

ضرایب اصلاح پاسخ‌های لرزه‌ای برای ساختمان‌های فولادی با سیستم مهاربندی واگرا

رسول ساعی^۱، مهدی پورشاء^{۲*}، کریم عابدی^۳، محمد امین امینی^۴

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

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

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

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

*تبریز، صندوق پستی ۵۳۳۱۸-۱۱۱۱، poursha@sut.ac.ir

چکیده

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

واژگان کلیدی

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

Seismic response modification factors of eccentrically braced steel structures

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

Abstract

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

Keywords

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

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

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

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



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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

۲- نحوه محاسبه ضرایب اصلاح پاسخ‌های لرزه‌ای



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

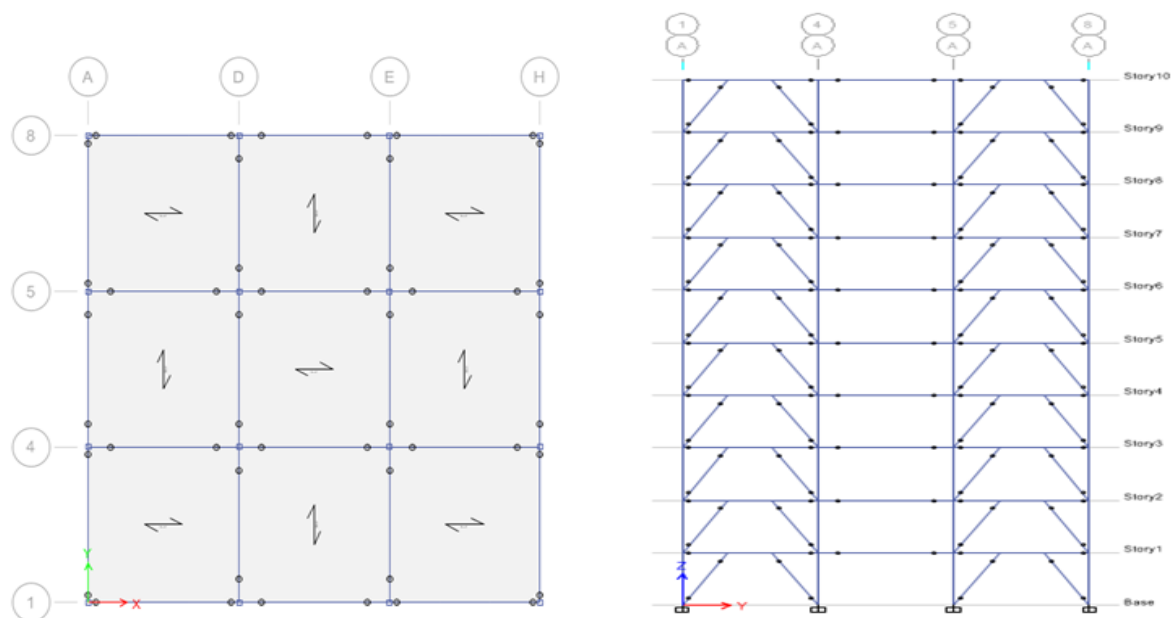
همان‌گونه که در جدول (۱) مشاهده می‌شود، با افزایش طول تیر پیوند در قاب‌های با ارتفاع برابر، زمان تناوب سازه به علت کاهش سختی افزایش می‌یابد. این در حالی است که رابطه ارائه شده برای تعیین زمان تناوب سازه‌های فولادی با سیستم مهاربندی واگرا در آیین‌نامه ASCE 7-10، صرفاً بر اساس ارتفاع سازه و مستقل از طول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

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

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

۳- معرفی مشخصات مدل‌های سازه‌ای

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



شکل ۱- پلان و نمای سازه‌های مورد بررسی

جدول ۱- زمان تناوب مدل‌های سازه‌ای طراحی شده

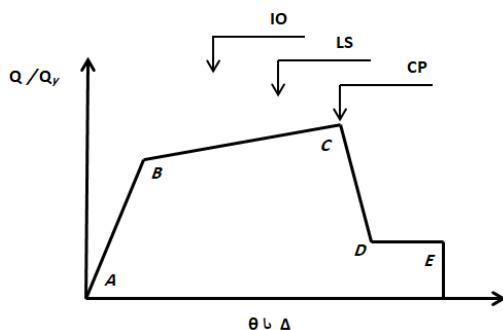
تعداد طبقات	طول تیر پیوند، e	زمان تناوب تحلیلی (s)	زمان تناوب تجربی، T_a (s)
۲	$e = L/2$	۰/۶۱۴	۰/۲۹۴
	$e = L/3$	۰/۵۳۳	۰/۲۹۴
	$e = L/6$	۰/۳۹۲	۰/۲۹۴
۵	$e = L/2$	۰/۹۹۶	۰/۵۸۵
	$e = L/3$	۰/۸۲۳	۰/۵۸۵
	$e = L/6$	۰/۶۷۲	۰/۵۸۵
۱۰	$e = L/2$	۱/۶۶۲	۰/۹۸۴
	$e = L/3$	۱/۵۰۷	۰/۹۸۴
	$e = L/6$	۱/۲۹۳	۰/۹۸۴
۱۵	$e = L/2$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

۴- فرضیات مدل‌سازی غیرخطی

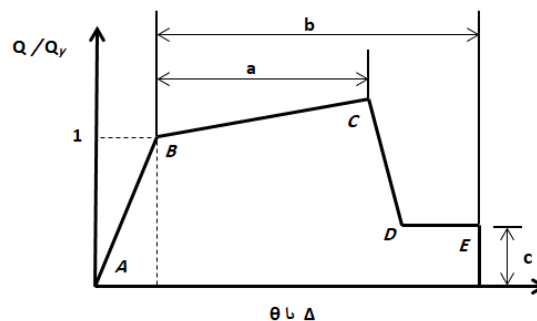
اولین گام جهت تحلیل غیرخطی مشخص کردن نقاطی از سازه است که حین زلزله امکان ایجاد مفصل پلاستیک در آن‌ها وجود دارد. برای تعریف مفصل پلاستیک در مدل ریاضی سازه‌ها، از

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

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



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



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

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



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

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

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

مقطع	d (mm)	b (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)	$1.6 \frac{M_p}{V_p}$	$2.6 \frac{M_p}{V_p}$	$e = \frac{L}{6}$	$e = \frac{L}{3}$	$e = \frac{L}{2}$
B۲۰×۱۵	۲۰۰	۱۵۰	۱۲	۶	۹۷۱/۹۷	۱۵۷۹/۴۵	برشی	خمشی	خمشی
B۲۵×۱۵	۲۵۰	۱۵۰	۱۴	۸	۸۹۲/۱۹	۱۴۴۹/۸۱	خمشی-برشی	خمشی	خمشی
B۳۰×۲۰	۳۰۰	۲۰۰	۱۴	۸	۱۱۶۲/۷۵	۱۸۸۹/۴۶	برشی	خمشی-برشی	خمشی
B۳۵×۲۰	۳۵۰	۲۰۰	۱۶	۸	۱۳۳۲/۲۹	۲۱۶۴/۹۶	برشی	خمشی-برشی	خمشی
B۳۵×۲۵	۳۵۰	۲۵۰	۱۶	۱۰	۱۳۳۲/۳۳	۲۱۶۵/۰۳	برشی	خمشی-برشی	خمشی
B۴۰×۲۵	۴۰۰	۲۵۰	۱۶	۸	۱۸۴۱/۱۷	۲۶۵۹/۴۷	برشی	برشی	خمشی
B۴۵×۳۰	۴۵۰	۳۰۰	۱۸	۸	۲۱۵۴/۲۷	۳۵۰۰/۶۸	برشی	برشی	خمشی-برشی
B۵۵×۲۵	۵۵۰	۲۵۰	۲۰	۱۰	۱۷۲۵/۶۵	۲۸۰۴/۱۸	برشی	خمشی-برشی	خمشی-برشی

۵- تحلیل های انجام شده

همان گونه که پیش از این بیان شد، برای محاسبه ضرایب اصلاح پاسخ های لرزه ای برای سازه های مهاربندی واگرا از تحلیل های استاتیکی غیرخطی استفاده می گردد. همچنین از تحلیل های تاریخیچه زمانی غیرخطی برای مقایسه و صحت سنجی تحلیل های استاتیکی غیرخطی استفاده می شود. برای انجام تحلیل های پوش اور مطابق دستورالعمل FEMA-356، از توزیع بار متناسب با بار جانبی در روش استاتیکی خطی به عنوان توزیع نوع اول و از توزیع یکنواخت به عنوان توزیع نوع دوم استفاده شده است. پس از بررسی نتایج بدست آمده برای تعدادی از مدل ها، به دلیل اختلاف ناچیز نتایج برای دو نوع توزیع مذکور، در ادامه برای بقیه مدل ها فقط از توزیع نوع اول استفاده شده است. از این رو در این تحقیق، نتایج برای توزیع نوع اول ارائه شده است [۲۹].

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

می باشند. همچنین مشخصات زلزله های نزدیک گسل مثل وجود حرکت پالس گونه با پریود بلند در ابتدای رکوردها و یا نسبت بیشینه سرعت به بیشینه شتاب بالا در این رکوردها مشاهده نشده است. مشخصات شتاب نگاشت ها در جدول (۵) ارائه شده است. ضریب مقیاس شتاب نگاشت های مورد استفاده، هر کدام به طور مجزا با یک روند سعی و خطا با انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی بر روی مدل های سازه ای مورد نظر تا جایی ادامه می یابد که معیار مشخص یا تغییر مکان هدف تحقق پذیرد. آنگاه با داشتن ضریب مقیاس به دست آمده برای هر کدام از شتاب نگاشت ها، تحلیل تاریخیچه زمانی خطی و غیرخطی برای سازه های مهاربندی واگرا انجام می شود و به ترتیب بیشینه برش پایه ارتجاعی (V_e) و غیر ارتجاعی (V_y) به دست می آید [۳۰]. میانگین این مقادیر برای هفت شتاب نگاشت محاسبه می شود و از نسبت V_e به V_y ضریب کاهش مقاومت به واسطه شکل پذیری بدست می آید. در این تحقیق، تغییر مکان هدف طبق آیین نامه ASCE 7-10 برابر با مقدار مجاز برای تغییر مکان نسبی طبقات (۲٪) در نظر گرفته شده است.

جدول ۵- مشخصات شتاب‌نگاشت‌های انتخاب‌شده برای تحلیل‌های تاریخچه زمانی

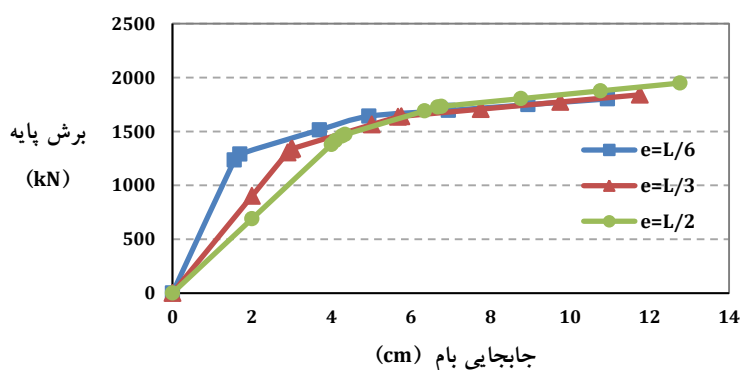
ردیف	نام زلزله	ایستگاه	سال	بزرگا	فاصله از گسل (km)	PGA (g)	PGV (cm/s)	PGD (cm)
۱	Coalinga	Cantua Creek School	۱۹۸۳	۶/۳۶	۲۴/۰۲	۰/۲۸۱	۲۵/۸	۳/۷۱
۲	Imperial Valley	Delta	۱۹۷۹	۶/۵۳	۲۲/۰۳	۰/۳۵۱	۳۳	۱۹/۰۲
۳	Landers	Coolwater	۱۹۹۲	۷/۲۸	۲۰	۰/۲۸۳	۲۵/۶	۱۳/۷۴
۴	Loma Prieta	Palo Alto - SLAC Lab	۱۹۸۹	۶/۹۳	۳۰/۸۶	۰/۲۷۸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

۶- نتایج و بحث

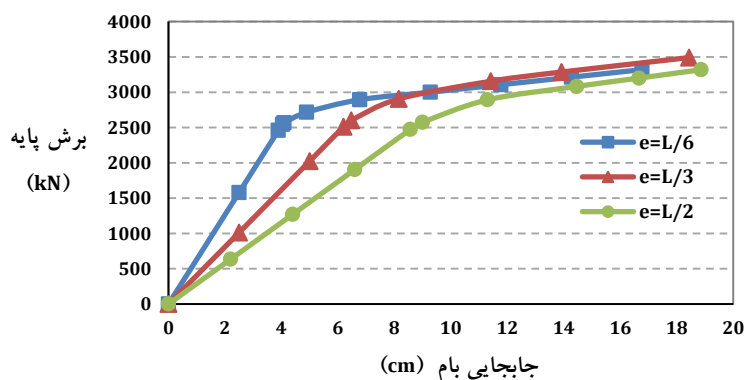
۶-۱- ضرایب اصلاح پاسخ‌های لرزه‌ای با استفاده از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی

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

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

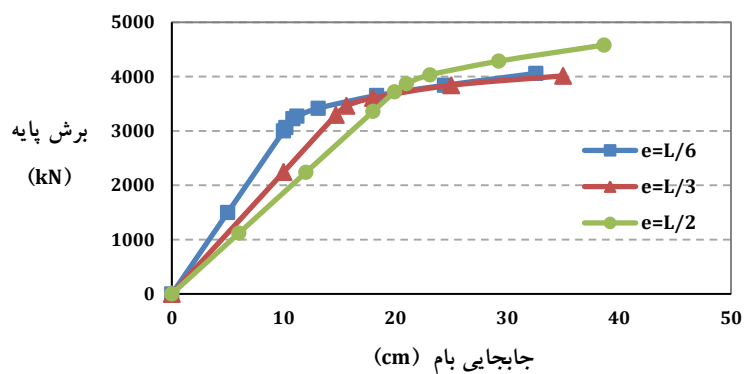


شکل ۳- نمودار برش پایه-تغییر مکان بام برای مدل‌های ۲ طبقه با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی

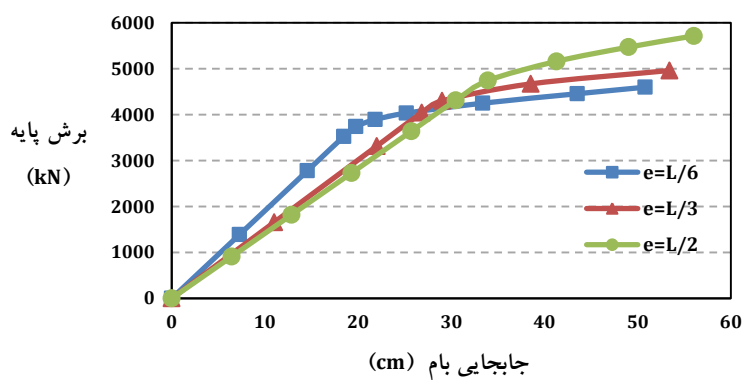


شکل ۴- نمودار برش پایه-تغییر مکان بام برای مدل‌های ۵ طبقه با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی

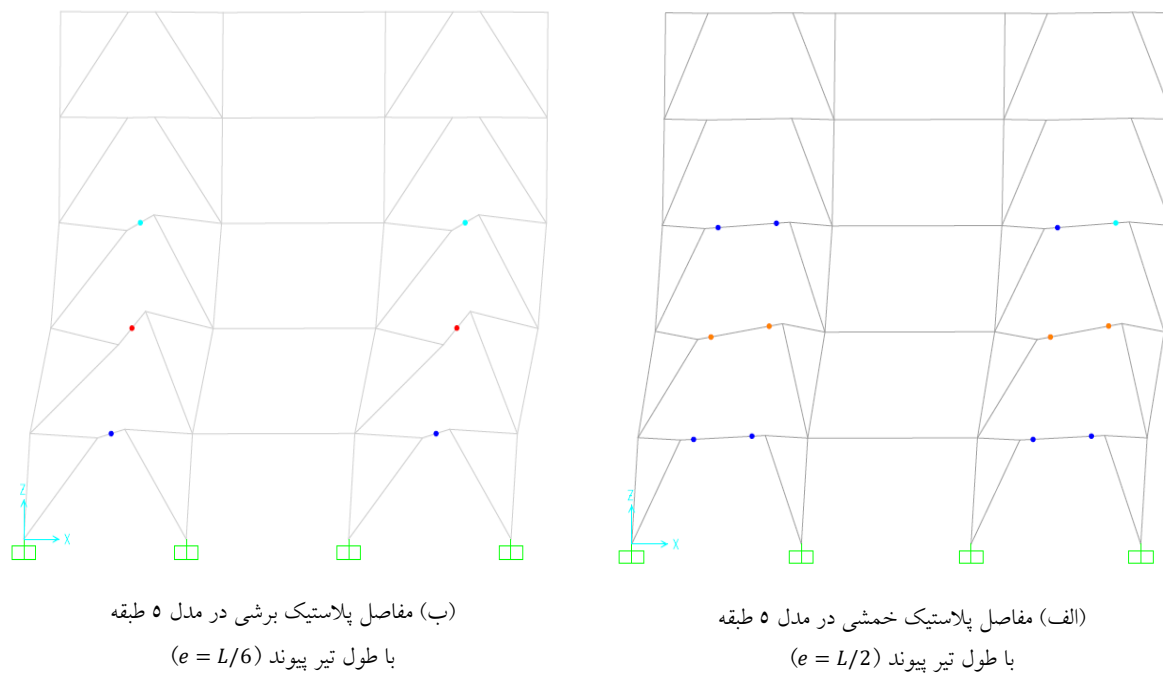




شکل ۵- نمودار برش پایه-تغییر مکان بام برای مدل‌های ۱۰ طبقه با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی

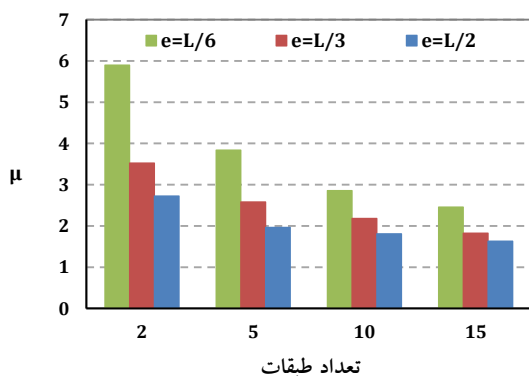


شکل ۶- نمودار برش پایه-تغییر مکان بام برای مدل‌های ۱۵ طبقه با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی

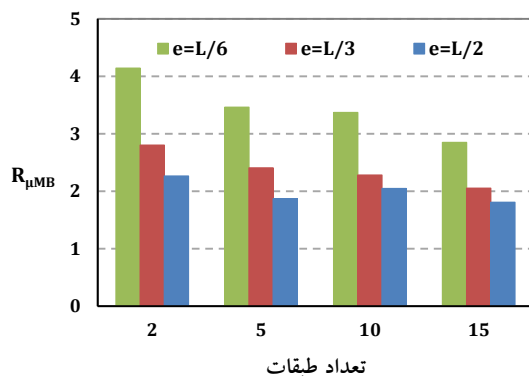


شکل ۷- موقعیت تشکیل مفاصل پلاستیک خمشی و برشی در مدل ۵ طبقه

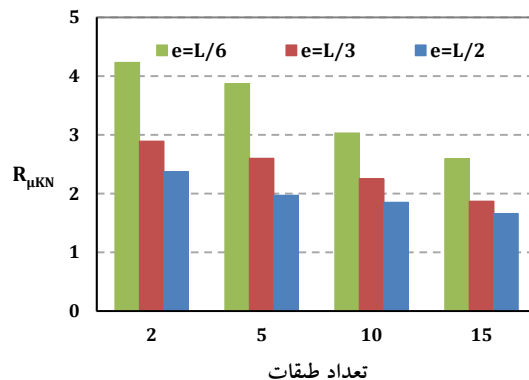
است و شکل‌پذیری نسبت به ضریب اضافه مقاومت، در سازه‌های مهاربندی واگرا تأثیر بیشتری روی ضریب رفتار دارد.



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



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

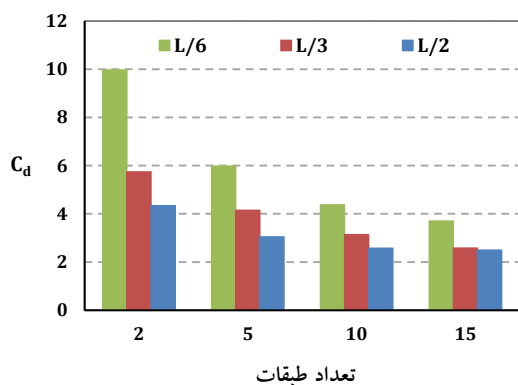


شکل ۱۰- مقادیر ضریب کاهش ناشی از شکل‌پذیری با استفاده از روش کراوینکلر و ناسار ($R_{\mu KN}$) برای طول‌های مختلف تیر پیوند در سازه‌های ۲، ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه

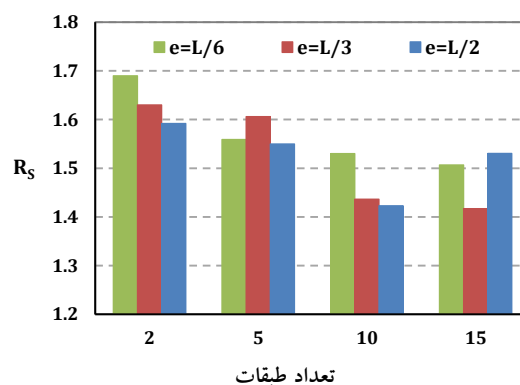
مقادیر بدست آمده از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی برای ضریب شکل‌پذیری (μ)، ضریب کاهش ناشی از شکل‌پذیری (R_{μ})، ضریب اضافه مقاومت (R_S)، ضریب رفتار (R) و ضریب تشدید تغییرمکان (G_d) برای طول‌های مختلف تیر پیوند ($e = L/6$ و $e = L/3$ ، $e = L/2$) در سازه‌های ۲، ۵، ۱۰ و ۲۰ طبقه در شکل‌های (۸) تا (۱۴) نشان داده شده‌اند.

همان‌گونه که در شکل‌های (۸) تا (۱۰) مشاهده می‌گردد، با افزایش تعداد طبقات (ارتفاع)، ضریب شکل‌پذیری و ضریب کاهش ناشی از شکل‌پذیری، کاهش می‌یابد. میزان کاهش ضریب شکل‌پذیری با افزایش ارتفاع از ۲ تا ۵ طبقه، بیشتر از میزان کاهش از ۱۰ تا ۱۵ طبقه می‌باشد. در نتیجه تغییرات ضریب شکل‌پذیری در سازه‌های کم ارتفاع، محسوس‌تر می‌باشد. همچنین مشاهده می‌شود که با افزایش طول تیر پیوند ضریب شکل‌پذیری و ضریب کاهش ناشی از شکل‌پذیری کاهش یافته است. بیشترین مقدار ضریب شکل‌پذیری برابر $5/9$ است که مربوط به سازه ۲ طبقه با طول تیر پیوند $e = L/6$ می‌باشد. کمترین مقدار ضریب شکل‌پذیری نیز برابر $1/63$ است که مربوط به سازه ۱۵ طبقه با طول تیر پیوند $e = L/2$ می‌باشد. اختلاف این مقادیر برابر با $4/27$ می‌باشد که نشان‌دهنده وابستگی زیاد ضریب شکل‌پذیری به طول تیر پیوند و ارتفاع سازه می‌باشد. در نتیجه طول تیر پیوند پارامتر بسیار مهمی در افزایش شکل‌پذیری در سازه‌های مهاربندی‌شده واگرا می‌باشد. برای مثال در مدل‌های ۲ طبقه، کاهش طول تیر پیوند از $e = L/6$ به $e = L/2$ باعث افزایش ضریب شکل‌پذیری از $5/9$ به $2/73$ شده است. به طور کلی می‌توان گفت سازه‌هایی که تیر پیوند کوتاه‌تری دارند و تسلیم برشی بر رفتار تیر پیوند آن‌ها حاکم است، نسبت به مدل‌هایی که طول تیر پیوند بزرگتری دارند و تسلیم خمشی بر رفتار تیر پیوند آن‌ها حاکم است، دارای ظرفیت دورانی و شکل‌پذیری بیشتری می‌باشند.

با توجه به شکل (۱۱) مشاهده می‌شود که ضریب اضافه مقاومت نیز در مجموع با افزایش ارتفاع، کاهش یافته است. افزایش طول تیر پیوند نیز غالباً باعث کاهش ضریب اضافه مقاومت شده است. بیشترین و کمترین مقدار ضریب اضافه مقاومت به ترتیب برابر با $1/69$ و $1/42$ است. بنابراین، اختلاف بین بیشترین و کمترین مقدار ضریب اضافه مقاومت برابر با $0/27$ می‌باشد. در نتیجه تغییرات طول تیر پیوند و ارتفاع سازه تأثیر اندکی بر میزان ضریب اضافه مقاومت در سازه‌های مهاربندی واگرا دارند. در کل میزان تغییرات ضریب اضافه مقاومت، نسبت به تغییرات ضریب شکل‌پذیری، خیلی کمتر

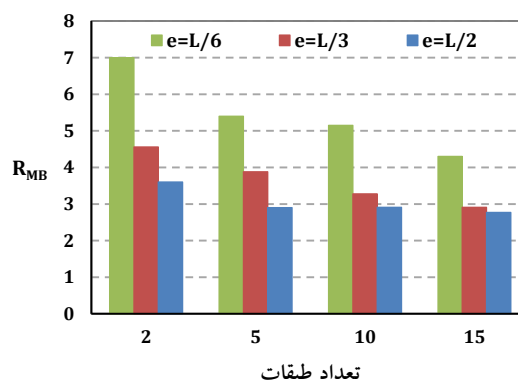


شکل ۱۴- مقادیر ضریب تشدید تغییر مکان (C_d) برای طول‌های مختلف تیر پیوند در سازه‌های ۲، ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه

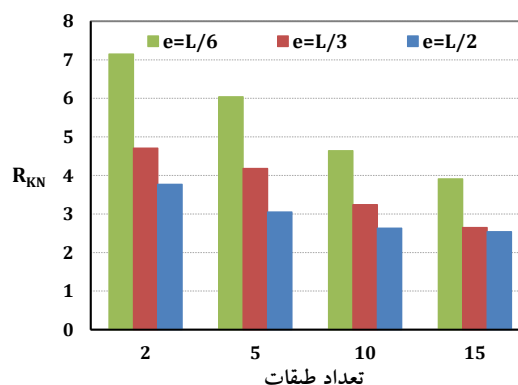


شکل ۱۱- مقادیر ضریب اضافه مقاومت (R_s) برای طول‌های مختلف تیر پیوند در سازه‌های ۲، ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه

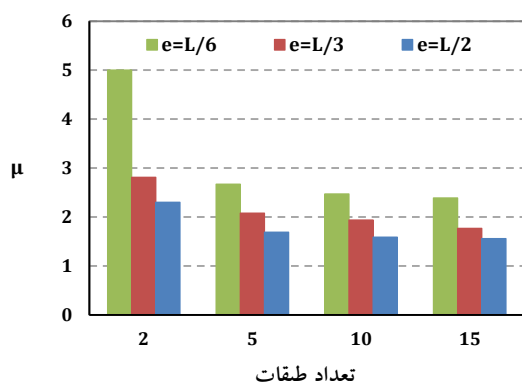
همان‌گونه که در شکل‌های (۱۲) و (۱۳) مشاهده می‌گردد، ضریب رفتار با افزایش تعداد طبقات و همچنین با افزایش طول تیر پیوند کاهش یافته است. تغییرات ضریب رفتار در سازه‌های کم ارتفاع و نیز در طول‌های کوتاه تیر پیوند، بیشتر است. ضریب رفتار نیز هم برای روش میراندا و برترو (R_{MB}) و هم برای روش کراوینکلر و نصار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



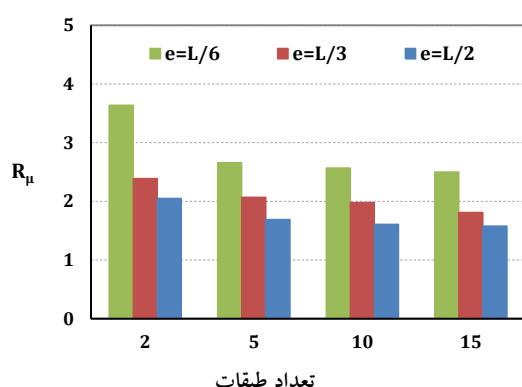
شکل ۱۲- مقادیر ضریب رفتار با استفاده از روش میراندا و برترو (R_{MB}) برای طول‌های مختلف تیر پیوند در سازه‌های ۲، ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه



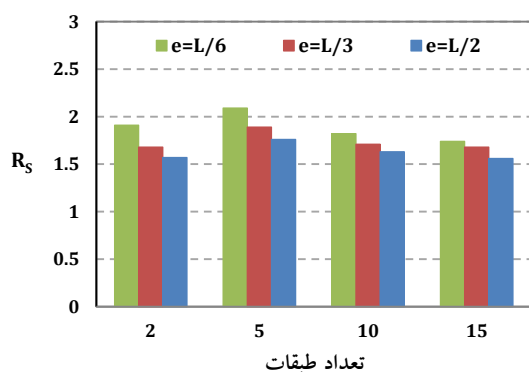
شکل ۱۳- مقادیر ضریب رفتار با استفاده از روش کراوینکلر و نصار (R_{KN}) برای طول‌های مختلف تیر پیوند در سازه‌های ۲، ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه



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



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



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

ناشی از شکل‌پذیری کاهش می‌یابد. همچنین مشاهده می‌شود که

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

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

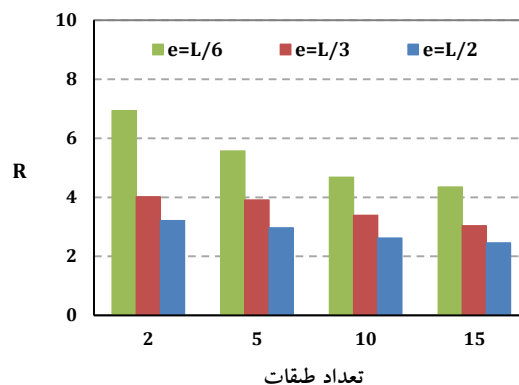
آیین‌نامه‌های ASCE 7، NEHRP و استاندارد ۲۸۰۰ مقدار ضریب تشدید تغییر مکان را برای کل ساختمان‌های مهاربندی و اگر برابر ۴ در نظر گرفته اند. بیشترین مقدار ضریب تشدید تغییر مکان حاصل از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی برابر با $9/97$ است که مربوط به سازه ۲ طبقه با طول تیر پیوند $e = L/6$ می‌باشد و تقریباً $2/5$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

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

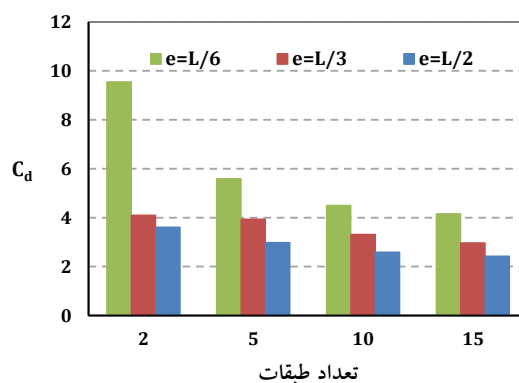
مقادیر حاصل از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی برای ضریب شکل‌پذیری (μ)، ضریب کاهش ناشی از شکل‌پذیری (R_μ)، ضریب اضافه مقاومت (R_s)، ضریب رفتار (R) و ضریب تشدید تغییر مکان (C_d) برای طول‌های مختلف تیر پیوند $e = L/2$ ، $e = L/3$ و $e = L/6$ در سازه‌های ۲، ۵، ۱۰ و ۲۰ طبقه در شکل‌های (۱۵) تا (۱۹) نمایش داده شده‌اند.

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

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



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



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

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

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

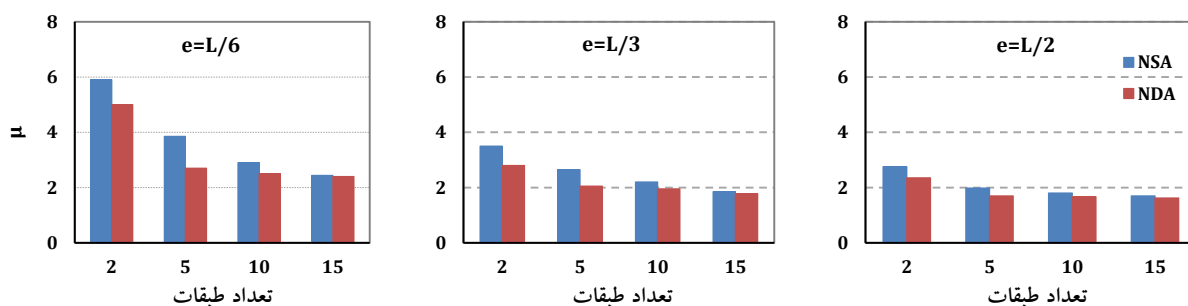
۲-۶- مقایسه نتایج حاصل از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی و تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی

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

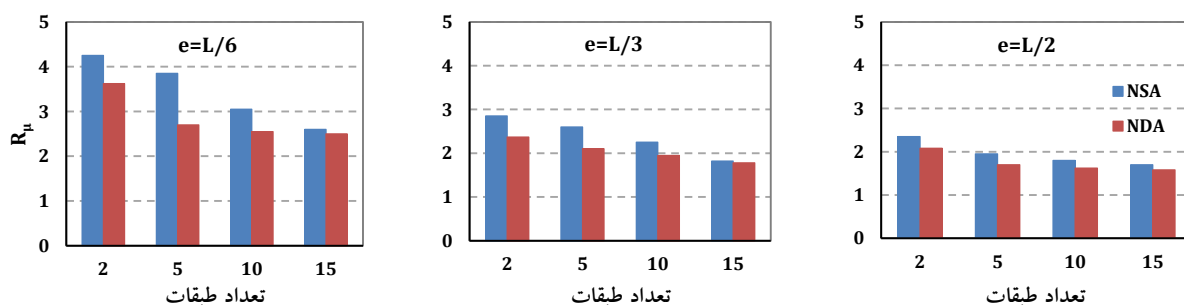
با توجه به شکل‌های (۲۰) و (۲۱) مشاهده می‌شود که مقادیر بدست آمده برای ضریب شکل‌پذیری و ضریب کاهش ناشی از شکل‌پذیری با استفاده از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی و تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی اندکی با هم اختلاف دارند و مقادیر بدست آمده با استفاده از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی اندکی بیشتر از مقادیر بدست آمده از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

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

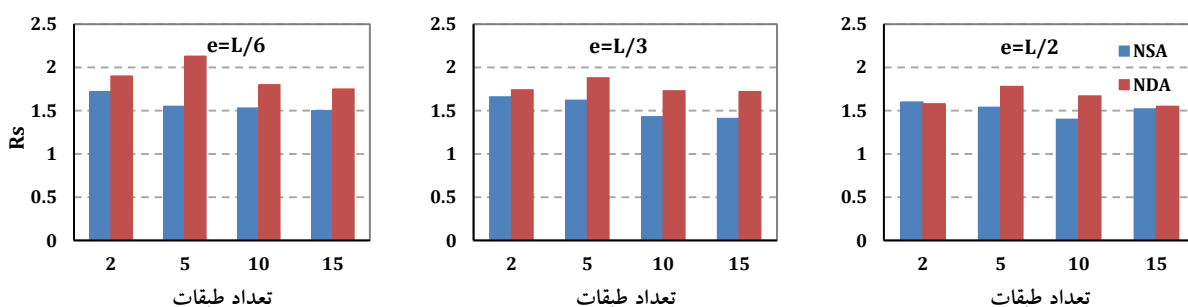




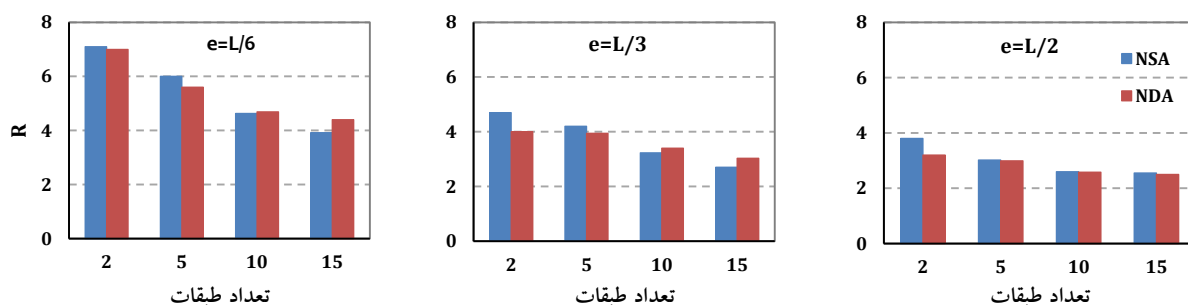
شکل ۲۰- مقایسه مقادیر ضریب شکل‌پذیری (μ) برای طول‌های مختلف تیر پیوند با استفاده از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی (NSA) و دینامیکی غیرخطی (NDA)



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

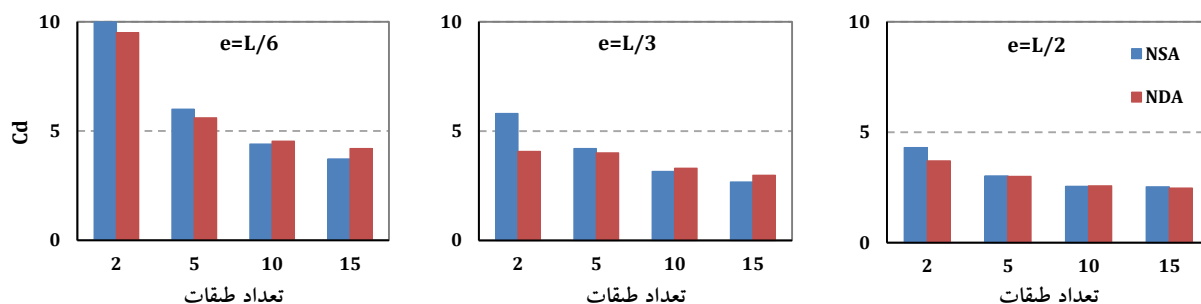


شکل ۲۲- مقایسه مقادیر ضریب اضافه مقاومت (R_s) برای طول‌های مختلف تیر پیوند با استفاده از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی (NSA) و دینامیکی غیرخطی (NDA)



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



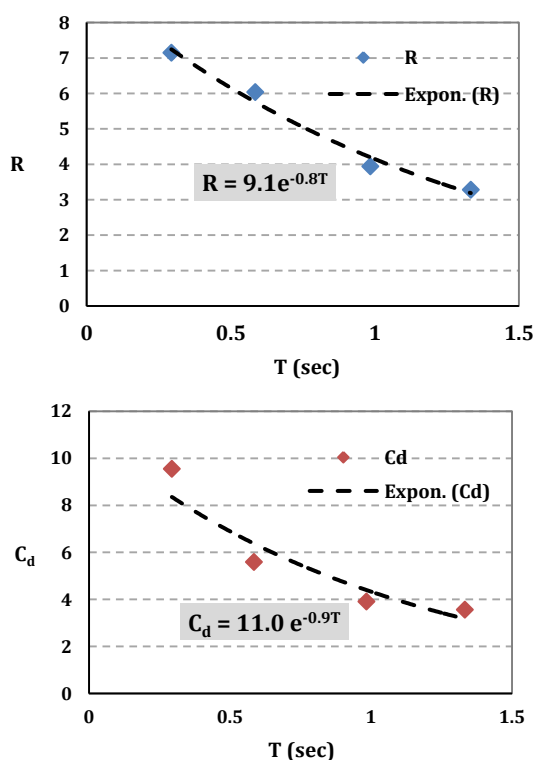


شکل ۲۴- مقایسه مقادیر ضریب تشدید تغییرمکان (C_d) برای طول‌های مختلف تیر پیوند با استفاده از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی (NSA) و دینامیکی غیرخطی (NDA)

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

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

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



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

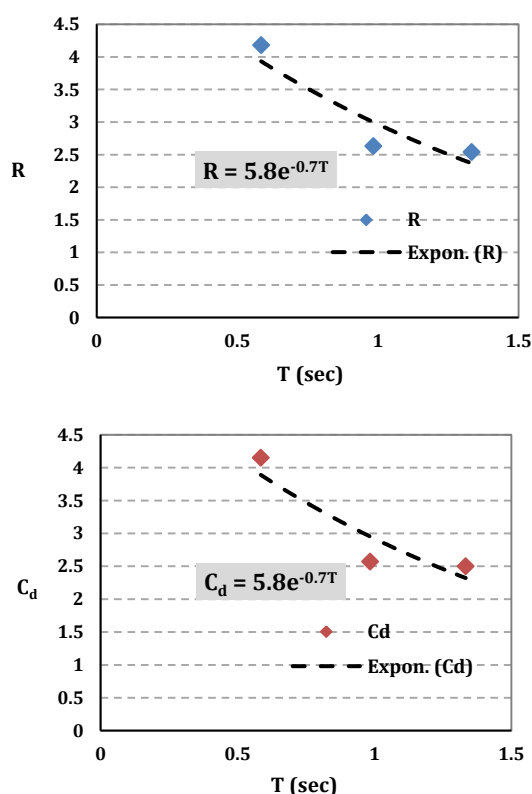
ب) اگر رفتار خمشی بر تیر پیوند حاکم باشد، با توجه به شکل (۲۶)، روابط زیر برای محاسبه ضریب رفتار و ضریب

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

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

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

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



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

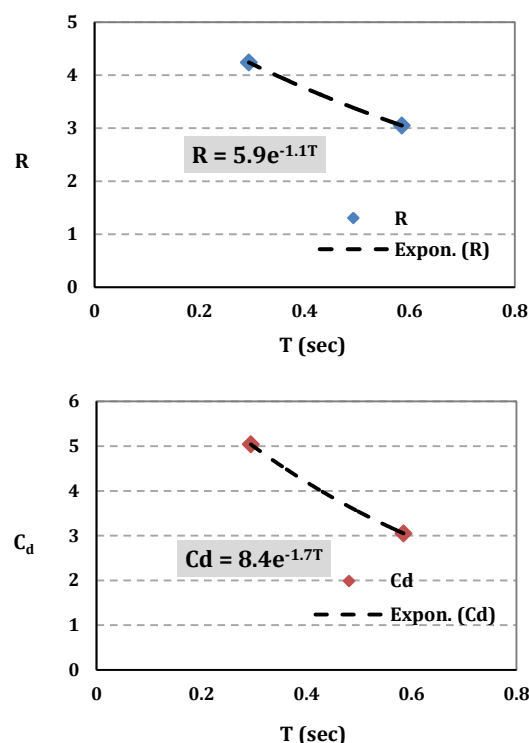
لرزه‌ای سازه‌های مهاربندی شده و اگر، تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی و دینامیکی غیرخطی بکار گرفته شدند. در نهایت روابطی، برای محاسبه ضریب رفتار و ضریب تشدید تغییرمکان بر حسب طول تیر پیوند و زمان تناوب ساختمان‌های مهاربندی و اگر ارائه گردید. نتایج این تحقیق به شرح زیر می‌باشند:

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

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

تشدید تغییرمکان پیشنهاد می‌شوند:

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



شکل ۲۸- برازش مقادیر ضریب رفتار و ضریب تشدید تغییرمکان در ساختمان‌های مهاربندی و اگر دارای تیرهای پیوند با رفتار خمشی

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

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

۸- نتیجه‌گیری

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



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

۳- ضریب رفتار با افزایش ارتفاع (زمان تناوب) و طول تیر پیوند، کاهش می‌یابد. بیشترین مقدار ضریب رفتار با استفاده از روش کراوینکلر و نصار (RKN) برابر با $7/15$ بدست آمده است که مربوط به سازه ۲ طبقه با طول تیر پیوند $e = L/6$ می‌باشد و کمترین مقدار ضریب رفتار نیز در این روش برابر با $2/54$ می‌باشد که مربوط به سازه ۱۵ طبقه با طول تیر پیوند $e = L/2$ است. اختلاف زیادی بین مقادیر بدست آمده برای ضریب رفتار وجود دارد و ضریب رفتار در تمامی مدل‌ها از مقدار ۸ که آیین‌نامه ۷-۱۰ ASCE برای طراحی این سیستم‌ها ارائه می‌کند، کمتر است. استفاده از ضریب رفتار ارائه شده در آیین‌نامه برای ساختمان‌های با تعداد طبقات بیشتر و طول تیر پیوند زیاد (دارای رفتار خمشی و ظرفیت شکل‌پذیری و دورانی کمتر) منجر به طراحی غیر محافظه کارانه و ناامنی می‌شود. لذا پیشنهاد می‌شود که در آیین‌نامه‌ها لاقفل با توجه به عملکرد تیر پیوند، ضریب رفتار مجزایی ارائه گردد.

۴- ضریب تشدید تغییر مکان با افزایش ارتفاع سازه (زمان تناوب) و همچنین با افزایش طول تیر پیوند کاهش یافته است. آیین‌نامه‌های ۷ ASCE، NEHRP و استاندارد ۲۸۰۰، مقدار ضریب تشدید تغییر مکان را برای کل ساختمان‌های مهاربندی و اگر برابر ۴ منظور کرده‌اند. بیشترین مقدار ضریب تشدید تغییر مکان حاصل از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی برابر با $9/97$ بدست آمده است که مربوط به سازه ۲ طبقه با طول تیر پیوند $e = L/6$ می‌باشد و تقریباً $2/5$ برابر مقدار ارائه شده توسط آیین‌نامه‌های مذکور است. در این حالت حداکثر تغییر مکان محاسبه شده سازه با استفاده از ضریب تشدید تغییر مکان ارائه شده توسط آیین‌نامه، کمتر از حداکثر تغییر مکان واقعی سازه می‌باشد که عواقبی چون عدم محاسبه صحیح درز انقطاع و همچنین عدم کنترل صحیح جابجایی نسبی طبقات را

در پی دارد.

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

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

۹- پیوست (الف)

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

جدول الف-۱- زمان تناوب مدل‌های سازه‌ای طراحی شده

ردیف	نام مقطع	ارتفاع	پهنای بال	ضخامت جان	ضخامت بال
۱	$B20 \times 15$	۲۰۰	۱۵۰	۶	۱۲
۲	$B25 \times 15$	۲۵۰	۱۵۰	۸	۱۴
۳	$B30 \times 20$	۳۰۰	۲۰۰	۸	۱۴

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

شماره طبقه	ستون‌های گوشه	سایر ستون‌ها	مهاربندها	تیرهای دهانه مهاربندی	سایر تیرها
۱	$140 \times 140 \times 10$	$140 \times 140 \times 10$	$90 \times 90 \times 10$	$B20 \times 15$	$B25 \times 15$
۲	$140 \times 140 \times 10$	$140 \times 140 \times 10$	$90 \times 90 \times 10$	$B20 \times 15$	$B25 \times 15$

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

شماره طبقه	ستون‌های گوشه	سایر ستونها	مهاربندها	تیرهای دهانه مهاربندی	سایر تیرها
۱	$26 \times 26 \times 20$	$24 \times 24 \times 16$	$100 \times 100 \times 10$	$B30 \times 20$	$B25 \times 15$
۲	$200 \times 200 \times 16$	$200 \times 200 \times 16$	$100 \times 100 \times 10$	$B30 \times 20$	$B25 \times 15$
۳	$160 \times 160 \times 10$	$160 \times 160 \times 10$	$100 \times 100 \times 10$	$B30 \times 20$	$B25 \times 15$
۴	$140 \times 140 \times 10$	$140 \times 140 \times 10$	$100 \times 100 \times 10$	$B30 \times 20$	$B25 \times 15$
۵	$140 \times 140 \times 10$	$140 \times 140 \times 10$	$100 \times 100 \times 10$	$B30 \times 20$	$B25 \times 15$

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

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

۱۰- مراجع

[8] Mahmoudi, M. and Zaree, M. (2010), "Evaluating response modification factors of concentrically braced steel frames", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 66, pp. 1196-1204.

[9] سحاب، م.ق. و یاراحمدی، ح. (۱۳۹۰)، "بررسی ضریب رفتار سیستم دوگانه قاب خمشی ویژه مهاربندی‌شده با بادبند قطری"، اولین کنفرانس بین‌المللی ساخت و ساز شهری در مجاورت گسل‌های فعال، تبریز- ایران.

[10] Naghipour, M., Javadi, N. and Naghipour, A. (2011), "Investigation of RBS connection ductility in eccentrically braced frame", Journal of Procedia Engineering, Vol. 14, pp. 743-752.

[11] Vaseghi Amiri, J. and Esmaeiltabar Nesheli, P. (2014), "Response modification factor of chevron braced frame with pall friction damper", International Journal of Engineering, Vol. 26, pp. 127-135.

[12] Tejash, P. and Jignesh, A. and Bhavin, P. (2014), "Evaluation response reduction factor of RC framed staging elevated water tank using static pushover analysis", International Journal of Civil and Structural Engineering, Vol. 4, pp. 215-226.

[13] Kuşylmaz, A. and Topkaya, C. (2016), "Evaluation of seismic response factors for EBFs using FEMA P695 methodology", Earthquake Spectra, Vol. 32, pp. 303-321.

[14] FEMA P695, (2009), Quantification of building seismic performance factors, FEMA P695, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.

[15] Richards P.W. and Thompson B. (2009), "Estimating

[۱] مقدم، ح. (۱۳۷۵)، "مهندسی زلزله"، جلد اول- اصول و مبانی بارگذاری لرزه‌ای، چاپ اول، تهران، انتشارات مرکز تحقیقات و مطالعات راه و ترابری، ۱۳۷۵.

[2] Freeman, S.A. (1990), "On the correlation of code forces to earthquake demands", Applied Technology Council, Redwood City, California.

[3] Maheri, M.R. and Akbari, R. (2003), "Seismic behaviour factor, R, for steel X-braced and knee-braced RC buildings", Engineering Structures, Vol. 25, pp 1505-1513.

[4] Kim, J. and Choi, H. (2005), "Response modification factors of chevron-braced frames", Engineering Structures, Vol. 27, pp 285-300.

[۵] حامدی، ف. و اکبری بیناباج، س. (۱۳۸۶)، "مقایسه رفتار لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی خارج از مرکز با پیوندهای افقی و قائم"، پنجمین کنفرانس بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، تهران.

[۶] خیرالدین، ع. و مظاهری، ح. (۱۳۸۹)، "استفاده از قاب خرابایی به منظور افزایش ضریب رفتار قاب ساده مهاربندی‌شده"، اولین کنفرانس ملی سازه و فولاد، تهران

[۷] قدیری، م.ر. عرب زاده، ح. و میرطاهری، م. (۱۳۸۹)، "بررسی تأثیر طول پیوند در ضریب رفتار قاب‌های با سیستم مهاربندی واگرا"، پنجمین کنگره ملی مهندسی عمران، مشهد، ایران، ۱۳۸۹.



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

پی نوشت

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