



http://journaliss.ir

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

مسعود خلیقی^{۱*}، کمال ایزدی^۲، سحر رضایی^۳

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

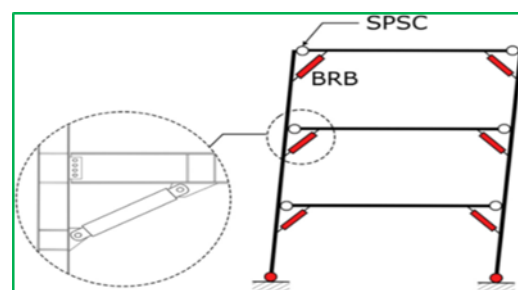


آزمایشگاهی، مورد مطالعه قرار گرفت. نتایج مطالعات محققین مذکور حاکی از بهبود عملکرد لرزه‌ای این نوع قاب‌ها بود. **ترابی و ماهری [۳]** در یک مطالعه آزمایشگاهی اثر استفاده از دستک‌های فولادی جهت ترمیم قاب‌های بتنی مسلح را بررسی نمودند. **سو و حلیم [۴, ۵]** ایده استفاده از دستک‌های میراگر منحنی شکل را به 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

³ Junda et al.

⁴ Leelataviwat et al.

¹ Uang et al.

² 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

¹ Munkhunur et al.

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

² 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 (θ_u) به عنوان پارامترهای اصلی عملکرد سازه استفاده می‌شود. تغییرمکان نسبی تسلیم سازه (θ_y) تابع اجزای انتخاب شده در طراحی بوده و به صورت ثابت باقی می‌ماند اما تغییرمکان نسبی هدف (θ_u) می‌تواند بر حسب سطوح زلزله، متفاوت طراحی شده و تغییرمکان نسبی پلاستیک (θ_p) مطابق رابطه (۱) تعریف می‌شود [۱۸].



منظور با در نظر گرفتن کلیه تلاش‌هایی که هم‌زمان بر هر عضو وارد می‌شود ظرفیت تغییرشکل اعضا بر اساس معیارهای پذیرش ارائه‌شده 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

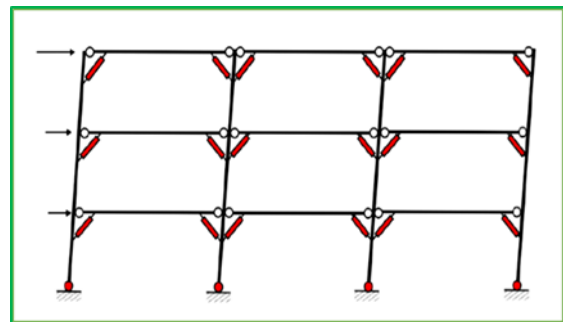
قاب‌های مورد مطالعه در این تحقیق از نوع قاب‌های با اعضای زانویی کمانش‌تاب به صورت دوبعدی بر روی خاک تپ دو و در منطقه‌ای با خطرپذیری زیاد مطابق با استاندارد ۲۸۰۰ ایران فرض شده است. قاب‌های مذکور مطابق با مبحث ششم مقررات ملی ساختمان و آئین‌نامه ۲۸۰۰ بارگذاری و طراحی شده‌اند. قاب‌ها به صورت منظم، دارای 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 تولیدشده 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 انتخاب‌شده 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.



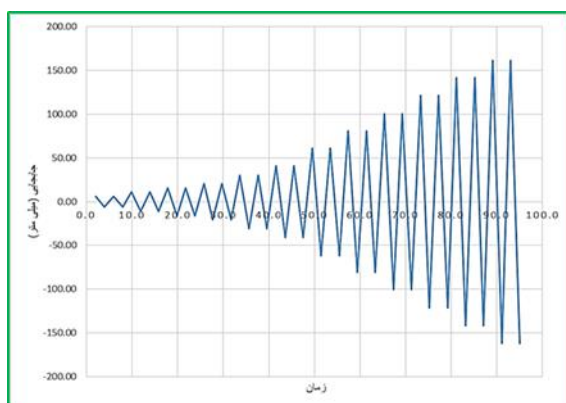
شکل ۲- مکانیسم تسلیم قاب فولادی با اعضای زانویی کمانش‌تاب با اتصالات مفصلی [۱]

لازم به ذکر است که در روش طراحی استاتیکی غیرخطی برای اجزایی که تغییرشکل کنترل هستند، تغییرشکل‌های 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 شکل‌پذیری 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 ارائه‌شده در نشریه ۳۶۰، به قاب‌ها اعمال شد. طبق دستورالعمل حداقل دو نوع توزیع بار جانبی باید به سازه‌ها اعمال شود.

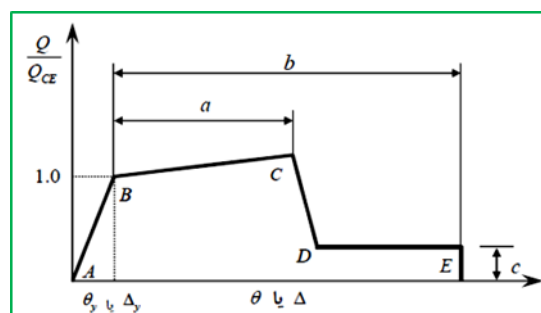
۱- توزیع بار جانبی متناسب با شکل مود اول ارتعاش در جهت مورد نظر.

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 ارائه‌شده 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 باقی‌مانده 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 ارائه‌شده 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]

پاورکت حاصل از نتایج ۹ مهاربند کمانش‌تاب تجربی است که به صورت محافظه‌کارانه‌ای توسط رادرفورد و چکنه [۱۷] ارائه شده‌اند. همان‌طور که مشاهده می‌شود دقت مدل‌سازی این روابط در پیش‌بینی حد نهایی مقاومت کششی مهاربند، کامل و صد درصد مطابق با نمونه تجربی است. این در حالی است که روابط به منظور پیش‌بینی حد نهایی مقاومت فشاری محافظه‌کارانه بوده و با ۳۰ درصد کاهش در راستای افزایش ضریب اطمینان در طراحی و مدل‌سازی به نسبت نمونه تجربی ارائه شده است. هم‌چنین روابط جهت مدل‌سازی کرنش حداکثر در هر دو راستای کششی و فشاری بدون در نظر گرفتن اثرات لقی بین به صورت محافظه‌کارانه و به صورت متوسط تا ۲۵ درصد کرنش کم‌تری برای نمونه مدل‌سازی شده به نسبت نمونه تجربی را نشان می‌دهد. اثرات لقی بین بنا بر اظهارات محققین تست تجربی (نمودار سیاه رنگ) در حدود ۰/۵ درصد بوده است. نتایج نشان داد که روابط ارائه‌شده توسط شرکت استار ساینمیک به صورت محافظه‌کارانه بوده و در راستای افزایش ضریب اطمینان در طراحی اعضای کمانش‌تاب ارائه شده است.

۲-۴- مدل‌سازی نمونه تجربی اعضای کمانش‌تاب به روش

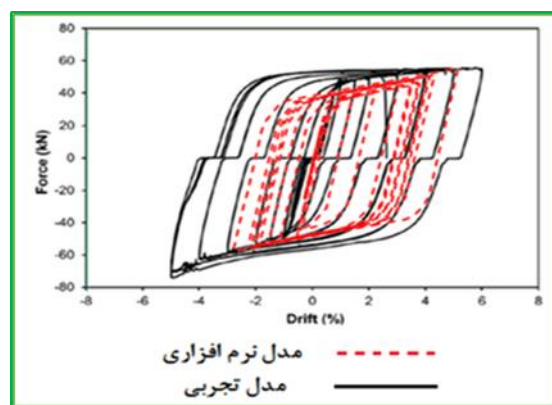
مریت و همکاران در نرم‌افزار PERFORM 3D

روش پیشنهادی برای مدل‌سازی اعضای زانویی کمانش‌تاب توسط مریت و همکاران [۱۵] و بر اساس نتایج تست‌های واقعی ساخته شده است. در این روش به منظور مدل‌سازی اعضای زانویی، رابطه نیرو-تغییرشکل به صورت سه‌خطی فرض شده است و نتایج آزمایشات، ظرفیت نهایی کرنش مهاربندها را بیش از ۲/۵ درصد نشان می‌دهد و مقدار کرنش در طول ناحیه انتقال (محدوده الاستیک + مقطع هسته) برابر ۸۰ درصد از کرنش کلی عضو زانویی می‌باشد. در این روش فرض شده است که تنها مقطع هسته عضو زانویی به صورت غیرالاستیک تغییر شکل می‌دهد. نتایج نمودار حلقه‌های هیستریزس عضو زانویی کمانش‌تاب تجربی مدل‌شده با روش مریت و همکاران [۱۵] در شکل (۶)

۱-۴- مدل‌سازی نمونه تجربی اعضای کمانش‌تاب به روش

پاورکت در نرم‌افزار PERFORM 3D

مدل‌سازی نمونه تجربی چوندا و همکاران [۱] با روش موسوم به مدل پاورکت در نرم‌افزار PERFORM 3D انجام شد و مقایسه نتایج حلقه‌های هیستریزس مدل عضو زانویی با نتایج تجربی در شکل (۵) نشان داده شده است. این روش مدل‌سازی اعضای کمانش‌تاب حاصل مطالعات رادرفورد و چکنه [۱۷] می‌باشد که در آن اجزای مهاربند کمانش‌تاب را مطابق با نتایج هیستریزس ۹ مهاربند تجربی، مدل‌سازی کردند. در این مطالعه دستورالعمل‌هایی برای مدل‌سازی اجزای غیرخطی اعضای کمانش‌تاب طبق روش موسوم به مدل پاورکت ارائه شده است. مدل پاورکت به پیشنهاد شرکت استار ساینمیک به عنوان طراح و سازنده اعضای کمانش‌تاب مورد استفاده قرار گرفت. این روش به عنوان روش پیش‌فرض جهت مدل‌سازی اعضای زانویی در نرم‌افزار تحلیل سازه‌ای ETABS ارائه شده است.



شکل ۵- مقایسه حلقه‌های هیستریزس عضو زانویی

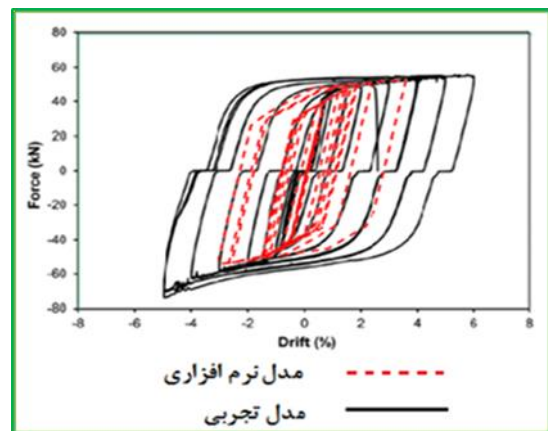
کمانش‌تاب مدل تجربی چوندا و همکاران [۱] با مدل نرم‌افزاری به روش پاورکت

همان‌طور که در شکل (۵) دیده می‌شود حلقه‌های هیستریزس به‌دست‌آمده از مدل نرم‌افزاری به صورت کامل با نمودار نمونه تجربی مطابقت نداشته که این موضوع به دلیل روابط و فرمول‌های پیشنهادی در روش پاورکت می‌باشد. روابط ارائه‌شده در روش

² Star Seismic

¹ 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

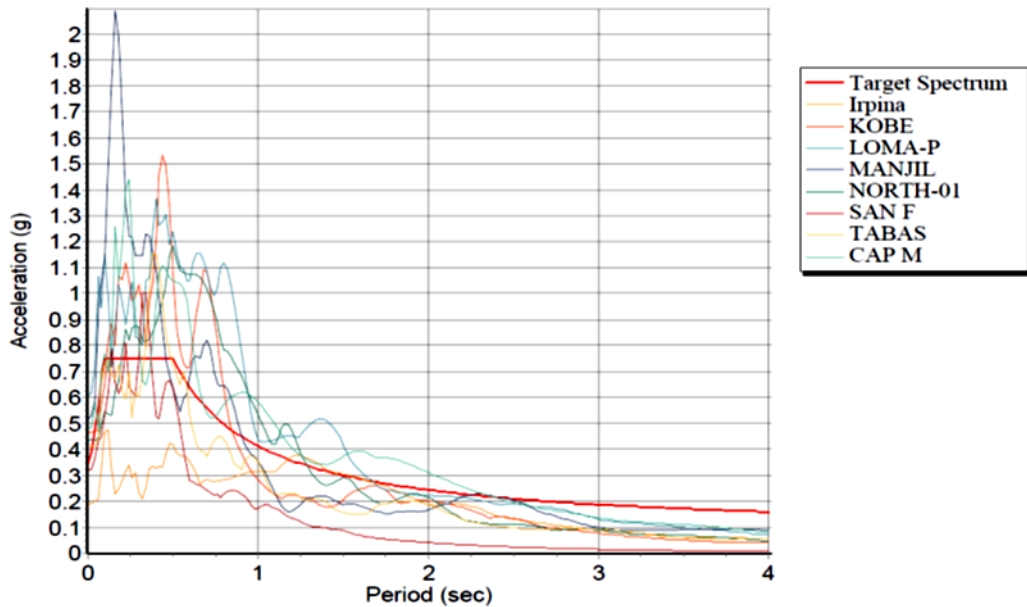
در پژوهش حاضر به منظور انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه‌زمانی، ۸ رکورد شتاب‌نگاشت مطابق با دستورالعمل ارائه‌شده در استاندارد ۲۸۰۰ از بانک داده‌های سایت PEER انتخاب و مقیاس‌سازی آن‌ها انجام گرفت. این مطالعه با فرض این که سازه در منطقه با پهنه خطر نسبی زیاد زلزله ($A = 0.3$)، ساختمانی زمین از نوع خاک 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،

² Loma Beta

¹ 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^۱ (IO)، ایمنی جانی^۲ (LS) و آستانه فروپاشی^۳ (CP) اندازه‌گیری و نمایش داده شد. برای هر یک از تیر و ستون‌های قاب‌های مورد مطالعه با نسبت قابلیت استفاده بی‌وقفه بزرگ‌تر از ۱، مفصل 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

³ Collapse Prevention

¹ Immediate Occupancy

² 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 اعضا 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. هم چنین 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. هم چنین 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

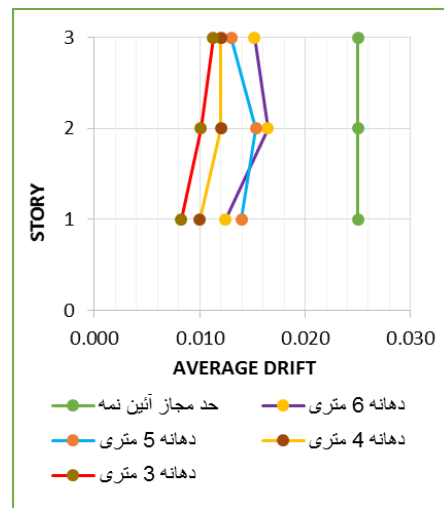
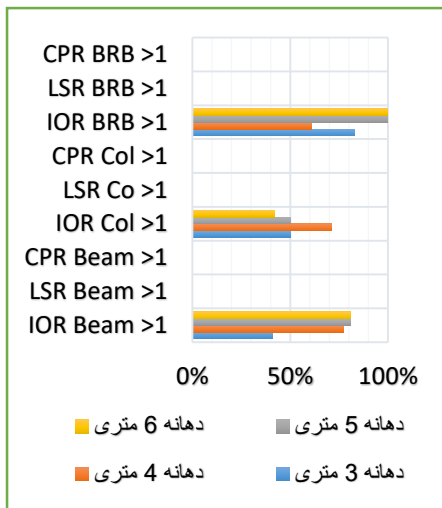
در این پژوهش به منظور ارزیابی کلی قاب های مورد مطالعه، تغییر مکان نسبی طبقات با مقادیر مجاز استاندارد ۲۸۰۰ مقایسه گردید. میانگین جابه جایی نسبی طبقات در قاب های مورد نظر، حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخیچه زمانی تحت ۸ رکورد زلزله مقیاس شده محاسبه گردید. نتایج حاصل از این مطالعه به شرح زیر است:

- 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.

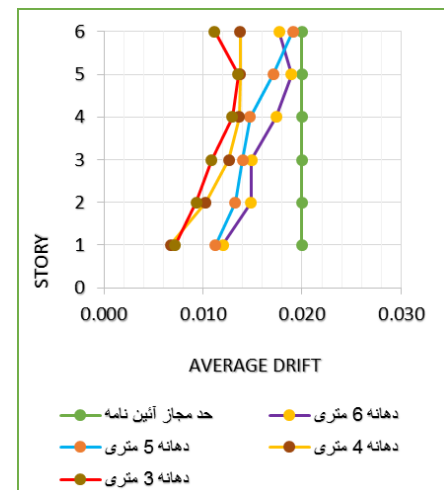
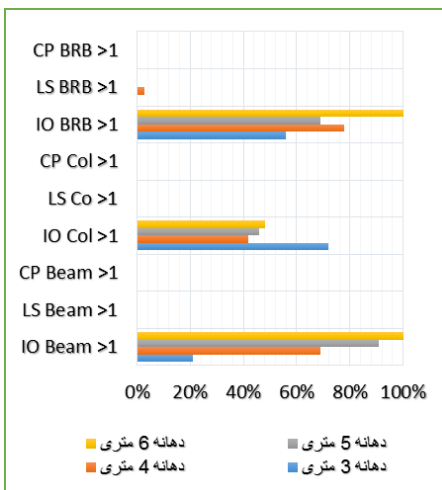
۶-۶- ارزیابی موضعی مقاطع و اعضاء

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:

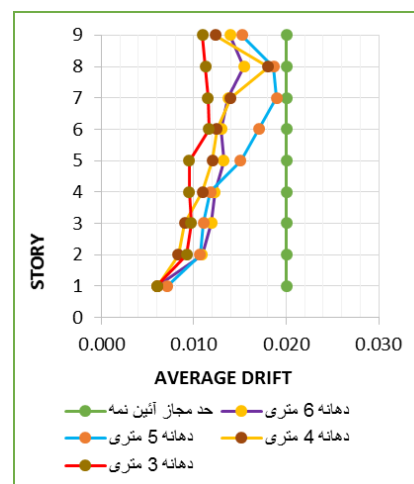
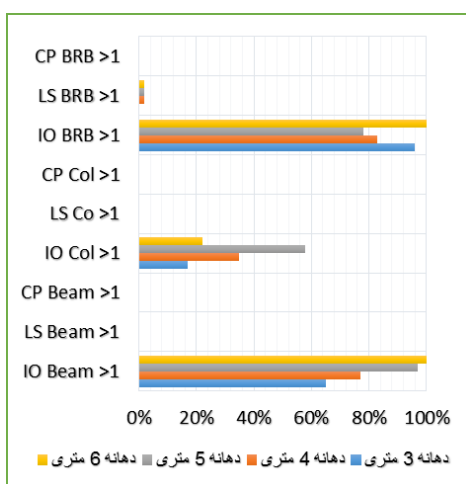
- ۱- برای تیرها و ستون های قاب های ۳ طبقه به صورت میانگین به ترتیب، در ۷۰ درصد و ۵۳ درصد گره ها خارج از مکانیسم



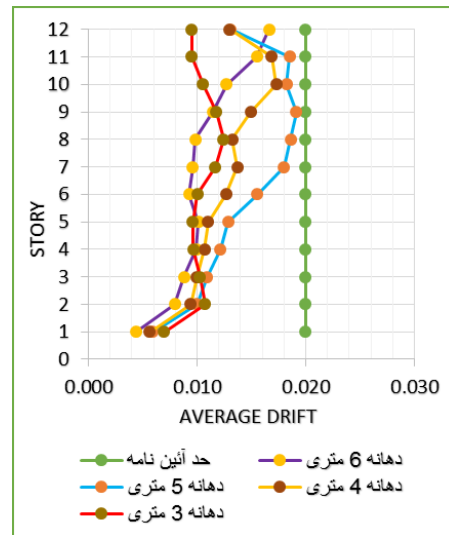
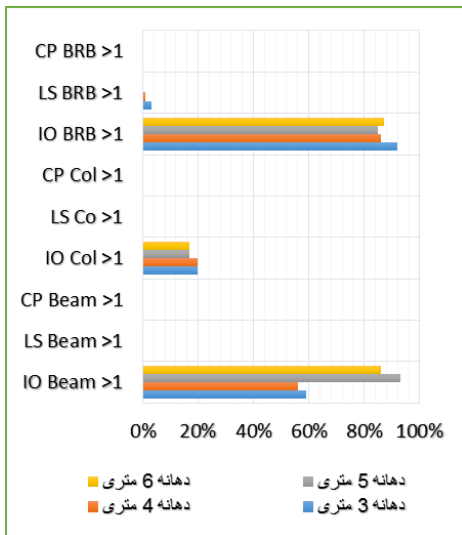
شکل ۸- مقایسه سطوح عملکرد اجزای سازه‌ای و نتایج تغییر مکان نسبی طبقات قاب‌های ۳ طبقه با طول دهانه ۳، ۴، ۵ و ۶ متری



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

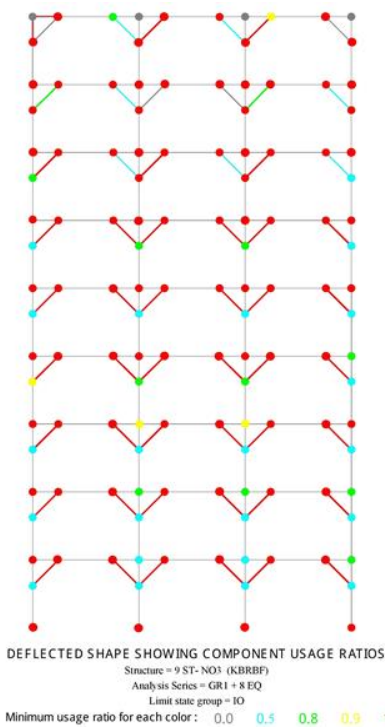


شکل ۱۰- مقایسه سطوح عملکرد اجزای سازه‌ای و نتایج تغییر مکان نسبی طبقات قاب‌های ۹ طبقه با طول دهانه ۳، ۴، ۵ و ۶ متری



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 کم‌انرژی تاب از سطح عملکرد ایمنی جانی برای قاب ۹ طبقه به ترتیب در شکل‌های (۱۲) و (۱۳) نشان داده شده است.



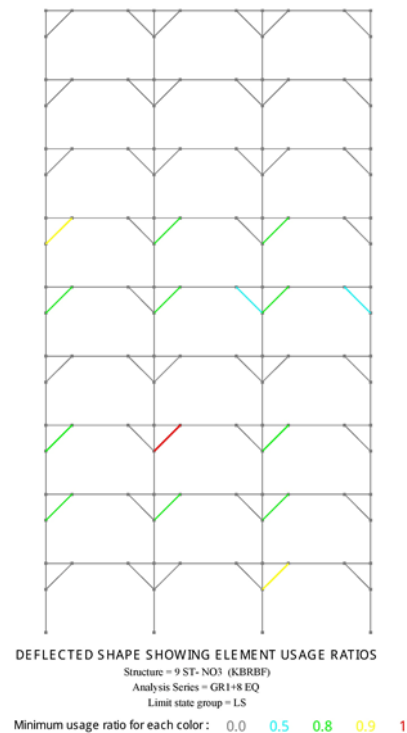
شکل ۱۲- تشکیل مفاصل پلاستیک در قاب ۹ طبقه در سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه (IO)

تسلیم تعریف‌شده 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 کم‌انرژی تاب 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.

[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 کم‌انرژی 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 مشخصاً در آئین‌نامه ایران تبیین نشده است، بنابراین بررسی دقیق و ارزیابی ضریب رفتار سازه‌های مهاربند زانویی کم‌انرژی تاب 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

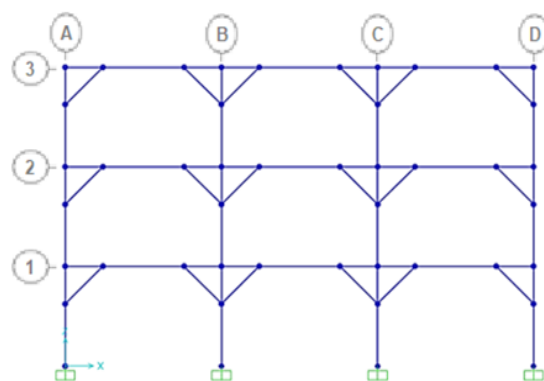
دهانه ۳ متر

مقطع عضو زانویی راست	مقطع عضو زانویی چپ	تیب عضو زانویی	مقطع ستون	تیب ستون	مقطع تیر	تیب تیر
-	KBRB 1.5 in ²	A1	HE220 B	A1	IPE 270	AB-1
KBRB 1.5 in ²	KBRB 2 in ²	B1	HE260 B	B1	IPE 240	BC-1
KBRB 2 in ²	KBRB 1.5 in ²	C1	HE260 B	C1	IPE 270	CD-1
KBRB 1.5 in ²	-	D1	HE220 B	D1	IPE 300	AB-2
-	KBRB 1.5 in ²	A2	HE220 B	A2	IPE 270	BC-2
KBRB 1.5 in ²	KBRB 1.5 in ²	B2	HE260 B	B2	IPE 300	CD-2
KBRB 1.5 in ²	KBRB 1.5 in ²	C2	HE260 B	C2	IPE 270	AB-3
KBRB 1.5 in ²	-	D2	HE220 B	D2	IPE 240	BC-3
-	KBRB 1.5 in ²	A3	HE200 B	A3	IPE 270	CD-3
KBRB 1.5 in ²	KBRB 1.5 in ²	B3	HE220 B	B3	IPE 240	AB-4
KBRB 1.5 in ²	KBRB 1.5 in ²	C3	HE220 B	C3	IPE 240	BC-4
KBRB 1.5 in ²	-	D3	HE200 B	D3	IPE 240	CD-4
-	KBRB 1.5 in ²	A4	HE180 B	A4	IPE 220	AB-5
KBRB 1.5 in ²	KBRB 1.5 in ²	B4	HE220 B	B4	IPE 220	BC-5
KBRB 1.5 in ²	KBRB 1.5 in ²	C4	HE220 B	C4	IPE 220	CD-5
KBRB 1.5 in ²	-	D4	HE180 B	D4	IPE 220	AB-6
-	KBRB 1.5 in ²	A5	HE160 B	A5	IPE 200	BC-6
KBRB 1.5 in ²	KBRB 1.5 in ²	B5	HE180 B	B5	IPE 220	CD-6
KBRB 1.5 in ²	KBRB 1.5 in ²	C5	HE180 B	C5		
KBRB 1.5 in ²	-	D5	HE160 B	D5		
-	KBRB 1 in ²	A6	HE140 B	A6		
KBRB 1.5 in ²	KBRB 1.5 in ²	B6	HE140 B	B6		
KBRB 1.5 in ²	KBRB 1.5 in ²	C6	HE140 B	C6		
-	KBRB 1 in ²	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 ²	A-1	HE180B	A-1	IPE 270	AB-1
KBRB 1.5 in ²	KBRB 2 in ²	B-1	HE220B	B-1	IPE 240	BC-1
KBRB 2 in ²	KBRB 1.5 in ²	C-1	HE220B	C-1	IPE 270	CD-1
KBRB 1.5 in ²	-	D-1	HE180B	D-1	IPE 240	AB-2
-	KBRB 1.5 in ²	A-2	HE180B	A-2	IPE 240	BC-2
KBRB 1.5 in ²	KBRB 1.5 in ²	B-2	HE200B	B-2	IPE 240	CD-2
KBRB 1.5 in ²	KBRB 1.5 in ²	C-2	HE200B	C-2	IPE 220	AB-3
KBRB 1.5 in ²	-	D-2	HE180B	D-2	IPE 200	BC-3
-	KBRB 1 in ²	A-3	HE160B	A-3	IPE 220	CD-3
KBRB 1.5 in ²	KBRB 1.5 in ²	B-3	HE180B	B-3		
KBRB 1.5 in ²	KBRB 1.5 in ²	C-3	HE180B	C-3		
-	KBRB 1.5 in ²	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	تیب عضو زانویی	مقطع ستون	تیب ستون	مقطع تیر	تیب 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 1.5 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	تیب عضو زانویی	مقطع ستون	تیب ستون	مقطع تیر	تیب تیر
-	KBRB 1.5 in ²	A1	HE280B	A1	IPE 270	AB -1
KBRB 1.5 in ²	KBRB 1.5 in ²	B1	HE340B	B1	IPE 270	BC -1
KBRB 1.5 in ²	KBRB 1.5 in ²	C1	HE340B	C1	IPE 270	CD -1
KBRB 1.5 in ²	-	D1	HE280B	D1	IPE 300	AB -2
-	KBRB 2 in ²	A2	HE280B	A2	IPE 300	BC -2
KBRB 2 in ²	KBRB 2 in ²	B2	HE340B	B2	IPE 300	CD -2
KBRB 2 in ²	KBRB 2 in ²	C2	HE340B	C2	IPE 300	AB -3
KBRB 2 in ²	-	D2	HE280B	D2	IPE 270	BC -3
-	KBRB 2 in ²	A3	HE280B	A3	IPE 300	CD -3
KBRB 2 in ²	KBRB 2 in ²	B3	HE320B	B3	IPE 270	AB -4
KBRB 2 in ²	KBRB 2 in ²	C3	HE320B	C3	IPE 270	BC -4
KBRB 2 in ²	-	D3	HE280B	D3	IPE 270	CD -4
-	KBRB 2 in ²	A4	HE260B	A4	IPE 270	AB -5
KBRB 2 in ²	KBRB 2 in ²	B4	HE280B	B4	IPE 270	BC -5
KBRB 2 in ²	KBRB 2 in ²	C4	HE280B	C4	IPE 270	CD -5
KBRB 2 in ²	-	D4	HE260B	D4	IPE 240	AB -6
-	KBRB 2 in ²	A5	HE240B	A5	IPE 240	BC -6
KBRB 2 in ²	KBRB 2 in ²	B5	HE280B	B5	IPE 240	CD -6
KBRB 2 in ²	KBRB 2 in ²	C5	HE280B	C5	IPE 240	AB -7
KBRB 2 in ²	-	D5	HE240B	D5	IPE 240	BC -7
-	KBRB 1.5 in ²	A6	HE240B	A6	IPE 240	CD -7
KBRB 1.5 in ²	KBRB 1.5 in ²	B6	HE280B	B6	IPE 240	AB -8
KBRB 1.5 in ²	KBRB 1.5 in ²	C6	HE280B	C6	IPE 240	BC -8
KBRB 1.5 in ²	-	D6	HE240B	D6	IPE 240	CD -8
-	KBRB 1.5 in ²	A7	HE220B	A7	IPE 220	AB -9
KBRB 1.5 in ²	KBRB 1.5 in ²	B7	HE240B	B7	IPE 240	BC -9
KBRB 1.5 in ²	KBRB 1.5 in ²	C7	HE240B	C7	IPE 220	CD -9
KBRB 1.5 in ²	-	D7	HE220B	D7	IPE 220	AB -10
-	KBRB 1.5 in ²	A8	HE220B	A8	IPE 220	BC -10
KBRB 1.5 in ²	KBRB 1.5 in ²	B8	HE240B	B8	IPE 220	CD -10
KBRB 1.5 in ²	KBRB 1.5 in ²	C8	HE240B	C8	IPE 200	AB -11
KBRB 1.5 in ²	-	D8	HE220B	D8	IPE 200	BC -11
-	KBRB 1.5 in ²	A9	HE180B	A9	IPE 200	CD -11
KBRB 1.5 in ²	KBRB 1.5 in ²	B9	HE220B	B9	IPE 200	AB -12
KBRB 1.5 in ²	KBRB 1.5 in ²	C9	HE220B	C9	IPE 180	BC -12
-	KBRB 1.5 in ²	D9	HE180B	D9	IPE 200	CD -12
-	-	A10	HE160B	A10		



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

