اساس همین شکل PHC نشان‌دهنده قسمتی از چرخه هیستریک است که در آن ممان و چرخش هم علامت هستند و FHC نیز نشان دهنده یک چهارم چرخه بعد از PHC است، به طوری که قدرمطلق ممان حداکثر عضو از PHC قبلی بیش تر نشود.



شکل ۱- نمایش نیم‌سیکل اصلی (PHC) و نیم‌سیکل پیرو (FHC)

این شاخص به صورت روابط (۲) تا (۴) بیان می‌شود.

$$D_{\text{kratzig}} = D^+ + D^- - D^+ * D^- \quad (2)$$

$$D^+ = \frac{\sum E_{\text{PHC},i}^+ + \sum E_{\text{FHC},i}^+}{E_f^+ + \sum E_{\text{FHC},i}^+} \quad (3)$$

$$D^- = \frac{\sum E_{\text{PHC},i}^- + \sum E_{\text{FHC},i}^-}{E_f^- + \sum E_{\text{FHC},i}^-} \quad (4)$$

از جمله این موارد می‌توان به مطالعه **کونسنزا و همکارانش<sup>۱</sup>** [۱۱] اشاره کرد. این محققین توصیه کردند برای اعضای فولادی ضریب  $\beta$  را ۰/۱۵ در نظر بگیرند.

شاخص پارک-آنگ با این حال که مفهوم ساده‌ای دارد اما نقص‌هایی نیز در آن مشاهده می‌شود که به شرح زیر است:

- شکل ترکیب خطی تغییر شکل و انرژی اجزاء با وجود غیرخطی بودن و وابستگی متقابل آن‌ها.
- عدم توجه به تأثیر بارگذاری‌های متوالی و یکنواخت.
- ناتوانی شاخص در همگرا شدن به صفر زمانی که سازه ارتجاعی باقی می‌ماند.
- جابه‌جایی نهایی برای اعضای مانند تیرهای طره مشخص است ولی برای اعضای مانند تیر دوسرگیردار و مفصلی واضح نمی‌باشد.

نقد دیگری که به این شاخص وارد است این است که این شاخص در اهمیت دادن به ستون‌ها، تیرها و طبقات مختلف یکسان عمل می‌کند لذا تحقیقاتی از جمله **تحقیق گل‌افشانی و همکارانش** [۱۲] به اصلاح این شاخص پرداختند تا با استفاده از ضرایب وزنی بتوان اهمیت ستون‌ها و طبقات ابتدایی را افزایش داد.

بر اساس دستورالعمل ATC40 [۱۳] سطوح عملکرد سازه را می‌توان برحسب شاخص پارک-آنگ به صورت جدول (۱) نوشت.

جدول ۱- مقدار شاخص خسارت پارک-آنگ برای سطوح

مختلف عملکردی

سطوح عملکردی	شاخص خسارت پارک-آنگ
IO (استفاده بی‌وقفه)	۰/۰ - ۰/۳
LS (ایمنی جانی)	۰/۳ - ۰/۵
CP (آستانه فروریزش)	۰/۵ - ۰/۸

۳- شاخص خسارت کرتزیگ

<sup>2</sup> Krätzig et al.

<sup>1</sup> Consenza et al.



زمین‌لرزه از جمله بلایای طبیعی است که سالانه جان هزاران انسان را می‌گیرد و خسارت‌های اقتصادی زیادی بر جای می‌گذارد و هم‌چنان از پدیده‌های غیر قابل پیش‌بینی با وجود تلاش محققین به شمار می‌آید. مشخصات متفاوت امواج لرزه‌ای ثبت شده در نزدیکی گسل‌ها نسبت به امواج لرزه‌ای دور از گسل، باعث می‌شود سازه رفتاری متفاوت از آنچه انتظار می‌رود نشان دهد. در ایران نیز به دلیل فرار گرفتن اکثریت شهرها در حریم گسل خطر زلزله‌های حوزه نزدیک همیشه وجود داشته است. از جمله زلزله‌های حوزه نزدیک مخربی که کشور ما را تحت تأثیر قرار داده و خرابی‌های گسترده‌ای بر جای گذاشته است می‌توان به زلزله بم اشاره نمود. لذا شناسایی مشخصات، بیان صحیح پارامتری، مدل‌های تحلیلی و شبیه‌سازی عددی حرکات لرزه‌ای زمین در حوزه نزدیک و مطالعه اثرات این حرکات بر عملکرد سازه‌های مهندسی از موضوعات مطرح تحقیقاتی در دو حوزه زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله است.

اولین بار واژه نزدیک گسل توسط بولت<sup>۱</sup> [۱۵] در سال ۱۹۷۵ بعد از زلزله‌های ۱۹۶۶ کالیفرنیا<sup>۲</sup> و زلزله ۱۹۷۱ سان‌فرناندو<sup>۳</sup> مطرح شد. اما اهمیت موضوع در طراحی سازه‌های مهندسی پس از وقوع زلزله‌های حوزه نزدیک مخربی هم‌چون نورث‌ریج<sup>۴</sup> (۱۹۹۴)، کوبه<sup>۵</sup> (۱۹۹۵)، کوکاییلی<sup>۶</sup> (۱۹۹۹)، چی‌چی<sup>۷</sup> (۱۹۹۹) و آسیب‌های اساسی ایجاد شده در اثر آن‌ها مورد توجه قرار گرفت و باعث شد محققین بسیاری به دلیل اهمیت موضوع در این زمینه به مطالعه بپردازند.

معمولاً به رکورد زلزله‌ای که محل ثبت شتاب‌نگاشت آن در فواصل بیش از ۱۵ km از گسل ایجادکننده زلزله باشد، اصطلاحاً رکورد زلزله دور از گسل گفته شده و به رکورد زلزله با فاصله نزدیک‌تر از ۱۵ km اصطلاحاً رکورد زلزله نزدیک گسل گفته می‌شود. از تفاوت‌های ارتعاشات حوزه نزدیک با امواج ثبت شده دور از گسل اثرات پالس‌گونه با دوره تناوب بلند (بیش از ۰/۷s)

که  $D^+$  و  $D^-$  به ترتیب شاخص‌های کرتزیگ برای قسمت‌های مثبت و منفی پاسخ سازه می‌باشند.  $E_{PHC,i}^+$  و  $E_{PHC,i}^-$  انرژی‌های جذب شده در نیم‌سیکل اصلی  $i$  از پاسخ سازه و  $E_{FHC,i}^+$  و  $E_{FHC,i}^-$  نیز انرژی‌های جذب شده در نیم‌سیکل پیرو  $i$  می‌باشند.  $E_f^+$  و  $E_f^-$  انرژی‌های جذب شده در یک بارگذاری یکنواخت افزایشی تا رسیدن به لحظه گسیختگی می‌باشند. اگر مقطع متقارن باشد  $E_f^+$  و  $E_f^-$  برابر فرض می‌شود.

با توجه به صورت و مخرج رابطه از شاخص کرتزیگ مشخص می‌گردد که انرژی نیم‌چرخه‌های پیرو نسبت به انرژی نیم‌چرخه‌های اصلی تأثیر کم‌تری روی این شاخص دارد، در نتیجه تابع خسارت پیشنهادی قادر خواهد بود اثرات تغییر شکل و خسارت ناشی از خستگی را هم‌زمان در نظر بگیرد زیرا خسارت‌های شدید هم می‌تواند در اثر یک سیکل بارگذاری با شدت بالا باشد یا تعدادی سیکل بارگذاری با شدت کم.

شاخص پیشنهادی ذکر شده در بالا اگرچه نسبت به شاخص پارک-آنگ پیچیدگی بیش‌تری دارد ولی از مزایای این شاخص کرتزیگ نسبت به شاخص پارک-آنگ می‌توان موارد زیر را برشمرد:

(۱) جداسازی نمودار هیستریزیس به بخش‌های مثبت و منفی، امکان بررسی بهتر نمودارهای هیستریزیس که دارای بخش‌های نامتقارن می‌باشند را فراهم می‌آورد.

(۲) تعریف نیم‌سیکل‌های اصلی (PHCs) و نیم‌سیکل‌های پیرو (FHCs)، دقت محاسباتی را افزایش می‌دهد.

(۳) نحوه قرارگیری نیم‌سیکل‌های اصلی (PHCs) و نیم‌سیکل‌های پیرو (FHCs) در فرمول شاخص خرابی کرتزیگ بیانگر آن است که PHCs تأثیر آسیب لحظه‌ای و شدید را در نظر می‌گیرد و FHCs برای آسیب‌های طولانی مدت ولی با شدت کم کاربرد دارد.

#### ۴- زمین‌لرزه‌های حوزه دور و نزدیک

<sup>5</sup> Kobe

<sup>6</sup> Kocaeli

<sup>7</sup> Chi Chi

<sup>1</sup> Bolt

<sup>2</sup> California

<sup>3</sup> San Fernando

<sup>4</sup> Northridge



در نگاهت سرعت ارتعاشات حوزه نزدیک می‌باشد و هم‌چنین ارتعاشات حوزه نزدیک دارای اثر جهت‌پذیری می‌باشند که به ارتعاش زمین به صورت ضربه افقی بزرگ که به صورت عمود بر امتداد گسل می‌باشد اثر جهت‌پذیری می‌گویند [۱۶].

**محبوبی و شیراوند [۱۷]** به مطالعه و ارزیابی آسیب پل‌های بتنی تحت بارگذاری لرزه‌ای از طریق شاخص‌های خسارت پرداختند در این مطالعه از سه شاخص پارک-آنگ، هندی-سکسمیت<sup>۱</sup> و شاخص مبتنی بر انرژی ورودی استفاده شد. در جهان تعداد کمی از مناطق همانند مکزیکوسیتی وجود دارند که در یک مدت زمان کوتاه تحت تأثیر طولانی‌ترین و شدیدترین زمین‌لرزه‌ها قرار گیرند. **کویند و همکارانش [۱۸]** به مطالعه تحلیل نیازهای لرزه‌ای انرژی ورودی، انرژی هیسترتیک و انرژی هیسترتیک نرمال‌شده در منطقه مکزیکوسیتی بر اساس زلزله ۱۹ سپتامبر ۲۰۱۷ پرداختند. هم‌چنین خسارت تجمعی در طول زمان نیز از نظر پارامتر انرژی تلف‌شده برای یک قاب فولادی ۱۲ طبقه تحت شدیدترین زمین‌لرزه‌های منطقه مکزیکوسیتی طی ۳۵ سال تحلیل و بررسی شد. مطالعه دیگری که در سال ۲۰۲۰ بر روی زمین‌لرزه‌های شدید منطقه مکزیکوسیتی صورت گرفت مربوط به تحقیق **ماسونه و همکارانش [۱۹]** می‌باشد. در این مطالعه نیز خسارت تجمعی زلزله ۱۹ سپتامبر ۲۰۱۷ مورد مطالعه قرار گرفت. چرا که باعث ویرانی ۴۴ ساختمانی شد که ۹۱ درصد آن‌ها قبل از سال ۱۹۸۵ ایجاد شده‌اند.

**تونگ و همکارانش [۲۰]** [۲۰] به مطالعه مهارندهای کماتش‌تاب پرداختند. در این مطالعه از آن جایی که تغییرشکل پلاستیک تجمعی در یک مهاربند کماتش‌تاب ارتباط نزدیکی با تاریخچه بارگذاری آن دارد و می‌تواند عمر خستگی کم‌چرخه یک مهاربند کماتش‌تاب را منعکس کند، دو منحنی تغییرشکل پلاستیک تجمعی تحت آسیب خستگی کم‌چرخه ارائه و مورد

تجزیه و تحلیل قرار گرفت و تأثیر پارامترهای مختلف خستگی بر منحنی‌ها به طور کامل بررسی شد. یک منحنی تحت تاریخچه بارگذاری با دامنه کرنش ثابت و یک منحنی تحت تاریخچه بارگذاری با دامنه تصادفی می‌باشد.

#### ۵- روش انجام پژوهش

به جهت دستیابی به اهداف تحقیق در ابتدا با توجه به نیازها و مطالعات صورت گرفته، دو سیستم مقاوم جانبی شامل قاب خمشی فولادی ویژه و سیستم دوگانه (قاب خمشی فولادی ویژه و مهاربند همگرای ویژه فولادی) به جهت ارزیابی خسارت تجمعی در نظر گرفته شده است. در ادامه از هر یک از سیستم‌های نام برده شده، سه گروه ارتفاعی ۸، ۱۵ و ۲۳ طبقه از یک پلان متقارن سه دهانه انتخاب شده است تا نمونه‌ها بر اساس مبحث دهم مقررات ملی ایران و استاندارد ۲۸۰۰ در نرم‌افزار ETABS 2019 طراحی شوند و مقاطع به عنوان ورودی اولیه نرم‌افزار OPENSEES استفاده گردد.

به منظور استخراج مقاطع سازه‌های دارای سیستم‌های سازه‌ای ذکرشده به عنوان ورودی اولیه نرم‌افزار OPENSEES از هر سیستم سازه‌ای قاب خمشی فولادی ویژه و سیستم دوگانه مهاربندی‌شده با مهاربند همگرای ویژه سه نمونه مختلف از لحاظ ارتفاعی به صورت سه بعدی در محیط نرم‌افزار ETABS 2019 طراحی شده است. در طراحی سازه‌های نمونه روش طراحی LRFD و آیین‌نامه مورد استفاده ویرایش ۱۴۰۱ مبحث دهم مقررات ملی در نظر گرفته شده است.

سازه‌های مذکور با کاربری مسکونی به صورت ۸، ۱۵ و ۲۳ طبقه که بر اساس دسته‌بندی دستورالعمل HAZUS نماینده سازه‌های متوسط تا بلند می‌باشند با ارتفاع هر طبقه ۳/۲۰ متر در نظر گرفته شده‌اند. تعداد دهانه‌های پلان مربع شکل این مطالعه ۳ با طول هر دهانه ۵ متر منظور شده است. چرا که این پیکربندی در سازه‌های ساختمانی رایج می‌باشد و تمرکز این تحقیق اساساً بر

<sup>4</sup> Massone et al.

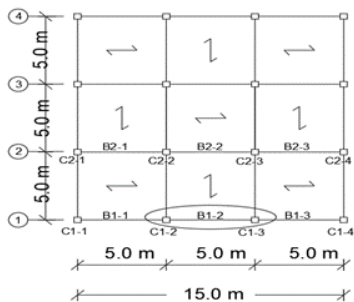
<sup>5</sup> Tong et al.

<sup>1</sup> Hindi & Sexsmith

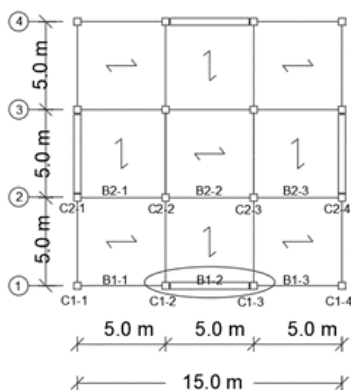
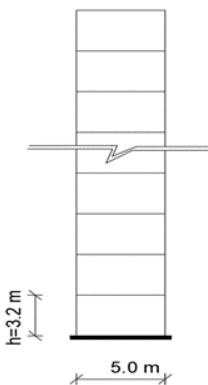
<sup>2</sup> Mexico City

<sup>3</sup> Quinde et al.

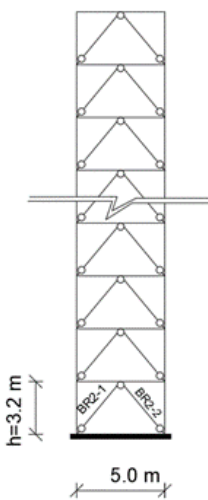




(الف)



(ب)



**شکل ۲-** پلان و نمای قاب یک دهانه از سیستم‌های مورد استفاده در تحقیق: الف) سیستم قاب خمشی فولادی ویژه (ب) سیستم دوگانه مهاربندی شده با مهاربند همگرا شورن با شکل‌پذیری‌های ویژه

نمونه مدل ایجاد شده در نرم‌افزار OPENSEES برای ارزیابی خسارت‌های تجمعی به همراه نام‌گذاری‌ها مطابق پلان‌ها برای یک سازه ۸ طبقه در شکل (۳) آورده شده است.

دهانه محدود است. بدیهی است تعداد دهانه بیش‌تر بر نتایج تحلیل‌ها اثرگذار می‌باشد.

توزیع نیروهای جانبی در ارتفاع بر اساس ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ انجام و فرض بر این است که سازه‌های نمونه بر روی خاک نوع ۳ قرار داشته و در منطقه‌ای با لرزه‌خیزی خیلی زیاد واقع شده‌اند، بنابراین شتاب مبنای طراحی برابر با  $g/35$  به جهت طراحی لحاظ گردیده است. در هر دو سیستم سازه‌ای ستون‌ها از مقاطع استاندارد باکس، تیرها I شکل (IPE یا تیپورق) و مقاطع مهاربندها دوپل ناودانی به هم چسبیده منظور شده است که تمامی مقاطع شرایط فشردگی لرزه‌ای را مطابق جدول آیین‌نامه تأمین می‌کنند. فولاد مورد استفاده ساخت مقاطع در این تحقیق S235 (ST37) با مدول ارتجاعی برابر با ۲۱۰ گیگا پاسکال و تنش تسلیم ۲۴۰ مگا پاسکال در نظر گرفته شده است. با توجه به ویرایش سال ۹۸ مبحث ششم مقررات ملی ساختمان بار مرده طبقات و بام با در نظر گرفتن اثر تیغه‌بندی به ترتیب ۵۰۰ و ۶۰۰ کیلوگرم بر مترمربع و بار زنده با توجه به کاربری سازه‌ها ۲۰۰ و ۱۵۰ کیلوگرم بر مترمربع در نظر گرفته شده است. درصد میرایی نیز ۵٪ در نظر گرفته شده است. پلان متقارن سازه‌های نمونه ذکر شده به همراه نمایی از قاب تک دهانه آن در شکل (۲) نشان داده شده است.

به جهت مدل‌سازی سازه سه‌بعدی طراحی شده در دو بعد و در نرم‌افزار اجزاء محدود OPENSEES، با توجه به شرایط تقارن در مدل‌ها، نیمی از سازه در نظر گرفته شده است تا با اتصال سری قاب‌های یک جهت به کمک اتصال‌دهنده صلب دو سر مفصلی که نقش دیافراگم صلب را دارد رفتار سازه و سختی قاب‌هایی که در زلزله باربری دارند شبیه‌سازی شود.

جایی که در این تحقیق بررسی عملکرد و آسیب‌پذیری سیستم‌های سازه‌ای ترکیبی (قاب خمشی فولادی ویژه و مهاربند همگرای ویژه فولادی) به‌روشن شاخص خسارت مورد توجه است، هر یک از این سیستم‌های سازه‌ای به صورت جداگانه صحت‌سنجی شده‌اند تا در نهایت صحت مدل‌سازی ترکیب این سیستم‌ها نتیجه شود.

#### ۶-۱- صحت‌سنجی سیستم قاب خمشی فولادی ویژه

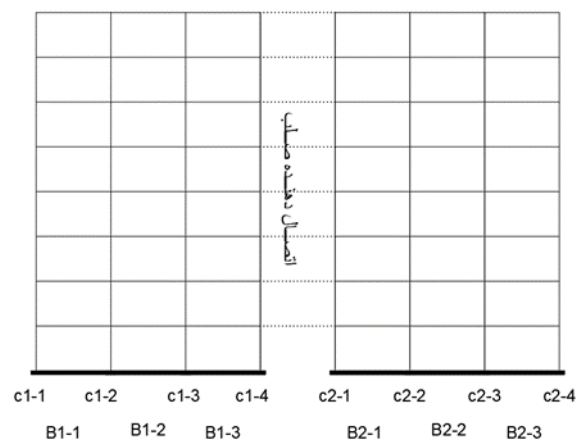
در تحقیق پورشا و همکارانش [۲۱] صحت‌سنجی سیستم مقاوم جانبی قاب خمشی فولادی مورد توجه قرار گرفته است. هدف اصلی این مطالعه ارائه یک روش تحلیلی جدید بر پایه تحلیل پوش‌اور سنتی و الگوی بار مودال جهت لحاظ اثرات مودهای بالاتر و مقایسه نتایج با تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی می‌باشد.

سازه موجود در این مقاله یک قاب ۱۰ طبقه با ۳ دهانه می‌باشد که با توجه به جزئیات ارائه‌شده در مقاله مرجع طول هر دهانه ۵ متر و ارتفاع طبقات برابر ۳/۲ متر است. مدل سازه‌ای مطرح‌شده تحت تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی با استفاده از ۷ شتاب‌نگاشت حوزه دور در نرم‌افزار SAP2000 قرار گرفته است و متوسط بیشینه تغییر مکان نسبی طبقات به عنوان پاسخ نهایی سازه ارائه شده است (شکل (۴)).

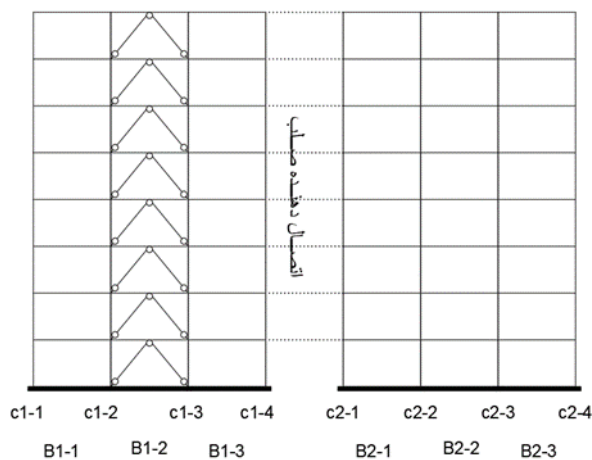
مطابق شکل (۴) حداکثر اختلاف بین نتایج حاصل از تحلیل در نرم‌افزار OPENSEES با نتایج به‌دست‌آمده از مقاله مرجع ۴/۹۲ درصد می‌باشد که می‌توان با درجه اطمینان قابل‌قبولی از این مدل سازه‌ای برای تعیین پاسخ لرزه‌ای سیستم مقاوم جانبی قاب خمشی استفاده کرد.

#### ۶-۲- صحت‌سنجی سیستم قاب ساده با مهاربند

در این بخش برای حصول اطمینان از دقت مدل‌سازی نمونه‌های مهاربندی‌شده مدل آزمایشگاهی مورد استفاده در صحت‌سنجی کار تحقیقی دهقان و همکارانش [۲۲] مورد بررسی قرار گرفته است.



(الف)



(ب)

#### شکل ۳- نمونه پیکربندی مدل ایجادشده در نرم‌افزار

OPENSEES برای سازه ۸ طبقه: الف) سیستم قاب خمشی فولادی ویژه ب) سیستم دوگانه مهاربندی‌شده با مهاربند همگرا شورن و شکل‌پذیری‌های ویژه

در ادامه مطابق نام‌گذاری مطرح‌شده مقاطع نهایی به‌دست‌آمده از تحلیل دینامیکی طیفی سازه‌ها در نرم‌افزار ETABS در جدول‌های (۲) تا (۴) ارائه شده است.

#### ۶- صحت‌سنجی

در این قسمت برای اطمینان از دقت مدل‌سازی نمونه‌ها در نرم‌افزار OPENSEES برای هر یک از سیستم‌های مورد مطالعه این تحقیق، نتایج به‌دست‌آمده از مدل‌سازی نرم‌افزاری با نتایج مقالات معتبر تحلیلی و آزمایشگاهی مورد مقایسه قرار گرفته است. از آن



جدول ۲- مقاطع تیرها و ستون‌های قاب واقع در محور شماره ۱ حاصل از طراحی در نرم‌افزار ETABS

نوع سیستم سازه‌ای	قاب نمونه	تیرها			ستون‌ها					
		طبقه	گوشه		میان	طبقه	میان		گوشه	
			B1-1	B1-3			B1-2	C1-2	C1-3	C1-1
قاب خمشی فولادی ویژه	۸ طبقه	۱-۴	IPE ۴۰۰		۱-۵	Box ۳۵۰x۳۵۰x۲۰		Box ۲۵۰x۲۵۰x۲۰		
		۵-۷	IPE ۳۳۰		۶-۸	Box ۲۵۰x۲۵۰x۲۰		Box ۲۰۰x۲۰۰x۱۲		
		۸	IPE ۲۷۰							
	۱۵ طبقه	۱-۵	IPE ۵۰۰		۱-۳	Box ۴۰۰x۴۰۰x۳۰		Box ۳۵۰x۳۵۰x۳۰		
		۶-۱۱	IPE ۴۵۰		۴-۸	Box ۳۵۰x۳۵۰x۳۰		Box ۳۵۰x۳۵۰x۲۰		
		۱۲-۱۵	IPE ۳۶۰		۹-۱۳	Box ۳۵۰x۳۵۰x۲۰		Box ۳۰۰x۳۰۰x۲۰		
	۲۳ طبقه	۱-۴	IPE ۵۵۰		۱-۹	Box ۵۰۰x۵۰۰x۴۰		Box ۴۵۰x۴۵۰x۳۵		
		۵-۱۶	IPE ۵۰۰		۱۰-۱۷	Box ۴۰۰x۴۰۰x۳۵		Box ۴۰۰x۴۰۰x۲۵		
		۱۷-۲۱	IPE ۴۵۰		۱۸-۱۹	Box ۳۵۰x۳۵۰x۳۰		Box ۳۵۰x۳۵۰x۲۰		
		۲۲	IPE ۴۰۰		۲۰-۲۳	Box ۳۰۰x۳۰۰x۲۰		Box ۲۵۰x۲۵۰x۲۰		
		۲۳	IPE ۳۶۰							
	سیستم دوگانه مهاربندی شده	۸ طبقه	۱-۲	IPE ۲۰۰	PLG <sup>۱</sup>	۱-۵	Box ۳۵۰x۳۵۰x۳۰		Box ۲۵۰x۲۵۰x۲۰	
۳-۸			IPE ۶۰۰		۶-۸	Box ۲۵۰x۲۵۰x۲۰		Box ۲۰۰x۲۰۰x۱۲		
۱۵ طبقه		۱-۱۵	IPE ۳۰۰	PLG <sup>۱</sup>	۱-۳	Box ۶۰۰x۶۰۰x۴۰		Box ۳۵۰x۳۵۰x۳۰		
					۴			Box ۳۵۰x۳۵۰x۲۰		
					۵-۸	Box ۴۰۰x۴۰۰x۳۰		Box ۳۰۰x۳۰۰x۲۰		
					۹-۱۳	Box ۳۵۰x۳۵۰x۳۰		Box ۳۰۰x۳۰۰x۲۰		
۲۳ طبقه		۱-۱۸	IPE ۳۶۰	PLG <sup>۲</sup>	۱	Box ۶۵۰x۶۵۰x۴۰		Box ۴۰۰x۴۰۰x۳۵		
					۲-۶			Box ۳۵۰x۳۵۰x۳۰		
		۱۹-۲۳	IPE ۲۰۰		۷-۱۲	Box ۵۰۰x۵۰۰x۴۰		Box ۳۰۰x۳۰۰x۲۰		
					۱۳-۱۵	Box ۲۵۰x۲۵۰x۲۰				
					۱۶-۲۳	Box ۲۵۰x۲۵۰x۲۰				

بارهای جانبی مقاوم شده است. شکل (۵) پیکربندی از این قاب و کمانش خارج از صفحه مهاربند آن در محیط آزمایشگاه تحت بارگذاری را نشان می‌دهد.

مدل سازه‌ای استفاده شده در تحقیق یک قاب ساده دوطبقه و تک‌دهانه با ارتفاع هر طبقه ۳/۳ متر و طول دهانه برابر با ۶/۳ متر می‌باشد که با استفاده از مهاربند همگرای ویژه شورون در برابر



جدول ۳- مقاطع تیرها و ستون‌های قاب واقع در محور شماره ۲ حاصل از طراحی در نرم‌افزار ETABS

نوع سیستم سازه ای	قاب نمونه	تیرها			ستون‌ها					
		طبقه	گوشه		میانی	طبقه	میانی		گوشه	
			B۲-۱	B۲-۳	B۲-۲		C۲-۲	C۲-۳	C۲-۱	C۲-۴
قاب خمشی فولادی ویژه	۸ طبقه	۱-۴	IPE ۴۵۰		۱-۳	Box 350x350x30				
		۵-۷	IPE ۴۰۰		۴	Box ۳۵۰x۳۵۰x۳۰	Box ۳۰۰x۳۰۰x۲۰			
		۸	IPE ۲۴۰		۵-۶	Box ۳۵۰x۳۵۰x۲۰	Box ۲۵۰x۲۵۰x۲۰			
	۱۵ طبقه	۱-۹	IPE ۵۵۰		۱-۳	Box ۴۰۰x۴۰۰x۳۰	Box ۴۰۰x۴۰۰x۲۵			
		۱۰-۱۲	IPE ۴۵۰		۴-۱۰	Box ۴۰۰x۴۰۰x۲۵	Box ۳۵۰x۳۵۰x۳۰			
		۱۳-۱۴	IPE ۴۰۰		۱۱-۱۳	Box ۳۵۰x۳۵۰x۳۰	Box ۳۵۰x۳۵۰x۲۰			
		۱۵	IPE ۳۰۰		۱۴-۱۵	Box ۲۵۰x۲۵۰x۲۰				
	۲۳ طبقه	۱-۱۱	IPE ۵۵۰		۱-۸	Box ۵۲۰x۵۲۰x۴۰	Box ۵۰۰x۵۰۰x۴۰			
		۱۲-۱۷	IPE ۵۰۰		۹-۱۵	Box ۴۰۰x۴۰۰x۳۵	Box ۴۰۰x۴۰۰x۲۵			
		۱۸-۲۰	IPE ۴۵۰		۱۶-۱۹	Box ۳۵۰x۳۵۰x۳۰	Box ۳۵۰x۳۵۰x۲۰			
		۲۱-۲۲	IPE ۴۰۰		۲۰-۲۳	Box ۳۰۰x۳۰۰x۲۰	Box ۲۵۰x۲۵۰x۲۰			
		۲۳	IPE ۳۶۰							
	سیستم دوگانه مهاربندی شده	۸ طبقه	۱-۵	IPE ۳۰۰		۱-۴	Box ۳۵۰x۳۵۰x۳۰			
			۶-۷	IPE ۲۷۰		۵	Box ۳۵۰x۳۵۰x۲۰	Box ۳۵۰x۳۵۰x۳۰		
			۸	IPE ۲۴۰		۶		Box ۲۵۰x۲۵۰x۲۰		
۱۵ طبقه		۱-۱۲	IPE ۳۳۰	IPE ۳۰۰	۱-۳	Box ۴۰۰x۴۰۰x۳۰	Box ۶۰۰x۶۰۰x۴۰			
		۱۳-۱۴	IPE ۳۰۰		۴-۶	Box ۴۰۰x۴۰۰x۲۵	Box ۳۵۰x۳۵۰x۳۰			
		۱۵	IPE ۲۷۰		۷-۱۰		Box ۳۵۰x۳۵۰x۳۰			
					۱۱-۱۳	Box ۳۵۰x۳۵۰x۳۰				
۲۳ طبقه		۱-۱۵	IPE ۵۵۰	IPE ۳۳۰	۱-۲	Box ۵۰۰x۵۰۰x۴۰	Box ۶۵۰x۶۵۰x۴۰			
		۱۶-۱۷	IPE ۴۵۰		۳-۵		Box ۵۲۰x۵۲۰x۴۰			
		۱۸-۱۹		IPE ۴۰۰	۶-۱۰	Box ۳۵۰x۳۵۰x۳۰	Box ۴۰۰x۴۰۰x۳۵			
		۲۰-۲۱	IPE ۴۰۰		۱۱-۱۵		Box ۴۰۰x۴۰۰x۳۵			
		۲۲-۲۳		IPE ۲۷۰		۱۶-۲۳	Box ۳۰۰x۳۰۰x۲۰	Box ۳۵۰x۳۵۰x۳۰		

پس‌کمانشی عضو مهاربندی به‌اندازه  $\frac{1}{1000}$  طول آن نقص هندسی در وسط مهاربند ایجاد شده است. اثرات دال بتنی نیز در مدل‌سازی مقاله مرجع نادیده گرفته شده است. مجدداً مراحل مدل‌سازی و فرضیات ارائه‌شده در نرم‌افزار اجزاء محدود OPENSEES تکرار و نتایج حاصل از مقاله مرجع با مدل‌سازی صورت گرفته در نرم‌افزار OPENSEES مقایسه شده است.

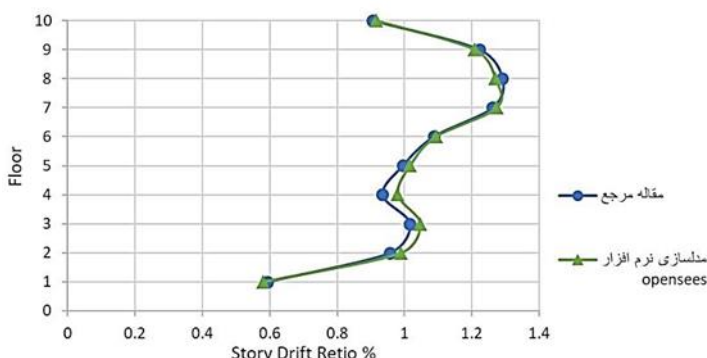
طبق جزئیات مقاله مرجع برای صحت سنجی قاب عنوان‌شده در نرم‌افزار ABAQUS مقاومت تسلیم و نهایی مصالح فولادی به ترتیب ۳۰۰ و ۴۰۰ مگاپاسکال، مدل الاستیسیته برابر با ۲۰۰ گیگاپاسکال و شیب ناحیه سخت‌شوندگی کرنشی ۳ درصد سختی اولیه در نظر گرفته شده است تا تحت بارگذاری چرخه‌ای، پاسخ سازه به دست آید. هم‌چنین به جهت رفتار کمانشی و



جدول ۴- مقاطع مهاربندهای واقع در قاب محور شماره ۱

حاصل از طراحی در نرم افزار ETABS

نوع سیستم سازه ای	قاب نمونه	مهاربندها	
		BR۲-۱	BR۲-۲
سیستم دوگانه مهاربندی شده	۸ طبقه	۱-۲	۲UNP۱۸۰
		۳-۴	۲UNP۱۶۰
		۵-۶	۲UNP۱۴۰
		۷-۸	۲UNP۱۲۰
	۱۵ طبقه	۱-۲	۲UNP۲۰۰
		۳-۵	۲UNP۱۸۰
		۶-۱۵	۲UNP۱۶۰
	۲۳ طبقه	۱-۴	۲UNP۲۰۰
		۵-۸	۲UNP۱۸۰
		۹-۲۳	۲UNP۱۶۰



شکل ۴- مقایسه مقادیر متوسط بیشینه تغییر مکان نسبی طبقات

حاصل از مدل سازی نرم افزاری با مقاله [۲۱]

در شکل (۶) نتایج ارائه شده در مقاله مرجع شامل نتایج حاصل از بررسی در محیط آزمایشگاه و مدل سازی در نرم افزار ABAQUS به همراه پاسخ حاصل از مدل سازی صورت گرفته در نرم افزار OPENSEES به جهت مقایسه نشان داده شده است. جهت مقایسه بهتر نمودار حاصل شده از نرم افزار OPENSEES و نمودار حاصل از آزمایش مقاله مرجع چند

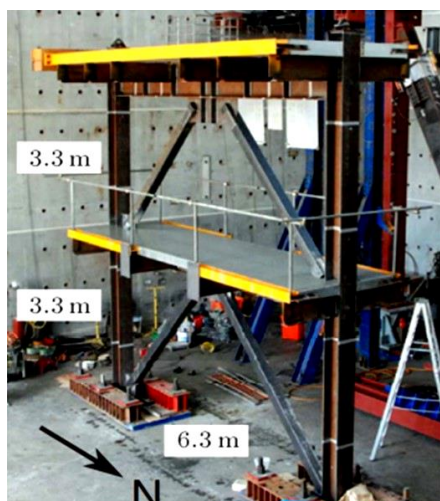
شاخص به صورت کمی از جمله سختی، مقاومت نهایی و شکل پذیری در جدول (۵) ارائه شده است.

مطابق جدول و شکل ارائه شده حداکثر اختلاف بین نتایج حاصل از تحلیل در نرم افزار OPENSEES با نتایج به دست آمده از مقاله مرجع ۱۲/۷۲ درصد می باشد که می توان با درجه نسبتاً قابل قبولی از این الگوی مدل سازی در ساخت نمونه های مهاربندی شده استفاده کرد.

#### ۷- مشخصات شتاب نگاشت های مورد استفاده

انرژی ورودی به یک سازه و ارزیابی آسیب پذیری آن ارتباط مستقیمی به شتاب نگاشت های زلزله مورد استفاده در تحلیل های دینامیکی غیرخطی دارد. در این تحقیق برای برآورد خسارت تجمعی از طریق محاسبه شاخص های خسارت از نتایج پاسخ لرزه ای سازه های هدف تحت مجموعه رکوردهای حوزه دور و نزدیک استفاده شده است. در انتخاب شتاب نگاشت های مطرح شده به بند ۲-۵-۳ و زیرمجموعه آن، قسمت های الف تا پ بند ۲-۵-۳ از استاندارد ۲۸۰۰ و بخش A-7 از پیوست A، Fema p-695 توجه شده است تا شتاب نگاشت های انتخاب شده شرایط زلزله طرح را ارضا کنند و در آنها اثرات بزرگا، شرایط زمین شناسی، سازوکارهای چشمه لرزه زا و غیره دیده شود.

رکوردهای دور از گسلی که در این تحقیق گردآوری شده اند شامل ۱۵ شتاب نگاشت معمولی غیر پالس می باشند که همگی بر روی خاک نوع ۳ با سرعت موج برشی برابر با ۳۷۵-۱۷۵ متر بر ثانیه مطابق ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ ثبت شده اند که داده ها و دیگر مشخصات آن ها از طریق بانک اطلاعاتی (peer) استخراج گردیده است [۲۳]. پیروید متوسط رکوردهای دور از گسل این تحقیق که از رابطه معروف راجه و همکارانش [۲۴] بر اساس طیف فوریه به دست می آید عددی نزدیک به ۰/۷ ثانیه نشان می دهد که معادل پیروید اولیه در خاک نوع ۳ در استاندارد ۲۸۰۰ است.



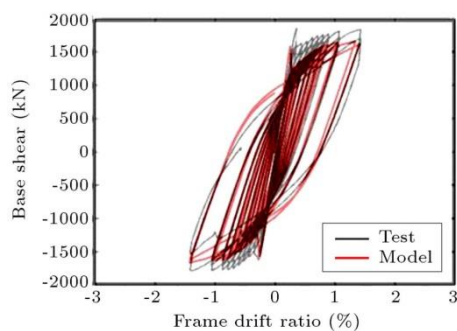
(الف)



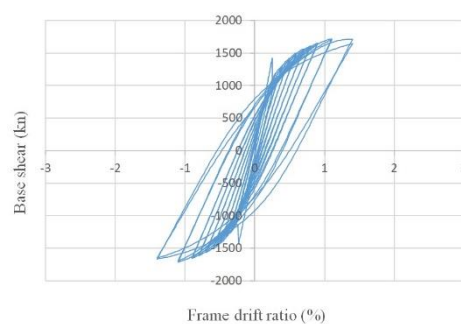
(ب)

شکل ۵- قاب دوطبقه مهاربندی شده با مهاربند همگرا شون: الف) پیکربندی قاب ساخته شده در محیط آزمایشگاه

ب) کمانش خارج از صفحه عضو مهاربندی تحت بارگذاری [۲۲]



(الف)



(ب)

شکل ۶- بررسی صحت روش مدل سازی قاب مهاربندی شده: الف) مقاله مرجع ب) مدل سازی در نرم افزار OPENSEES

متوسط که عکس پررود متوسط می باشد، در جدول (۶) ارائه شده است.

همان طور که قبلاً نیز بیان شد با توجه به ویژگی های متفاوت رکوردهای حوزه نزدیک نسبت به دیگر زمین لرزه ها از جمله دارا بودن پالس، معیارهای مختلفی از سوی محققین به جهت انتخاب رکوردهای حوزه نزدیک پیشنهاد گردیده است. در این تحقیق منظور از زمین لرزه های حوزه نزدیک شتاب نگاشت های ثبت شده در مجاورت گسل های فعال با اثرات جهت داری پیش رونده و پالس بزرگ در تاریخچه زمانی سرعت می باشد که در منابع معتبر دسته بندی و مورد استفاده قرار گرفته اند. از جمله معتبرترین

جدول ۵- مقایسه کمی نتایج صحت سنجی

شاخص	مدل سازی نرم افزار	مقاله مرجع	درصد اختلاف
سختی اولیه (kN/m)	۸۶۸۰۰	۸۱۸۳۳/۶۵	۶/۰۶
حداکثر مقاومت (kn)	۱۷۲۰/۰۶	۱۹۳۸/۴۴	۱۲/۶
شکل پذیری	۹/۹۲	۸/۸	۱۲/۷۲

در ادامه مشخصات رکوردهای دور از گسل این تحقیق شامل بزرگا، فاصله از گسل، پررود متوسط، سرعت افقی بیشینه زمین، نسبت سرعت افقی بیشینه به شتاب افقی بیشینه زمین و فرکانس

- شاخص کمی برای تشخیص رکوردهای حاوی اثرات جهت‌داری
- پیش‌رونده، معیار ارائه‌شده توسط بیکر<sup>۱</sup> [۲۵] به شرح زیر می‌باشد.
- حداکثر سرعت افقی زمین بالای ۳۰ ثانیه
- شاخص پالس یا به عبارت دیگر نسبت بزرگی پالس اصلی به شتاب‌نگاشت اصلی عددی حداقل برابر ۰/۸۵
- ظاهر شدن پالس سرعت در ابتدای رکورد

جدول ۶- مشخصات رکوردهای دور از گسل

شماره	زلزله، نام ایستگاه و سال وقوع	Mw	R (km)	Tm (s)	PGV (cm/s)	PGV/PGA (s)	Fm (Hz)	Td (s)
۱	Manjil, Iran-Qazvin-۱۹۹۰	۷/۳۷	۴۹/۹۷	۰/۴۹۶۳	۱۵/۴۹۵	۰/۰۸۵۸۶	۲/۰۱۴	۱۸/۱۰
۲	El Mayor-Cucapah, Mexico- Bonds Corner-۲۰۱۰	۷/۲	۳۵/۷۵	۱/۰	۱۹/۵۴۸	۰/۰۷۲۳۶	۱/۰	۳۱/۲۵
۳	Darfield, New Zealand-MAYC-۲۰۱۰	۷/۰	۳۳/۵۴	۰/۴۰۲۹	۵/۳۴۳	۰/۰۸۰۴	۲/۴۸۲	۲۲/۷۸
۴	Imperial Valley-06-Victoria-۱۹۷۹	۶/۵۳	۳۱/۹۲	۰/۳۴۱۶	۸/۸۳۸	۰/۰۵۳۷۱	۲/۹۲۷	۲۹/۵۷
۵	kobe, hik-۱۹۹۵	۶/۹	۹۵/۷۲	۰/۶۱۳	۱۴/۷۱۹	۰/۱۰۰۱۶	۱/۶۳۱	۱۱/۲۶
۶	Landers-Morongo Valley Hall (GEOS #۵۸)-۱۹۹۲	۷/۲۸	۴۰/۶۷	۰/۵۸۷۰	۱۶/۶۵۶	۰/۰۹۰۴۹	۱/۷۰۳	۳۱/۶۳
۷	Superstition Hills-۰۲-El Centro Imp. Co. Cent-۱۹۸۷	۶/۵۴	۱۸/۲	۰/۶۶۴۸	۴۸/۰۷۰	۰/۱۳۷۱۶	۱/۵۰۴	۲۷/۹۹
۸	Superstition Hills-۰۲-Poe Road (temp)-۱۹۸۷	۶/۵۴	۱۱/۱۶	۰/۴۸۴۲	۴۱/۱۶۹	۰/۰۸۸۳۵	۲/۰۶۵	۱۳/۶۹
۹	Loma Prieta-Capitola-۱۹۸۹	۶/۹۳	۸/۶۵	۰/۴۹۷۶	۳۸/۰۲۶	۰/۰۷۵۸۴	۲/۰۰۹	۱۲/۱۵
۱۰	Landers-Yermo Fire Station-۱۹۹۲	۷/۲۸	۲۳/۶۲	۰/۹۰۵۱	۵۱/۱۲۴	۰/۲۱۳۱۳	۱/۱۰۴	۱۷/۵۸
۱۱	Kobe, Japan-Shin-Osaka-۱۹۹۵	۶/۹	۱۹/۱۴	۰/۷۳۰۹	۲۱/۸۱۲	۰/۰۹۵۲۹	۱/۳۶۸	۱۱/۵۹
۱۲	Kocaeli, Turkey-Duzce-۱۹۹۹	۷/۵۱	۱۳/۶	۰/۸۷۴۸	۵۵/۶۶۱	۰/۱۵۵۸	۱/۱۴۳	۱۰/۸۵
۱۳	Borrego Mtn-El Centro Array #9-۱۹۶۸	۶/۶۳	۴۵/۱۲	۱/۳۳۸۷	۲۶/۷۰۳	۰/۲۰۵۱۸	۰/۷۴۷	۴۱/۱۸
۱۴	Imperial Valley-۰۶-Delta-۱۹۷۹	۶/۵۳	۲۲/۰۳	۰/۶۸۸۰	۳۲/۹۹۹	۰/۰۹۶۱۹	۱/۴۵۳	۵۰/۵۱
۱۵	El Mayor-Cucapah, Mexico-Elmore'S Ranch-۲۰۱۰	۷/۲	۵۰/۹۴	۰/۵۰۱۷	۱۵/۸۵۷	۰/۰۷۲۶۶	۱/۹۹۶	۲۶/۰۴

روش دیگری که برای انتخاب زمین‌لرزه‌های حوزه نزدیک با پالس ارائه شده است مربوط به تحقیق ژائو و همکارانش<sup>۲</sup> [۲۶] می‌باشد که از انرژی زمین‌لرزه به عنوان شاخصی برای دسته‌بندی رکوردها استفاده می‌کند.

بر روی خاک نوع ۳ با ویژگی‌های عنوان‌شده که مورد استفاده این تحقیق می‌باشند شامل بزرگا، فاصله از گسل، پیروید متوسط، سرعت افقی بیشینه زمین، نسبت سرعت افقی بیشینه به شتاب افقی بیشینه زمین و فرکانس متوسط که عکس پیروید متوسط می‌باشد در جدول (۷) ارائه شده است.

در ادامه، مشخصات ۱۵ شتاب‌نگاشت حوزه نزدیک ثبت‌شده

<sup>2</sup> Zhao et al.

<sup>1</sup> Baker



جدول ۷- مشخصات رکوردهای نزدیک به گسل

شماره	نام زلزله، نام ایستگاه و سال وقوع	Mw	R (km)	Tm (s)	PGV (cm/s)	PGV/PGA (s)	Fm (Hz)	T <sub>D</sub> (s)
۱۶	Imperial Valley-۰۶, EC County Center FF, ۱۹۷۹	۶/۵۳	۷/۳۱	۱/۲۷	۷۳/۳۸	۰/۳۱	۰/۷۸۷	۱۳/۱۷
۱۷	Imperial Valley-۰۶, Holtville Post Office, ۱۹۷۹	۶/۵۳	۵/۳۵	۰/۶۲۲	۵۳/۱۳۶۲	۰/۲۰۹۸	۱/۶۰۵	۱۱/۸۱
۱۸	Imperial Valley-۰۶, El Centro Array #۳, ۱۹۷۹	۶/۵۳	۱۰/۷۹	۰/۶۲۴	۴۷/۹۷۳۵	۰/۱۸۲۸	۱/۶۰۰	۱۱/۸۹
۱۹	Imperial Valley-۰۶, Agrarias, ۱۹۷۹	۶/۵۳	۰/۰	۰/۵۷۶	۳۴/۹۳۵۵	۰/۱۲۳۹	۱/۷۳۵	۱۳/۲۹
۲۰	Imperial Valley-۰۶, Brawley Airport, ۱۹۷۹	۶/۵۳	۸/۵۴	۰/۶۷۶	۴۰/۹۳۸۴	۰/۱۹۰۱	۱/۴۷۷	۱۴/۳۸
۲۱	Loma Prieta-Saratoga -W Valley Coll.-۱۹۸۹	۶/۹۳	۸/۴۸	۰/۹۷۷	۶۴/۹۱۴۱	۰/۱۹۹۷	۱/۰۲۳	۱۰/۶۹
۲۲	Superstition Hills-۰۲-Parachute Test Site-۱۹۸۷	۶/۵۴	۰/۹۵	۱/۱۱۱	۱۳۴/۲۸۸۶	۰/۳۱۷۰	۰/۹۰۰	۱۰/۵۷
۲۳	Montenegro, Yugoslavia-Ulcinj – Hotel Olympic-۱۹۷۹	۷/۱	۳/۹۷	۰/۷۳۷	۴۳/۶۳۵۱	۰/۱۵۱۹	۱/۳۵۶	۲۴/۹۹
۲۴	Kocaeli, Turkey-Yarimca-۱۹۹۹	۷/۵۱	۱/۳۸	۱/۳۳۹	۷۱/۸۸۹۱	۰/۲۲۷۷	۰/۷۴۶	۱۵/۰۸
۲۵	Darfield, New Zealand-GDLC-۲۰۱۰	۷/۰	۱/۲۲	۰/۹۶۵	۱۱۶/۱۰۳۷	۰/۱۵۴۸	۱/۰۳۵	۱۶
۲۶	Darfield, New Zealand-LINC-۲۰۱۰	۷/۰	۵/۰۷	۰/۶۱۵	۱۰۸/۷۴۳۰	۰/۲۴۰۲	۱/۶۲۵	۱۲/۷۲
۲۷	Darfield, New Zealand-TPLC-۲۰۱۰	۷/۰	۶/۱۱	۰/۶۰۴	۷۶/۳۲۸۵	۰/۲۵۹۵	۱/۶۵۴	۲۴/۵۰
۲۸	Imperial Valley-۰۶, El Centro Array #۱۰, ۱۹۷۹	۶/۵۳	۸/۶	۰/۹۱۵	۴۶/۳۷۷۲	۰/۲۰۴۱	۱/۰۹۲	۱۲/۰۴
۲۹	Darfield, New Zealand-ROLC-۲۰۱۰	۷/۰	۰/۰	۰/۷۴۰	۸۵/۷۳۲۷	۰/۲۲۳۸	۱/۳۵۰	۱۰/۱۰
۳۰	Kobe, Japan-Takatori-۱۹۹۵	۶/۹	۱/۴۶	۰/۹۸۶	۱۲۲/۹۶۳۶	۰/۱۸۶۷	۱/۰۱۳	۹/۹۴

۸- ارائه و تفسیر نتایج مطالعه عددی شاخص‌های تجمعی

خسارت

در این بخش خروجی تحلیل غیرخطی تاریخچه زمانی با اعمال ۳۰ شتاب‌نگاشت حوزه دور و نزدیک به قاب خمشی فولادی ویژه و سیستم دوگانه با تعداد طبقات ۸، ۱۵ و ۲۳ در نرم‌افزار OPENSEES مورد بحث و بررسی قرار گرفته است و با استفاده از خروجی این تحلیل‌ها مقدار کمی شاخص‌های خسارت پارک-آنگ و کرنیزگ به صورت محلی، طبقه‌ای و کلی محاسبه و در قالب نمودارهایی ارائه و تفسیر شده است.

بعد از محاسبه هر یک از پارامترهای موردنیاز شاخص‌های خسارت مورد مطالعه مطابق روابط تشریح شده در بخش قبل می‌توان خسارت دو انتهای اعضا و در نهایت خسارت وارده به هر

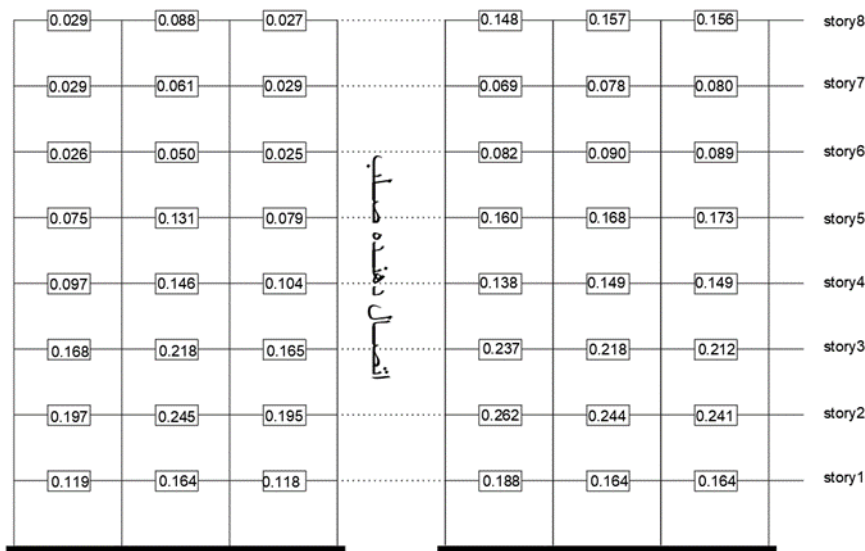
عضو را تعیین کرد. شکل (۷) به عنوان مثال خسارت اعضای نمونه ۸ طبقه دارای سیستم قاب خمشی را که از رابطه شاخص پارک-آنگ محاسبه شده‌اند را نشان می‌دهد.

در شکل (۷) مشاهده می‌شود المان‌های تیر خسارت بیش‌تری متحمل شده‌اند. هم‌چنین برای اعضای قاب پیرامونی خسارت کم‌تری ثبت گردیده است.

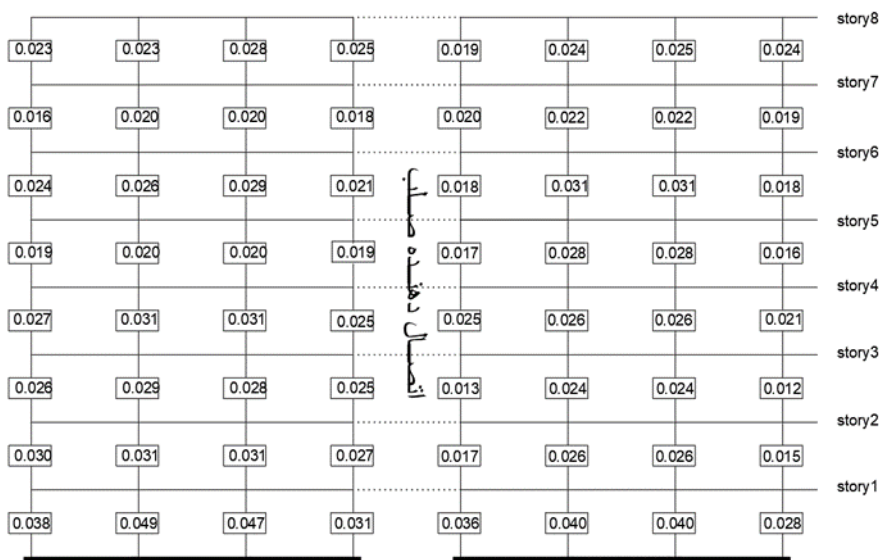
۹- بررسی عملکرد شاخص تغییر مکان نسبی طبقات

یکی از متغیرهای مهم در تحلیل غیرخطی سازه‌ها که ارتباط منطقی با خسارت‌های لرزه‌ای ایجاد شده دارد، تغییر مکان نسبی طبقات است این پارامتر به صورت جابه‌جایی نسبی دو طبقه متوالی که با تقسیم بر ارتفاع طبقه نرمال شده است بیان می‌شود.





(الف)

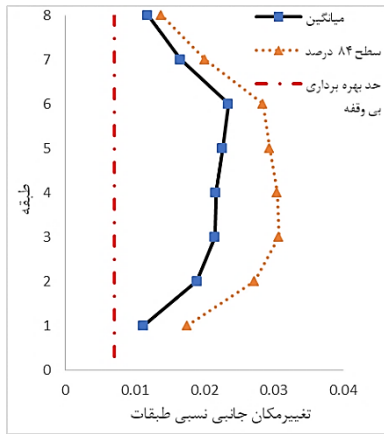


(ب)

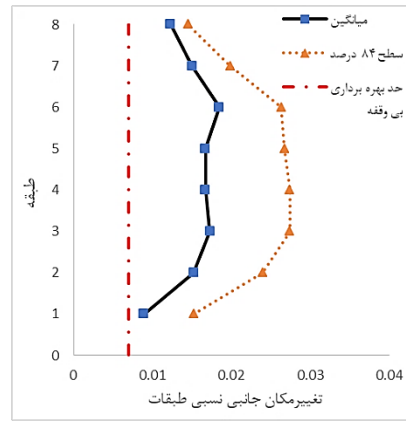
شکل ۷- خسارت اعضای نمونه ۸ طبقه دارای سیستم قاب خمشی فولادی به دست آمده از رابطه پارک-آنگ: الف) تیرها ب) ستون‌ها

نتایج تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی سازه‌های ۸، ۱۵ و ۲۳ طبقه دارای سیستم قاب خمشی فولادی ویژه و سیستم دوگانه فولادی شامل تغییرمکان نسبی طبقات به ازای هر یک از زمین‌لرزه‌های حوزه دور و نزدیک، میانگین پاسخ‌ها و مقادیر میانگین به علاوه انحراف استاندارد پاسخ‌ها برای هر مجموعه رکورد حوزه دور و نزدیک در شکل‌های (۸) و (۹) ارائه شده است.

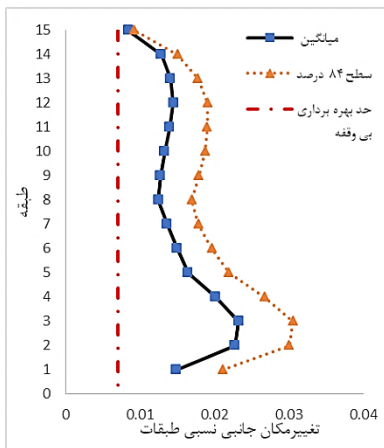
شدت خسارت‌های هر یک از طبقات با استفاده از شاخص‌های آسیب پارک-آنگ و کرتزیگ تحت دو گروه زمین‌لرزه حوزه دور و نزدیک بررسی شده است و برای قاب خمشی فولادی ویژه در شکل (۱۰) و (۱۱) نمایش داده شده است.



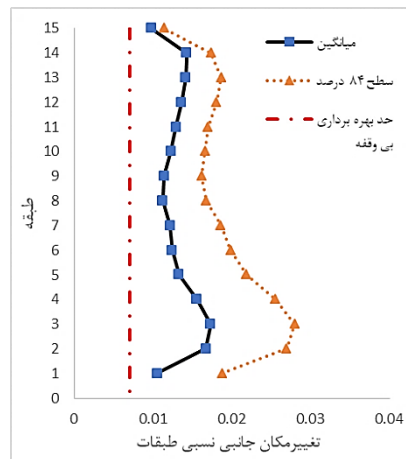
(ب)



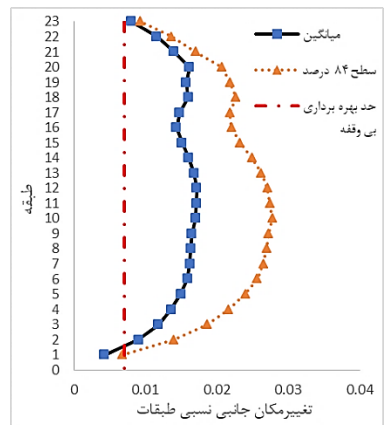
(الف)



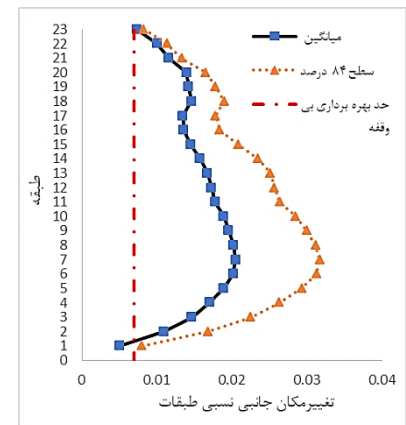
(د)



(ج)



(و)

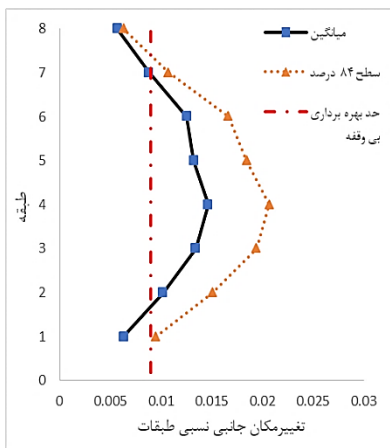


(ه)

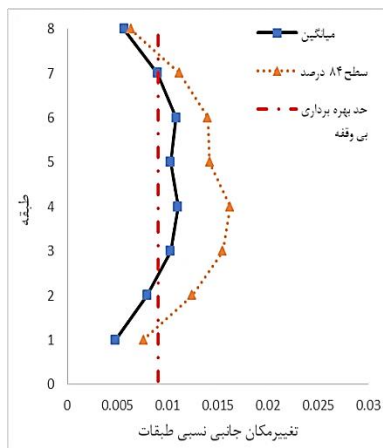
شکل ۸- مقادیر متوسط و متوسط به علاوه انحراف استاندارد پاسخ‌های تغییر مکان جانبی نسبی طبقات برای زلزله حوزه دور برای سازه قاب خمشی فولادی: (الف) ۸ طبقه، (ج) ۱۵ طبقه و (ه) ۲۳ طبقه و زلزله حوزه نزدیک برای سازه: (ب) ۸ طبقه، (د) ۱۵ طبقه و (و) ۲۳ طبقه

زمین‌لرزه حوزه دور و نزدیک برای سیستم دوگانه در شکل (۱۲) و (۱۳) نمایش داده شده است.

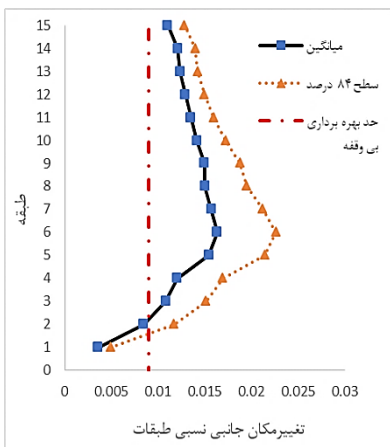
شدت خسارت‌های هر یک از طبقات با استفاده از شاخص‌های آسیب پارک-آنگ و کورتزینگ تحت دو گروه



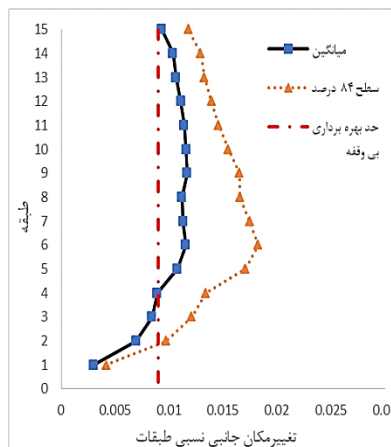
(ب)



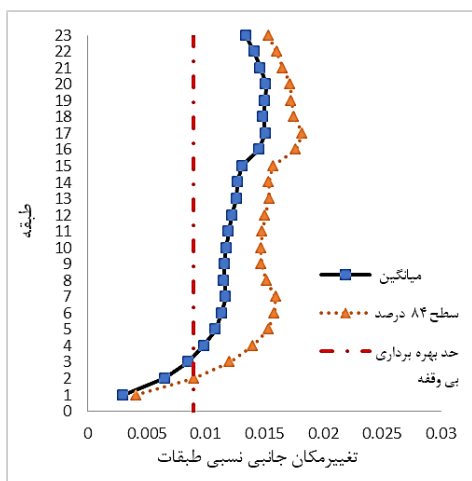
(الف)



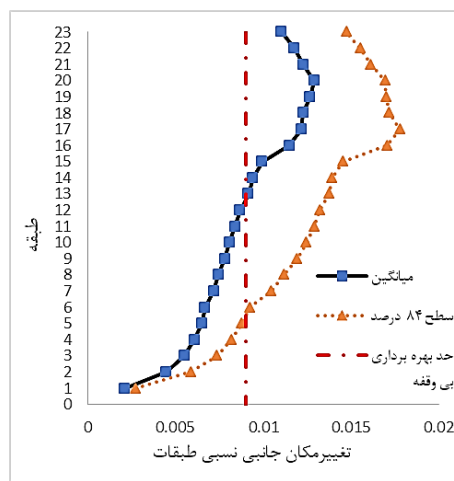
(د)



(ج)

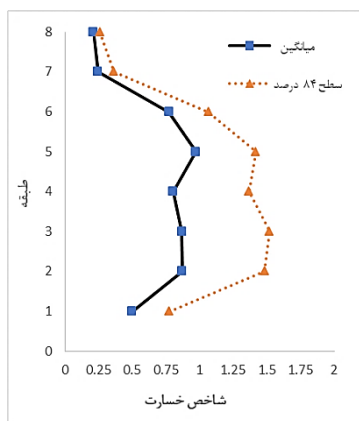


(و)

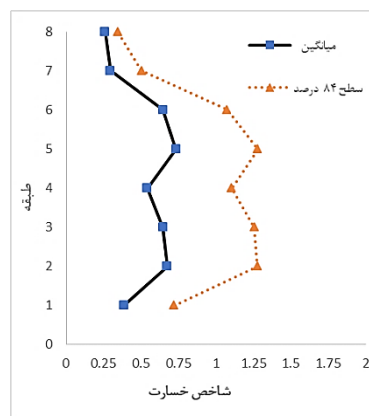


(ه)

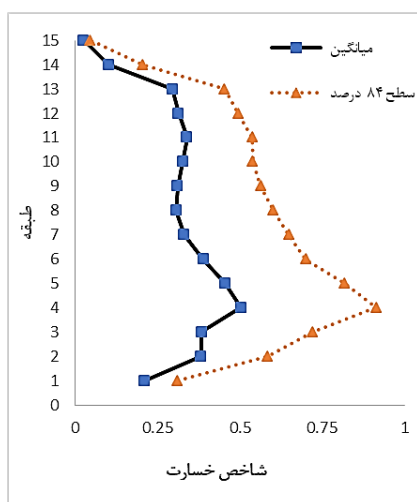
شکل ۹- مقادیر متوسط و متوسط به علاوه انحراف استاندارد پاسخ‌های تغییر مکان جانبی نسبی طبقات برای زلزله حوزه دور برای سازه قاب دوگانه فولادی: (الف) طبقه ۸، (ج) ۱۵ طبقه و (ه) ۲۳ طبقه و زلزله حوزه نزدیک برای سازه: (ب) ۸ طبقه، (د) ۱۵ طبقه و (و) ۲۳ طبقه



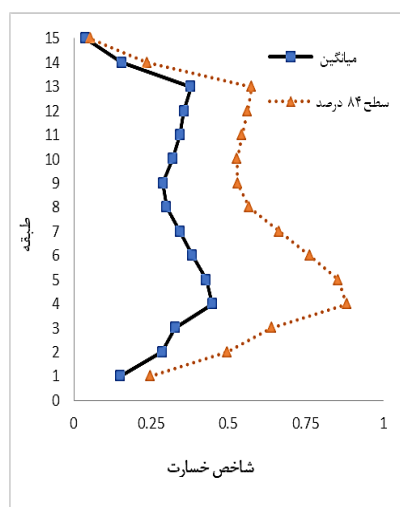
(ب)



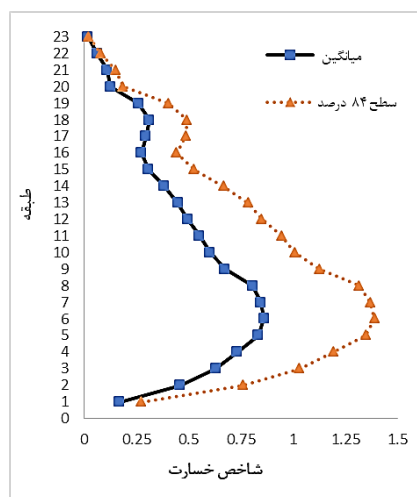
(الف)



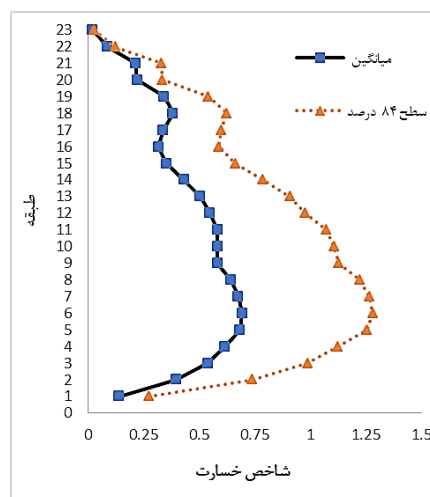
(د)



(ج)

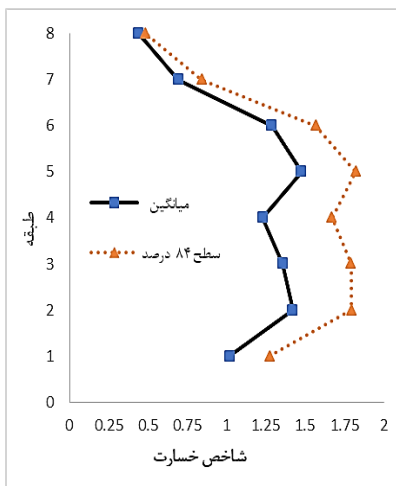


(و)

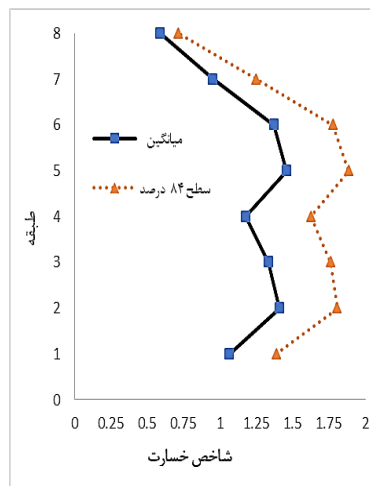


(ه)

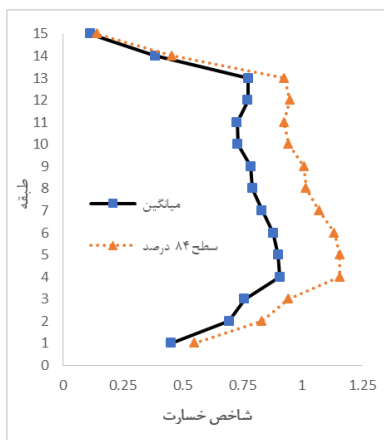
شکل ۱۰- مقادیر متوسط و متوسط به علاوه انحراف استاندارد خسارت کلی شاخص پارک-آنگ سیستم قاب خمشی فولادی ویژه تحت اثر شتاب‌نگاشت‌های حوزه دور: (الف) طبقه ۸، (ج) طبقه ۱۵ و (ه) طبقه ۲۳ و تحت اثر شتاب‌نگاشت‌های حوزه نزدیک: (ب) طبقه ۸، (د) طبقه ۱۵ و (و) طبقه ۲۳



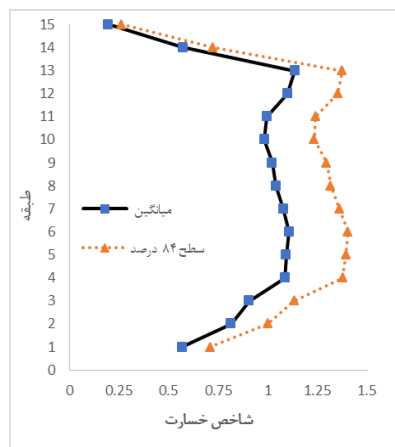
(ب)



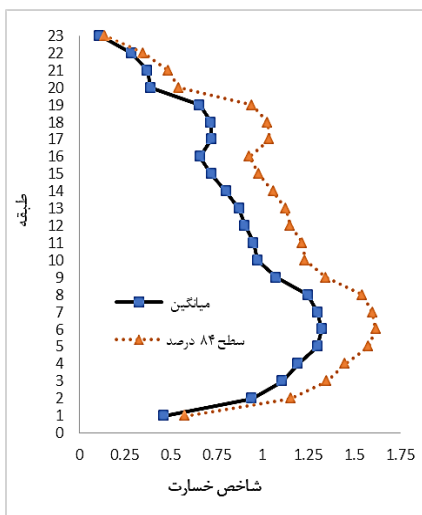
(الف)



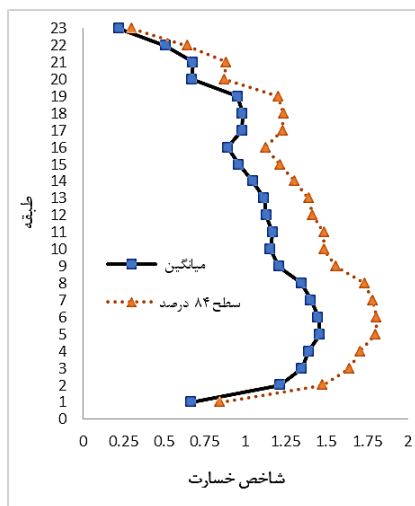
(د)



(ج)

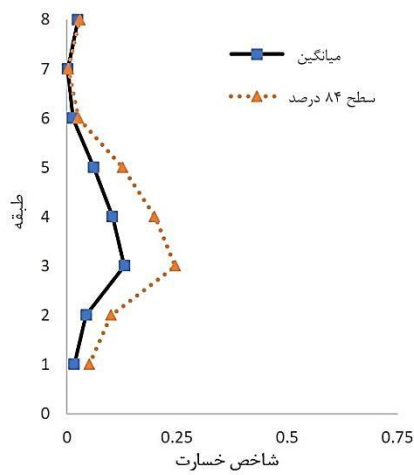


(و)

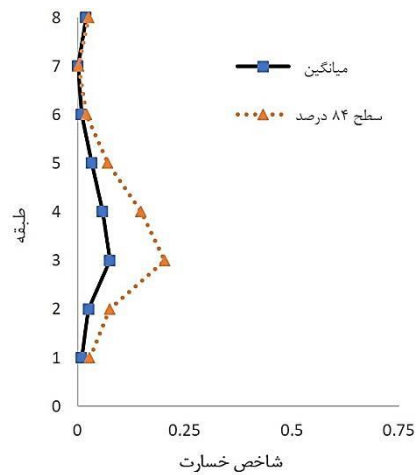


(ه)

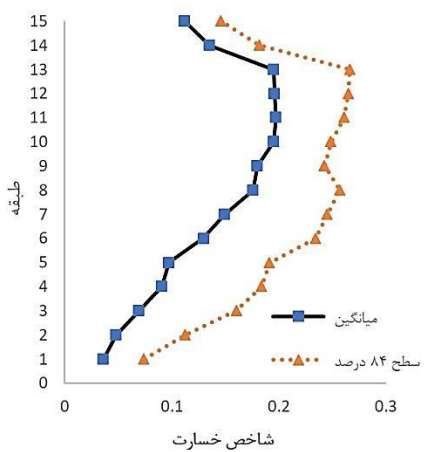
شکل ۱۱- مقادیر متوسط و متوسط به علاوه انحراف استاندارد خسارت کلی شاخص کرتزیک سیستم قاب خمشی فولادی ویژه تحت اثر شتاب‌نگاشت‌های حوزه دور: (الف) ۸ طبقه، (ج) ۱۵ طبقه و (ه) ۲۳ طبقه و تحت اثر شتاب‌نگاشت‌های حوزه نزدیک: (ب) ۸ طبقه، (د) ۱۵ طبقه و (و) ۲۳ طبقه



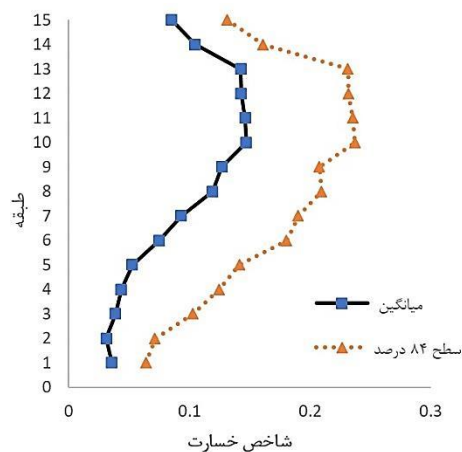
(ب)



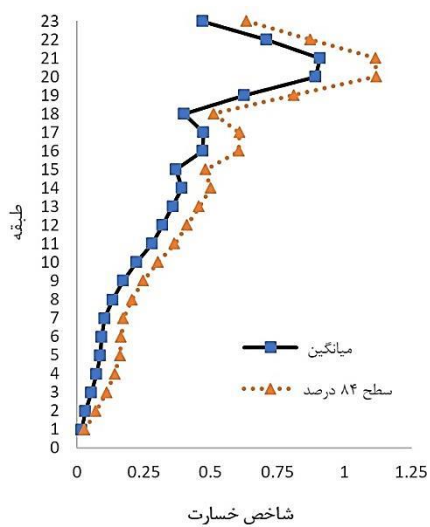
(الف)



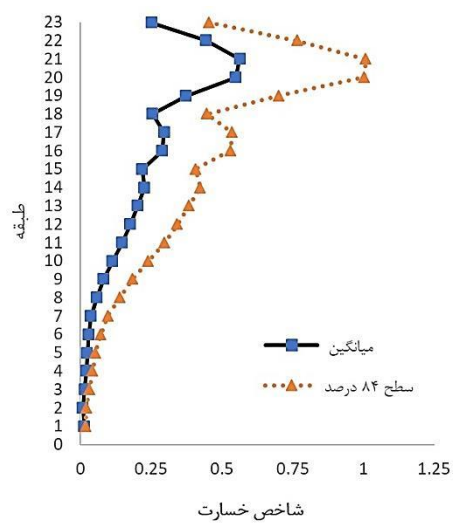
(د)



(ج)

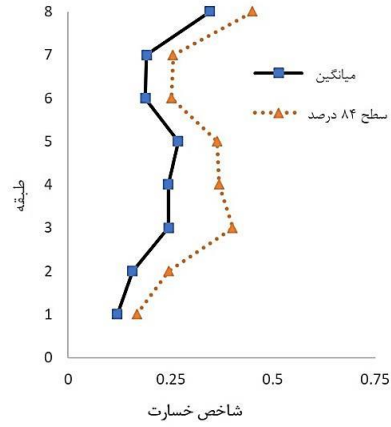
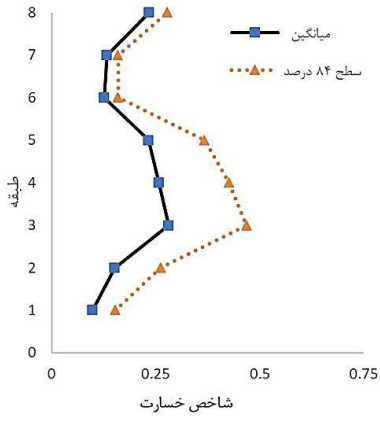


(و)



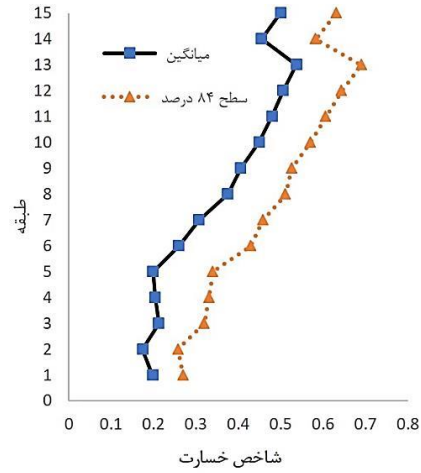
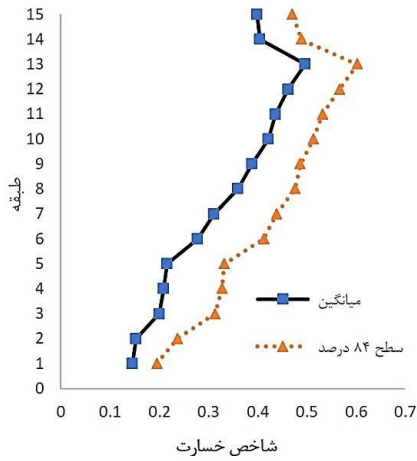
(ه)

شکل ۱۲- مقادیر متوسط و متوسط به علاوه انحراف استاندارد خسارت کلی شاخص پارک-آنگ سیستم دوگانه تحت اثر شتاب‌نگاشت‌های حوزه دور: (الف) طبقه ۸، (ج) طبقه ۱۵ و (ه) طبقه ۲۳ و تحت اثر شتاب‌نگاشت‌های حوزه نزدیک: (ب) طبقه ۸، (د) طبقه ۱۵ و (و) طبقه ۲۳



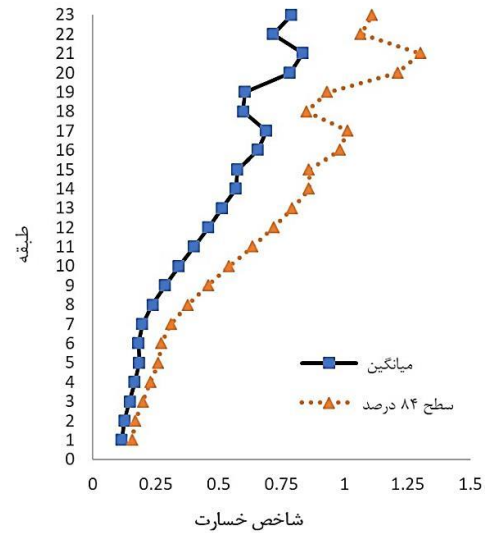
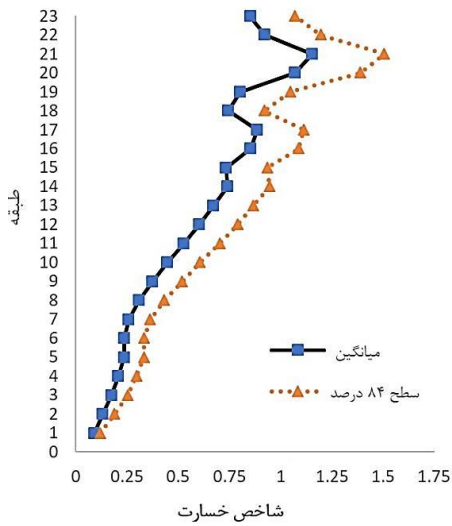
(ب)

(الف)



(د)

(ج)



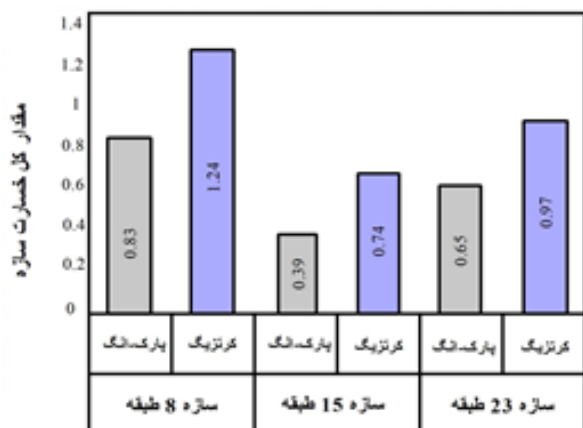
(و)

(ه)

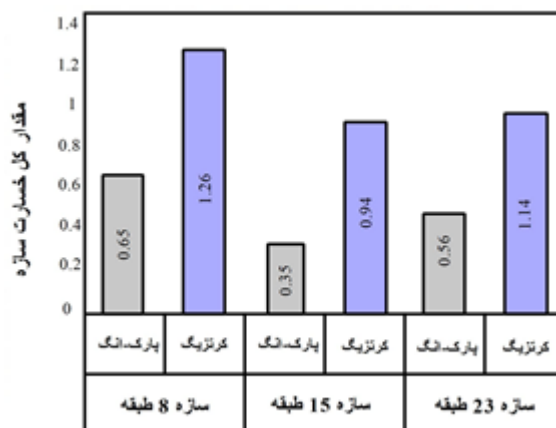
شکل ۱۳- مقادیر متوسط و متوسط به علاوه انحراف استاندارد خسارت کلی شاخص کرتزیگ سیستم دوگانه تحت اثر شتاب‌نگاشت‌های حوزه دور: (الف) طبقه ۸، (ج) طبقه ۱۵ و (ه) طبقه ۲۳ و تحت اثر شتاب‌نگاشت‌های حوزه نزدیک: (ب) طبقه ۸، (د) طبقه ۱۵ و (و) طبقه ۲۳

ویژه و سیستم دوگانه در شکل‌های (۱۴) تا (۱۷) نمایش داده شده است.

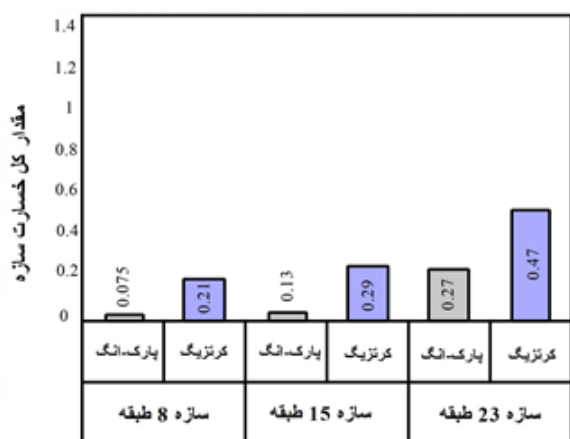
مقدار متوسط خسارت تجمعی در سطح کلی سازه بر اساس شاخص خسارت پارک-آنگ و کرتزیگ برای سیستم قاب خمشی



شکل ۱۵- متوسط خسارت‌های کل سازه ۸، ۱۵ و ۲۳ طبقه دارای سیستم قاب خمشی فولادی ویژه تحت زمین‌لرزه‌های حوزه نزدیک



شکل ۱۴- متوسط خسارت‌های کل سازه ۸، ۱۵ و ۲۳ طبقه دارای سیستم قاب خمشی فولادی ویژه تحت زمین‌لرزه‌های حوزه دور



شکل ۱۷- متوسط خسارت‌های کل سازه ۸، ۱۵ و ۲۳ طبقه دارای سیستم دوگانه تحت زمین‌لرزه‌های حوزه نزدیک



شکل ۱۶- متوسط خسارت‌های کل سازه ۸، ۱۵ و ۲۳ طبقه دارای سیستم دوگانه تحت زمین‌لرزه‌های حوزه دور

تحقیق بودند که از طریق روش شاخص خسارت پارک-آنگ و کرتزیگ عملکرد سیستم‌ها و شدت آسیب ایجاد شده در هر یک از المان‌های سیستم‌های نام برده شده اندازه‌گیری شد و در نهایت مطالب برای طبقات و کل سازه بسط داده شد. با بررسی شاخص‌های خسارت پارک-آنگ و کرتزیگ مشاهده می‌گردد:

#### ۱۰- نتیجه‌گیری

در این مقاله به ارزیابی خسارت‌های تجمعی و مقایسه عملکرد دو سیستم سازه‌های فولادی تحت مجموعه رکوردهای حوزه دور و نزدیک پرداخته شد. قاب‌های خمشی فولادی ویژه و سیستم ترکیبی که از مدل‌سازی قاب خمشی فولادی به همراه مهاربند همگرا ایجاد می‌شود سیستم‌های سازه‌ای مورد مطالعه در این

[۲] شکیباپور، ا.، حاجی کاظمی، ح. و کرم‌الدین، ع. (۱۳۹۲)، "ارائه شاخص خسارت جدید برای ارزیابی لرزه ای سازه های شکل پذیر"، وزارت علوم، تحقیقات و فناوری، دانشگاه فردوسی مشهد، دانشکده مهندسی.

[3] Yao, K. (2019), "The Mainshock-aftershock Seismic Risk Analysis of a Steel Frame Using Energy-based Damage Index", University of California, Los Angeles.

[۴] گرامی، م. و دانشجو، ف. (۱۳۸۶)، "تغییر شکل پلاستیک تجمعی طبقه بعنوان شاخصی از خسارت قابهای خمشی فولادی MDOF در سطح طبقه"، مجله دانشکده مهندسی دانشگاه فردوسی.

[۵] گلستانه، س.ع.، مرشد، ر. و نژاد، د.م. (۱۳۹۳)، "ارزیابی و تقویت قاب‌های بتنی بر مبنای شاخص خسارت"، وزارت علوم، تحقیقات و فناوری، دانشگاه یزد، دانشکده مهندسی عمران.

[6] Lundberg, G. and Palmgren, A. (1949), "Dynamic capacity of rolling bearings".

[7] Miner, M.A. (1945), "Cumulative damage in fatigue".

[8] Park, Y.J. and Ang, A.H.S. (1985), "Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete", Journal of structural engineering, Vol. 111, No. 4, pp. 722-739.

[۹] رهایی، ع. و نعمتی، س. (۱۳۸۸) "ارزیابی عملکرد و روشهای مقاوم‌سازی سازه‌های بتنی"، انتشارات فدک ایساتیس، تهران، چاپ ۲.

[10] DiPasquale, E. and Cakmak, A. (1990), "Seismic damage assessment using linear models", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 9, No. 4, pp. 194-215.

[11] Cosenza, E., Manfredi, G. and Ramasco, R. (1993), "The use of damage functionals in earthquake engineering: a comparison between different methods," *Earthquake engineering & structural dynamics*, Vol. 22, No. 10, pp. 855-868.

[12] Golafshani, A., Bakhshi, A. and Tabeshpour, M.R. (2004), "Vulnerability and damage analyses of existing buildings", 13th World conference on earthquake engineering, Vol. 6(1-2), pp. 85-100.

[13] Council, A. (1996), "Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings", Report No SSC 96-01, ATC-40, Vol. 1.

- در سیستم‌های قاب خمشی فولادی بر اساس شاخص پارک-آنگ و کرتزیگ کم‌ترین خسارت را طبقات بالایی ثبت کرده‌اند.

- در سیستم دوگانه فولادی مورد مطالعه بر اساس شاخص پارک-آنگ و کرتزیگ کم‌ترین خسارت مربوط به پایین‌ترین طبقات می‌باشد.

- در قاب‌های خمشی فولادی بر اساس شاخص آسیب پارک-آنگ هر چه به تعداد طبقات اضافه شود تمرکز آسیب از طبقات بالایی به طبقات پایینی سازه منتقل می‌شود. حداکثر میانگین خسارت‌های سازه ۸ طبقه دارای سیستم قاب خمشی فولادی در پنجمین طبقه ثبت شده است در حالی که تمرکز آسیب در سازه‌های ۱۵ و ۲۳ طبقه به ترتیب در طبقات چهارم و ششم آن‌ها گزارش شده است.

- تحت رکورد دور از گسل، در سازه قاب خمشی فولادی سازه با تعداد طبقات کم‌تر (۸ طبقه) متحمل بیش‌ترین خسارت کل شده است و در سازه دوگانه برعکس، سازه با تعداد طبقات بیش‌تر (۲۳ طبقه) بیش‌ترین خسارت را متحمل شده است.

- بر اساس شاخص کرتزیگ سازه قاب خمشی فولادی ۸ طبقه در هر دو مجموعه رکورد حوزه نزدیک و حوزه دور به سطح فروریختگی رسیده است.

- در شاخص خسارت کرتزیگ به دلیل واردکردن جداگانه بخش‌های مثبت و منفی از چرخه پاسخ در محاسبات پاسخ‌ها نسبت به شاخص خسارت پارک-آنگ واقع‌بینانه‌تر است، در تحلیل‌های صورت‌گرفته مقادیر خسارت کل بر اساس شاخص کرتزیگ مقادیر بیش‌تری را نسبت به شاخص خسارت پارک-آنگ برای همان سازه تحت رکورد مشابه نشان می‌دهد.

۱۱- مراجع

[۱] قنبری، م. و محبی، ب. (۱۳۹۵)، "تعریف شاخص خسارت برای قاب‌های خمشی با استفاده از تحلیل دینامیکی فزاینده"، وزارت علوم، تحقیقات، و فناوری، دانشگاه بین‌المللی امام خمینی (ره)، دانشکده فنی و مهندسی.



- [25] 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.
- [26] Zhao, D., Wang, H., Wang, D., Zhu, R. and Zhang, J., (2022), "Quantitative classification of near-fault ground motions selected by energy indicators", Structures, Vol. 35, pp. 780-791.
- [14] Krätzig, W., Meyer, I. and Meskouris, K. (1989), "Damage evolution in reinforced concrete members under cyclic loading", in Structural safety and reliability, ASCE, pp. 795-804.
- [15] Bolt, B.A. (2004), "Seismic input motions for nonlinear structural analysis", ISET journal of earthquake technology, Vol. 41, No. 2, pp. 223-232.
- [16] Malhotra, P.K. (1999), "Response of buildings to near-field pulse-like ground motions", Earthquake engineering & structural dynamics, Vol. 28, No. 11, pp. 1309-1326.
- [17] Mahboubi, S. and Shiravand, M.R. (2019), "Proposed input energy-based damage index for RC bridge piers", Journal of Bridge Engineering, Vol. 24, No. 1, pp. (04018103-1)-(04018103-19).
- [18] Quinde, P., Reinoso, E. and Chávez-Arredondo, L. (2020), "Cumulative damage over time of 2D-frames systems subjected to multiple long-duration recorded earthquakes in the lakebed zone Mexico city", 17th World Conference on Earthquake Engineering, Sendai, Japan.
- [19] Massone, L. Aceituno, D. and Carrillo, J. (2020), "Cumulative damage in RC buildings in the case of the 2017 Puebla-Morelos earthquake", 17th World Conference on Earthquake Engineering, Sendai, Japan.
- [20] Tong, C., Wu, J., Hua, K. and Xie, L. (2022), "Low-cycle fatigue life estimation curve for buckling-restrained braces based on cumulative plastic deformation", Journal of Earthquake Engineering, Vol. 26, No. 6, pp. 2773-2801.
- [21] Poursha, M., Khoshnoudian, F. and Moghadam, A. (2010), "Assessment of modal pushover analysis and conventional nonlinear static procedure with load distributions of federal emergency management agency for high-rise buildings", The Structural Design of Tall and Special Buildings, Vol. 19, No. 3, pp. 291-308.
- [22] Dehghan, S., Najafgholipour, M. and Hooshangi, H. (2020), "Seismic behavior of chevron concentrically braced frames with weak beam", Scientia Iranica, Vol. 27, No. 1, pp. 41-56.
- [23] PEER Center, (2005), "Next Generation Attenuation of Ground Motions (NGA) Project".
- [24] Rathje, E.M., Faraj, F., Russell, S. and Bray, J.D. (2004), "Empirical relationships for frequency content parameters of earthquake ground motions", Earthquake Spectra, Vol. 20, No. 1, pp. 119-144.



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

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

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

جدول (۱): اندازه و نوع فونت ها



