

تعیین ضریب رفتار قاب‌های خمشی فولادی با شکل‌پذیری متوسط با در نظر گرفتن اثر نرمی اتصال

فاطمه تبری^۱، رضا آقاییاری^۲، مهدی ایزدپناه^{۳*}

۱- کارشناسی ارشد، گروه مهندسی عمران، دانشگاه رازی، کرمانشاه

۲- دانشیار، گروه مهندسی عمران، دانشگاه رازی، کرمانشاه

۳- استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی کرمانشاه

m.izadpanah@kut.ac.ir

تاریخ پذیرش ۱۴۰۱/۰۹/۲۷

تاریخ دریافت ۱۴۰۱/۰۶/۱۶

چکیده

سیستم قاب خمشی فولادی به دلایل متعددی از جمله سرعت ساخت بالا، مقاومت و شکل‌پذیری مناسب و ... مورد استفاده قرار می‌گیرد. بزرگترین مزیت این سیستم، مربوط به ملاحظات معماری و امکان ایجاد بازشو در دهانه‌های مختلف است. اتصالات این سیستم سازه‌ای از تاثیرگذارترین مولفه‌ها در پاسخ‌های این سیستم هستند. در فرایند تحلیل و طراحی این سیستم سازه‌ای، فرض بر آن است که اتصالات دارای رفتاری کاملاً صلب هستند. تحقیقات گذشته نشان داده‌اند که فرض صلب بودن رفتار اتصال، به دلایل متعدد ممکن است صحیح نباشد و سبب ایجاد خطا در نتایج تحلیل و طراحی شود. در این مقاله، تاثیر نیمه صلب بودن اتصالات تیر به ستون، بر رفتار لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی در راستای تعیین ضریب رفتار سازه، مورد بررسی قرار گرفته است. بدین منظور قاب‌های خمشی فولادی با شکل‌پذیری متوسط، با تعداد دهانه‌ها و طبقات مختلف شامل قاب‌های یک و دو طبقه یک دهانه، قاب‌های دو، چهار، شش، هشت و ده طبقه دو دهانه، قاب‌های سه، شش، نه و دوازده طبقه سه دهانه و قاب‌های دو، شش، ده و چهارده طبقه چهار دهانه در نظر گرفته شدند و براساس ویرایش چهارم آیین‌نامه‌های ۲۸۰۰ و مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان، تحلیل و طراحی شدند. در ادامه، تحلیل بار افزون روی این قاب‌ها انجام شد و منحنی ظرفیت این قاب‌ها، یکبار با فرض صلب بودن اتصال و سپس با در نظر گرفتن نرمی اتصال (یکبار با فرض ۶۰ درصد مقاومت نهایی و بار دیگر با فرض ۸۰ درصد مقاومت نهایی) با استفاده از نرم‌افزار OpenSees، استخراج شد. به منظور مدل‌سازی رفتار اتصال در این نرم‌افزار، از دو فنر با طول صفر، در انتهای تیرها استفاده، و منحنی لنگر-دوران اتصال، به این فنرها اختصاص داده شد. سپس ضریب رفتار هر قاب با استفاده از روش پیشنهادی FEMA-P695 محاسبه شد. نتایج نشان می‌دهد که برای قاب‌ها با فرض اتصال صلب، ضریب رفتار محاسبه شده نزدیک به ۵ است، که مقدار توصیه شده برای این سیستم سازه‌ای در آیین‌نامه ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم) است. همچنین مقایسه ضرایب رفتار قاب‌های دارای اتصال صلب و نیمه صلب (۶۰ درصد) نشان می‌دهد که مقادیر ضریب رفتار در این قاب‌ها، در یک محدوده هستند. ارزیابی نتایج نشان می‌دهد که با در نظر گرفتن نرمی اتصالات، اگرچه مقاومت سازه کاهش یافته است، شکل‌پذیری سازه افزایش یافته و در پایان مقدار ضریب رفتار افزایش یافته است. از بین قاب‌های بررسی شده، در قاب‌های ۲ دهانه ۱۰ طبقه، ۳ دهانه ۱۲ طبقه و ۴ دهانه ۱۴ طبقه، ضریب رفتاری کمتر از ۵ حاصل شده است. بررسی نسبت ارتفاع به طول دهانه این قاب‌ها نشان می‌دهد که در این سازه‌ها، نسبت ارتفاع سازه به طول دهانه در مقایسه با سازه‌های دیگر بیشتر است و به نوعی می‌توان این سازه‌ها را نسبت به دیگر سازه‌های بررسی شده، جز سازه‌های لاغر در نظر گرفت.

واژگان کلیدی: اتصالات صلب، اتصالات نیمه صلب، قاب‌های خمشی فولادی، تحلیل استاتیکی غیرخطی، پلاستیسیته گسترده و پلاستیسیته متمرکز.

۱- مقدمه

جذب انرژی زلزله در پی تغییر شکل غیرارتجاعی سازه‌ها موضوع تحقیقات بسیاری بوده است و پژوهشگران همواره به دنبال ارائه روشی آسان و در عین حال دقیق، برای لحاظ کردن این اثر در تحلیل خطی سازه‌ها بوده‌اند. برای رسیدن به این هدف، شناخت کامل رفتار لرزه‌ای یک سازه به منظور پایداری در برابر نیروهای زلزله الزامی است. عوامل مختلفی از جمله مقاومت، سختی و شکل‌پذیری به عنوان لزوم لرزه‌ای غیرارتجاعی سازه‌ها در مقابل زلزله‌های با شدت بالا معرفی می‌شوند. عامل سختی معمولاً مستقل از عوامل دیگر معرفی می‌شود ولی می‌توان گفت مقاومت و شکل‌پذیری کاملاً به هم وابسته هستند و افزایش مقدار هر کدام از آن‌ها باعث می‌شود تا نیاز به دیگری برای مقابله با یک زلزله خاص کاهش یابد [1].

استفاده از ضریب رفتار در سال ۱۹۵۷ برای اولین بار پیشنهاد شد و بیش از ۳۰ سال طول کشید تا این ضریب توسط آیین‌نامه‌ها ارائه شود و پس از سال ۱۹۸۸، استفاده از این ضریب در محاسبه نیروی زلزله رواج یافت [1]. بیشتر آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای از ضریب رفتار برای تخمین نیروی ناشی از زلزله استفاده نموده‌اند. این ضریب در آیین‌نامه‌های گوناگون با اسامی مختلفی شامل ضریب اصلاح پاسخ، ضریب اصلاح نیرو، ضریب عملکرد سیستم سازه و ... شناخته می‌شود. در استاندارد ۲۸۰۰ ایران از عبارت ضریب رفتار استفاده شده است [1, 2]. ضریب رفتار سازه مستقیماً به ضریب شکل‌پذیری آن بستگی دارد. ظرفیت و تغییر شکل غیر ارتجاعی سازه به کمک ضریب شکل‌پذیری بیان می‌شود که حاصل تقسیم تغییر شکل نهایی سازه به تغییر شکل لحظه تسلیم می‌باشد. علاوه بر شکل‌پذیری، عواملی مانند میزان مشارکت موده‌های بالا، مقاومت‌افزون و نوع سیستم مقاوم سازه‌ای نیز بر این رابطه تاثیر دارند. در سال‌های اخیر، مقوله ضریب رفتار مورد توجه بسیاری از پژوهشگران قرار گرفته است و محققان به بررسی جنبه‌های مختلف موثر بر ضریب رفتار انواع مختلف سازه‌ها پرداختند [3]. رفیعی و میرطاهری به تعیین ضریب رفتار سازه‌های فولادی مجهز به میراگر اصطکاکی سیلندری پرداخته‌اند. در این تحقیق، محاسبه ضریب رفتار برای دو حالت تنش مجاز و مقاومت نهایی، در

نظر گرفته شده است. سازه‌های دارای این میراگر به صورت قطری و هشتی مجهز شده‌اند. نتایج نشان می‌دهد که در حالت مقاومت نهایی مقدار ضریب رفتار در حدود ۸ است. همچنین این ضریب برای حالتی که میراگر به صورت قطری در سازه قرار دارد، بیشتر است و در این حالت مقدار بیشتری از انرژی را جذب و مستهلک می‌کند [4]. در سال‌های اخیر، محاسبه ضریب رفتار انواع مختلف سیستم‌های سازه‌ای، موضوع اصلی بسیاری از تحقیقات بوده است. یکی از اولین مطالعات انجام شده در زمینه رفتار غیرخطی قاب‌های فولادی دارای اتصالات انعطاف‌پذیر، مطالعه لوثی و چن در سال ۱۹۸۶ بوده است. این تحقیق بیشتر روی فرمول‌بندی المان‌های تیر و ستون و اتصال، متمرکز شده است. در این مطالعه، برای منحنی لنگر دوران اتصال، یک تابع نمایی ارائه شد. این پژوهشگران چنین نتیجه‌گیری کردند که رفتار اتصال، پایداری کلی و مقاومت نهایی قاب فولادی را تحت تاثیر قرار می‌دهد و در واقعیت نمی‌توان اتصال را به صورت ایده‌آل (صلب و یا کاملاً مفصل) در نظر گرفت [5]. الناشای و همکاران یک مطالعه دقیق روی رفتار قاب‌های فولادی نیمه صلب انجام دادند. در این تحقیق یک قاب فولادی دو طبقه و یک دهانه با مقیاس یک دوم، با اتصالات صلب و نیمه صلب مورد آزمایش قرار گرفت و نتایج حاصل از تست‌های آزمایشگاهی با نتایج حاصل از مدل‌های عددی مقایسه شدند. نتایج آزمایشگاهی و عددی در این تحقیق، حاکی از آن است که قاب‌هایی با اتصالات نیمه صلب، دارای مقاومت و شکل‌پذیری مطلوب و رفتار هیستریزس پایدار هستند [6]. برنوزی و همکاران در یک پروژه تحقیقاتی به توسعه معیارهای طراحی ساده و کاربردی برای قاب‌های فولادی نیمه صلب در مناطق لرزه خیز پرداختند. فاز آزمایشی این مطالعه شامل دو سری آزمایش روی اتصالات تیر به ستون تحت بارگذاری چرخه‌ای است. این پژوهشگران با بررسی تاریخچه بارگذاری و پارامترهای اصلی سختی و مقاومت، پاسخ چرخه‌ای اتصال را تعریف کردند. سپس یک مدل پیش بینی ساده، تهیه و پیشنهاد شد که تقریب رضایت بخشی در پیش‌بینی پاسخ را برای استفاده در تحلیل عددی فراهم می‌کند [7]. کراوینکلر و گوپتا یک مطالعه دقیق روی رفتار لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی انجام داده و در این تحقیق سه سازه (۳، ۹ و ۲۰ طبقه) برای

سه منطقه لرزه‌ای در نظر گرفته شد. هدف این تحقیق توسعه طراحی بر اساس عملکرد و درک عمیق از رفتار لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی بوده است. نتایج نشان داد که قاب‌های خمشی فولادی دارای شکل‌پذیری مطلوبی هستند [8]. کاسایی و همکاران به مطالعه عددی عملکرد لرزه‌ای سازه‌های با اتصالات پرداختند. در این تحقیق سازه‌های دارای اتصال نیمه-صلب با سازه‌های دارای اتصال صلب، با انجام تحلیل‌های بارافزون و تاریخچه زمانی مقایسه شدند. در تحلیل تاریخچه زمانی از سه دسته ۲۰ تایی شتاب‌نگاشت در سطوح با احتمال رخداد ۱۰٪، ۲٪ و ۰٪ در ۵۰ سال عمر مفید سازه، استفاده شده است. نتایج تحلیل نشان داد که سازه‌های دارای اتصال نیمه صلب در مقایسه با سازه‌های دارای اتصال صلب، شکل‌پذیری بیشتری دارند. همچنین نیاز دوران در اتصالات نیمه صلب قابل توجه است که با یک طراحی مناسب در جزئیات اتصال، قابل دستیابی است [9]. کاسایی و همکاران یک مطالعه پارامتریک روی تاثیر سختی و مقاومت اتصالات نیمه صلب بر رفتار لرزه‌ای سازه‌ها انجام دادند. در این تحقیق سه سازه با سه منطقه لرزه‌ای مختلف در نظر گرفته شدند. به دلیل دریافت‌های بزرگ و اثر پی دلتا، فروریزش قاب‌ها تحت تاثیر لنگر تسلیم و لنگر پس از تسلیم قاب قرار می‌گیرد. همچنین مشاهده شد برای سازه‌های کوتاه مرتبه دریافت طبقات و دوران اتصالات بزرگتر می‌شوند [10]. الانشای و همکاران روی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی دهانه بلند با اتصالات نیمه‌صلب، یک مطالعه پارامتریک انجام دادند. سازه در نظر گرفته شده در این تحقیق یک سازه ۳ طبقه ۳ دهانه با طول دهانه‌های ۷ و ۹ متر بود و برای ظرفیت اتصال در نظر گرفته شده برای چهار حالت شامل صلب، ۵۰٪، ۶۰٪ و ۷۰٪ می‌باشد. همچنین دو نسبت سخت‌شوندگی در دو مدل رفتاری با پینچینگ و بدون پینچینگ برای اتصال در نظر گرفته شد. در تمامی موارد قاب‌ها تحت تحلیل استاتیکی و دینامیکی غیرخطی عملکرد مناسبی داشتند و معیارهای پذیرش را برآورده کردند [11]. ایزدی نیا و همکاران به مطالعه ضریب رفتار سازه‌های فولادی با استفاده از تحلیل بارافزون پرداختند. در این تحقیق سه سازه ۳، ۹ و ۲۰ طبقه در نظر گرفته و در تحلیل بارافزون برای هر سازه از ۸

الگوی بار جانبی مختلف استفاده شد. این پژوهشگران دریافتند که حداکثر اختلاف نسبی ضریب رفتار در روش بارافزون معمول و روش بارافزون به هنگام شونده در حدود ۱۶ درصد می‌باشد [12]. متین در سال ۲۰۱۳ و همچنین جاوید شریفی و همکاران در سال ۲۰۲۱ یک مطالعه پارامتریک روی تاثیر رفتار غیرخطی اتصال نیمه‌صلب روی قاب خمشی فولادی انجام دادند. این پژوهشگران سه سازه ۳، ۹ و ۱۵ طبقه با طول دهانه ۶ و ۱۰ متر در نظر گرفتند. در این تحقیق روی پارامترهایی از قبیل سختی دورانی اتصال، لنگر تسلیم اتصال و حداکثر ظرفیت خمشی اتصال متمرکز شدند. با انجام تحلیل بارافزون پارامترهای ضریب اضافه مقاومت و ضریب شکل‌پذیری برای قاب در حالت صلب و نیمه‌صلب محاسبه شد. نتایج نشان داد که مقدار ضریب اضافه مقاومت قاب خمشی صلب نسبت به قاب خمشی با اتصال نیمه صلب بیشتر است [13، 14]. ثابی و همکاران به ارزیابی قابلیت اطمینان قاب‌های فولادی با اتصال نیمه‌صلب پرداختند. در این تحقیق یک روش عددی دقیق و کارآمد برای ارزیابی قابلیت اطمینان، ارائه شده است. نتایج عددی نشان می‌دهد که با کاهش سختی اتصال، شاخص قابلیت اطمینان کاهش می‌یابد و این کاهش برای حالت‌های حدی مقاومتی ناچیز است، اما برای حالت‌های حدی بهره‌برداری قابل توجه می‌باشد. بنابراین در نظر گرفتن رفتار نیمه صلب اتصالات تیر به ستون کاملاً ضروری بوده و فرض در نظر گرفتن اتصال صلب مناسب نیست [15]. نگوین و کیم، به توسعه یک مدل پلاستیسیته گسترده برای تحلیل قاب‌های فولادی با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی اتصال پرداختند. این پژوهشگران با استفاده از روش اجزا محدود مدلی را پیشنهاد نمودند که توانایی در نظر گرفتن رفتار غیرخطی مصالح و هندسی و همچنین رفتار غیرخطی اتصالات را دارد. این پژوهشگران، با مقایسه نتایج مدل پیشنهادی و تحقیقات قبلی، درستی عملکرد مدل پیشنهادی نشان دادند [16]. ژانگ و همکاران به ارزیابی اثر رفتار اتصال بر رفتار لرزه‌ای قاب‌های فولادی دارای میانقاب پرداختند. این پژوهشگران به آنالیز سه قاب فولادی به صورت عددی و آزمایشگاهی پرداختند و با انجام یک مطالعه پارامتریک، چنین نتیجه‌گیری کردند که رفتار اتصالات در

منظور نمودن اثر نرمی اتصال در روند ارزیابی لرزه‌ای قاب‌های خمشی دارای این نوع اتصال، یک المان فنر دورانی به طول صفر در دو انتهای تیرها تعریف می‌شود و رفتار لنگر-دوران این اتصال به فنر اختصاص داده می‌شود. در این مقاله ابتدا به مدل‌سازی چندین قاب خمشی فولادی با تعداد طبقات و دهانه‌های متنوع، پرداخته خواهد شد. سپس با انجام تحلیل بارافزون، به مقایسه رفتار لرزه‌ای این قاب‌ها، یک‌بار با فرض اتصالات صلب و بار دیگر با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی اتصال پرداخته خواهد شد. در ادامه برای قاب‌های مدل‌سازی شده، ضریب رفتار با در نظر گرفتن نرمی اتصال محاسبه و با ضریب رفتار پیشنهادی آیین‌نامه ۲۸۰۰ مقایسه می‌شود. برای مدل‌سازی المان‌های تیر-ستون از مدل‌های پلاستیسته متمرکز و گسترده استفاده شده است.

۱-۲- روش محاسبه ضریب رفتار

در آیین‌نامه‌های طراحی فرض بر آن است که سازه‌ها در برابر بارهای لرزه‌ای، مجاز به استفاده از عملکرد غیرارتجاعی هستند و می‌توانند از خاصیت جذب انرژی در مرحله غیرارتجاعی استفاده کنند. روش‌های بسیاری توسط پژوهشگران مختلف برای محاسبه ضریب رفتار پیشنهاد شده است. یکی از روش‌های ارائه شده برای تعیین ضریب رفتار، حاصل ضرب سه عامل ضریب شکل‌پذیری، ضریب مقاومت‌افزون، و ضریب نامعینی است [2]. ضریب نامعینی نخستین بار در آیین‌نامه‌های ۳۴-ATC [23] و ۱۹-ATC [24] پیشنهاد شده است، از آن پس پژوهشگران زیادی به تجزیه ضریب رفتار و عوامل مختلف تاثیرگذار بر آن پرداختند که از آن جمله می‌توان به تحقیق انجام شده توسط یانگ و فریمن [25 و 26] اشاره نمود. برای محاسبه ضریب رفتار، رابطه (۱) ارائه شده است.

$$R = R_{\Omega} R_{\mu} R_R \quad (1)$$

در رابطه (۱)، R_{Ω} ، R_{μ} و R_R به ترتیب ضریب مقاومت‌افزون، ضریب شکل‌پذیری و ضریب نامعینی است. به مقاومتی که در روند تشکیل پی‌درپی مفاصل پلاستیک در اعضای سازه پدید می‌آید و در آستانه ناپایداری سازه خاتمه می‌یابد، مقاومت

وضعیت باربری این نوع قاب بسیار موثر است [17]. بین و همکاران نوع جدیدی از اتصالات پیچی را برای قاب‌های CFS^۱ پیشنهاد نمودند. اگرچه این نوع قاب‌ها به دلیل نسبت مقاومت به وزن مناسب، ساخت ساده، و تنوع شکل مقاطع، بطور گسترده در مناطق با خطر زلزله پایین، استفاده می‌شوند، در مناطق لرزه‌خیز، به دلیل افت شدید شکل‌پذیری و جذب انرژی کم، چندان مورد استفاده قرار نمی‌گیرند. بین و همکاران نشان دادند که اتصال پیشنهادی این پژوهشگران، تا حد زیادی مشکل مربوطه را برطرف کرده است [18]. پارال و همکاران با استفاده از شبکه عصبی کانولوشنال و تبدیل موجک پیوسته، به توسعه روشی برای ارزیابی سلامت اتصالات نیمه صلب در قاب‌های فولادی پرداختند و با مقایسه نتایج روش پیشنهادی با یک قاب دو طبقه آزمایشگاهی، به ارزیابی دقت روش پیشنهادی پرداختند که سازگاری مناسبی با نتایج آزمایشگاهی داشت [19]. از دیگر تحقیقات انجام شده در رابطه با رفتار اتصالات می‌توان به مراجع [20-22] اشاره نمود.

مطالعه ادبیات موضوع نشان می‌دهد که ارزیابی ضریب رفتار قاب‌های خمشی فولادی دارای اتصالات گیردار پیچی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری (BFP)^۲، با در نظر گرفتن اثر نرمی اتصال، به ندرت مورد توجه پژوهشگران قرار گرفته است. پژوهشگران نشان داده‌اند که فرض صلبیت صددرصدی، برای اتصالاتی که به عنوان اتصال صلب شناخته می‌شوند، همواره فرض صحیحی نیست. با توجه به اهمیت مقدار ضریب رفتار در طراحی قاب‌های ساختمانی و اثر نرمی اتصال بر رفتار لرزه‌ای قاب‌ها، در این مقاله به مطالعه اثر نرمی اتصال بر ضریب رفتار قاب‌های خمشی فولادی پرداخته شده است.

۲- روش تحقیق

در ارزیابی رفتار قاب‌های خمشی فولادی، فرض صلب در نظر گرفتن اتصال می‌تواند با تقریب همراه باشد. در این مقاله به مدل‌سازی رفتار غیرخطی اتصالات در قاب‌های خمشی فولادی پرداخته خواهد شد. اتصال مورد بررسی در این مقاله اتصال گیردار پیچی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری است. برای

است. مقاومت ذخیره شده در المان‌های سازه از حد اولین جاری شدن سازه V_d تا حد جاری شدن نهائی سازه V_y ، اضافه مقاومت نامیده می‌شود. اضافه مقاومت در سازه‌ها به دلایل زیادی از جمله، باز توزیع نیروها، جاری شدن اعضا و تشکیل لولاهای پلاستیک می‌باشد. برای طراحی به روش تنش مجاز، آیین‌نامه‌های طراحی نیروی V_d را به نیروی V_w کاهش می‌دهند که این کاهش توسط ضریب تنش مجاز تعریف می‌شود. در این تحقیق، روش طراحی مقاومت نهایی استفاده شده است و ضریب تنش مجاز، یک در نظر گرفته شده است.

۲-۲- مدل سازی سازه‌ها با در نظر گرفتن نرمی اتصال

در این مقاله، مدل سازی در نرم افزار OpenSees [27] انجام شده و رفتار غیرخطی اتصال در مدل سازی در نظر گرفته شده است. مطابق مطالعه کاراکاس [28] رفتار اتصال نیمه صلب به دو فرم انتهایی تیرها اختصاص داده خواهد شد. منحنی رفتار لنگر-دوران اتصال به صورت شکل (۲) است.

شکل ۲. منحنی لنگر-دوران مربوط به اتصالات نیمه صلب [28]

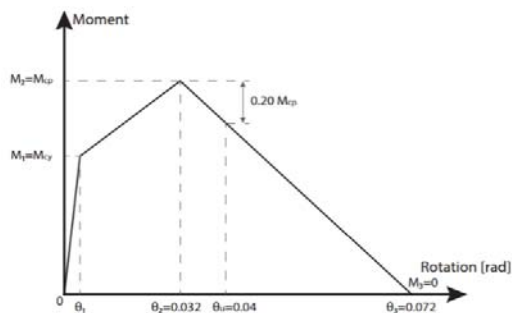


Fig. 2. Moment-rotation curve of semi-rigid connection [28]

همان‌گونه که در شکل (۲) مشاهده می‌شود، یک منحنی سه خطی رفتار اتصال شامل بخش الاستیک اولیه، ناحیه پس از تسلیم تا مقاومت نهایی و در نهایت شاخه نزولی است. در شکل (۳) چگونگی مدل سازی رفتار اتصال برای یک قاب دو بعدی با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی اتصال، نشان داده شده است.

افزون گفته می‌شود که با ضریب مقاومت افزون بیان می‌شود و برابر است با نسبت بیشترین مقاومت سازه به مقاومت ارتجاعی آن R_μ قابلیت جذب و اتلاف انرژی در محدوده رفتارهای غیرخطی تحت اثر بارهای رفت و برگشتی زلزله را نشان می‌دهد. این اتلاف انرژی در رفتارهای غیرخطی با تغییر شکل‌ها و دوران ماندگار و دائمی همراه است و به شکل پذیری سازه وابسته است که به صورت رابطه (۲) ارائه می‌شود.

$$\mu = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y} \quad (2)$$

که در رابطه (۲)، Δ_{max} حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی و Δ_y تغییر مکان متناظر با وضعیت تسلیم سازه است. R_R ضریب کاهش ناشی از نامعینی یا ضریب درجه نامعینی سازه می‌باشد که قابلیت اطمینان سازه را نشان داده و بیانگر تعداد جبهه‌های مقاوم در برابر بارهای جانبی است (در این مقاله برابر با یک فرض شده است).

در شکل (۱) پارامترهای مهم در تعیین ضریب رفتار مشاهده می‌شود.

شکل ۱. منحنی پاسخ کلی سازه [26]

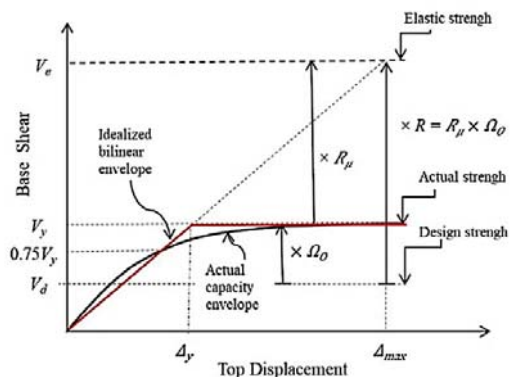


Fig. 1. Capacity curve of structure [26]

همان‌گونه که مشاهده می‌شود رفتار غیرخطی با یک رفتار دو خطی مدل سازی شده است. در این مدل دوخطی، نیروی حد جاری شدن سازه با V_y و تغییر مکان حد جاری شدن با Δ_y نشان داده شده است. در صورت فرض رفتار خطی سازه در هنگام زلزله، حداکثر برش پایه در آن برابر V_e می‌باشد که این نیرو به دلیل رفتار غیرخطی سازه به نیروی V_y کاهش می‌یابد. در این مقاله سطح عملکردی ایمنی جانی در نظر گرفته شده

تغییر شکل مودی، مود اصلی در تراز مورد نظر است. در این مقاله، از الگوی بار جانبی نمایی مطابق با آیین نامه ۲۸۰۰ استفاده شده است (رابطه ۴).

$$F_{ui} = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{j=1}^n W_j h_j^k} V_u \quad (4)$$

که در رابطه (۴)، F_{ui} نیروی جانبی در تراز طبقه i ام، W_i وزن طبقه i ام h_i ارتفاع تراز سقف طبقه i ام، n تعداد طبقات ساختمان از تراز پایه به بالا، V_u نیروی برش پایه، و k ضریبی وابسته به دوره تناوب اصلی سازه که از رابطه (۵) محاسبه می‌شود.

$$k = 0.5T + 0.75 \quad 0.5 \leq T \leq 2.5 \text{ Sec} \quad (5)$$

در رابطه (۵)، مقدار k برای T کمتر از ۰/۵ برابر ۱ و برای T بیشتر از ۲/۵ برابر ۲ است.

از مزایای این مدل می‌توان به در نظر گرفتن مودهای ارتعاشی بالاتر در تحلیل اشاره نمود. به این ترتیب پس از ساخت مدل‌ها در حالت صلب و نیمه صلب به انجام تحلیل پوش‌آور قاب‌ها پرداخته شده است.

۳- درستی آزمایی

در این بخش یک قاب دوبعدی فولادی با اتصالات نیمه‌صلب از مرجع [29] انتخاب شده است (شکل ۵).

شکل ۵. قاب یک دهانه‌ی یک طبقه [۲۹]

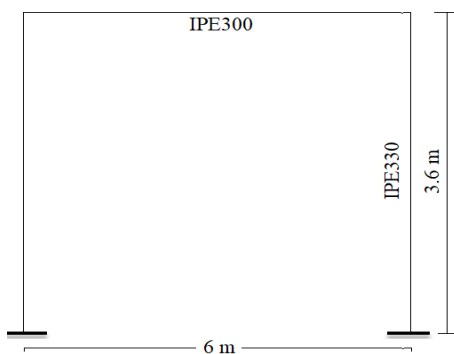


Fig. 5. Single-story, single-bay frame

در این مقاله از نرم‌افزار OpenSees برای مدل‌سازی استفاده شده است. المان استفاده شده برای مدل‌سازی تیر-ستون‌ها،

شکل ۳. چگونگی در نظر گرفتن رفتار غیرخطی اتصال در قاب

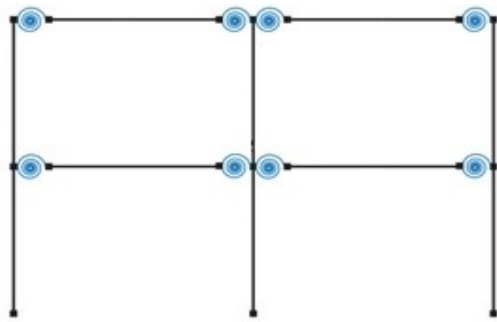


Fig. 3. Assigning the nonlinear behavior to frame joints

در تحلیل پوش‌آور بار افزایشده استاتیکی بر سازه وارد می‌شود، و از مزایای این تحلیل این است که رفتار سازه از محدوده خطی تا گسیختگی در نظر گرفته می‌شود. در شکل (۴) منحنی برش پایه-تغییر مکان بام ایده‌آل شده سازه مطابق با دستورالعمل FEMA_P695 نشان داده شده است.

شکل ۴. منحنی پوش‌آور ایده‌آل سازه [۲۸]

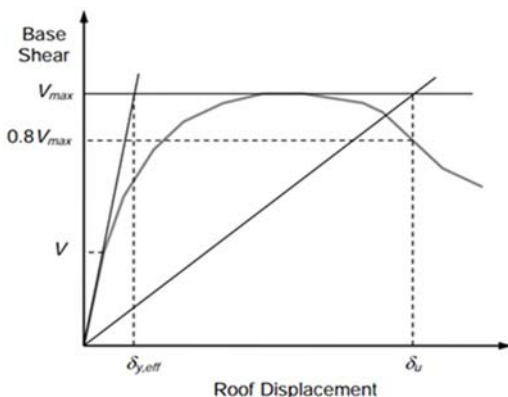


Fig. 4. Idealizing the capacity curve according to [28]

در شکل (۴)، V_{max} حداکثر برش پایه روی منحنی پوش‌آور و δ_u بیشترین تغییر مکان بام سازه می‌باشد. مقدار δ_u در شکل بالا برابر با تغییر مکان متناظر با افت مقاومت ۲۰٪ بر روی منحنی پوش‌آور است. از عوامل تاثیرگذار بر نتایج تحلیل پوش‌آور، الگوی بار جانبی است. در اکثر دستورالعمل‌های لرزه-ای، الگوی بار جانبی مطابق با رابطه (۳)، متناسب با مود اول سازه است.

$$F_x \propto m_x \phi_{1,x} \quad (3)$$

که در رابطه (۳)، m_x جرم در تراز مورد نظر و $\phi_{1,x}$ که مقدار

می‌شود.

در سازه‌های نیمه صلب با توجه به این که اتصال اعضا به یکدیگر ظرفیتی کمتر از ظرفیت تیر و ستون متصل به آن است، باید رفتار اتصال بین تیر و ستون در نظر گرفته شود. مقدار لنگر تسلیم اتصال برابر ۲۵ درصد لنگر پلاستیک مقطع تیر در نظر گرفته شده است [29]. برای مدل‌سازی رفتار غیرخطی اتصال، مطابق با شکل (۳)، در هر انتهای تیرها یک فنر طول صفر قرار داده و رفتار غیرخطی اتصال به این فنرها اختصاص داده شد. در شکل (۷) مدل‌سازی اتصال در نرم افزار OpenSees، در نواحی ابتدایی و انتهایی تیرها نشان داده شده است.

شکل ۷. مدل‌سازی اتصال در نواحی ابتدایی و انتهایی تیرها [۲۷]

Fig. 7. Modeling of connections in both ends of beam elements [27]

در این بخش، رفتار اختصاص داده شده به اتصال مطابق با مرجع [29] به صورت دو خطی در نظر گرفته شده است. در ادامه، نتایج حاصل از تحلیل قاب در نظر گرفته شده، در دو حالت دارای اتصالات نیمه‌صلب با نتایج ارائه شده در مرجع [29] مقایسه شدند (شکل ۸ و ۹).

شکل ۸. مقایسه منحنی چرخه ای دریافت بام در برابر برش پایه بدست آمده در این مقاله و مرجع [۲۹]

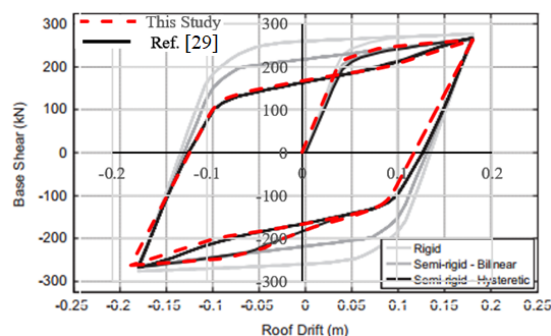


Fig. 8. Comparing the cyclic curves of this study and Ref. [29]

یک المان بر اساس نیرو^۱ (FBBCE) است. در این المان تعداد نقاط انتگرال‌گیری^۲ در طول المان توسط کاربر انتخاب می‌گردد و المان مابین نقاط انتگرال‌گیری، دارای رفتار الاستیک در نظر گرفته می‌شود. با افزایش نقاط انتگرال‌گیری، رفتار غیرخطی در طول عضو گسترده خواهد شد و رفتار عضو به صورت پلاستیسیته گسترده مدل‌سازی خواهد شد. تعداد نقاط انتگرال‌گیری انتخابی برای حالت پلاستیسیته گسترده در این مقاله، ۱۰ است. لازم به ذکر است که محل و ضرایب وزنی این نقاط براساس روابط گوس-لوپاتو مشخص می‌شود [27]. منحنی رفتاری تنش-کرنش اختصاص داده شده به المانها Steel02 است، که در شکل (۶) نشان داده شده است.

شکل ۶. منحنی تنش کرنش فولاد (Steel02) [۲۷]

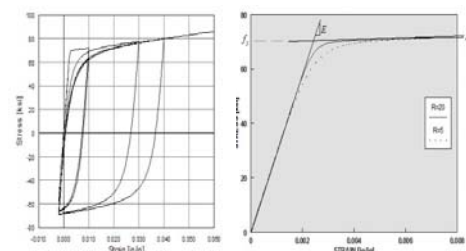


Fig. 6. Strain-stress curve of Steel02 [27]

پارامترهای اختصاص داده شده به فولاد برای قاب‌های ارزیابی شده در بخش ۴ به صورت جدول (۱) است. لازم به ذکر است مشخصات فولاد در بخش درستی‌آزمایی مطابق با مرجع [29] می‌باشد. در ضمن مقادیر پارامترهای مربوط به رفتار ایزوتروپیک و انتقال از محدوده الاستیک به پلاستیک، مطابق با مقادیر پیش‌فرض مرجع [27] انتخاب شده است.

جدول ۱. مشخصات مصالح استفاده شده

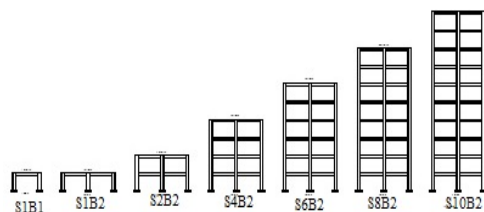
Property	Value	Value Ref [29]
Yield strength	235 MPa	355 MPa
Modulus of elasticity	200,000 MPa	200,000 MPa
Strain-hardening ratio	0.1	0.005

Table 1. The material properties

پس از مدل‌سازی سازه در نرم‌افزار OpenSees ابتدا سازه تحت بار ثقلی قرار گرفته و در ادامه تحلیل چرخه‌ای انجام

غیرخطی به اتصالات (Semi rigid) مدل‌سازی شدند و به محاسبه ضریب رفتار آنها پرداخته شد. در این قاب‌ها، یکبار با فرض پلاستیسیته گسترده و بار دیگر با فرض پلاستیسیته متمرکز مدل‌سازی شدند. المان استفاده شده در حالت پلاستیسیته گسترده، مشابه با المان شرح داده شده در بخش ۳ می‌باشد و تعداد نقاط انتگرال‌گیری ۱۰ نقطه انتخاب شده است. برای حالت پلاستیسیته متمرکز نیز از یک المان براساس نیرو^۱ (BWHE) استفاده شده است. در این المان طول ناحیه پلاستیک در دو انتهای المان توسط کاربر انتخاب می‌شود و رفتار غیرخطی در طول ناحیه انتخابی مدل‌سازی می‌شود [27]. برای قاب‌های دارای اتصال صلب، انتظار می‌رود مفاصل پلاستیک در نواحی انتهایی عضو تشکیل شوند. در حالت رفتار غیرصلب اتصالات، مطابق با تحقیقات قبلی، مقاومت اتصال درصدی از مقاومت نهایی در نظر گرفته می‌شود [11]. بطور مثال در مرجع [11] مقادیر ۵۰، ۶۰ و ۷۰ درصد انتخاب شد که جز فرضیات آن تحقیق می‌باشد. در این مقاله، یکبار مقاومت نهایی اختصاص داده شده به اتصال هشتاد درصد (Semi rigid 80%) و بار دیگر شصت درصد (Semi rigid 60%) مقاومت نهایی در نظر گرفته شدند که جز فرضیات این مقاله می‌باشند. رفتار اتصالات با یک المان طول صفر^۲ مدل‌سازی شده است و رفتار غیرخطی اتصال مطابق با شکل (۲)، بصورت چندخطی^۳ به این اتصال اختصاص داده شده است. در مدل-سازی قاب‌ها از فولاد st-37 با مشخصات مندرج در جدول (۱) استفاده شده است. ارتفاع طبقات ۳/۲ متر و طول دهانه‌ها ۴ متر فرض شده است.

شکل ۱۰. نمای قاب‌های مطالعه شده



شکل ۹. مقایسه منحنی چرخه ای دررفت بام در برابر برش پایه بدست

آمده در این مقاله و مرجع [۲۹]

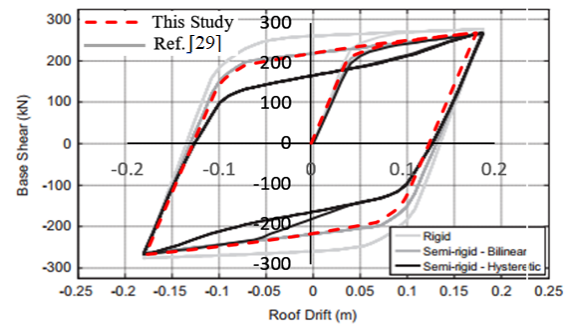


Fig. 9. Comparing the cyclic curves of the semi-rigid frames acquired in this study and Ref. [29]

همان‌گونه که در اشکال (۸ و ۹) مشاهده می‌شود، نتایج حاصل از این مطالعه دارای هماهنگی مطلوبی با نتایج مرجع [29] می‌باشد و متوسط خطای مشاهده شده در این اشکال، به ترتیب حدود ۸ و ۶ درصد است.

۴- مطالعه عددی

۴-۱- تعیین ضریب رفتار قاب‌های مورد مطالعه

در این بخش به محاسبه ضریب رفتار چندین قاب خمشی فولادی با شکل‌پذیری متوسط با تعداد طبقات و دهانه‌های متفاوت، با در نظر گرفتن رفتار صلب اتصال و همچنین نرمی اتصال پرداخته می‌شود. این قاب‌ها شامل قاب‌های یک و دو طبقه یک دهانه (S1B1, S2B1)، قاب‌های دو، چهار، شش، هشت و ده طبقه دو دهانه (S8B2, S6B2, S4B2, S2B2)، قاب‌های سه، شش، نه و دوازده طبقه سه دهانه (S10B2)، قاب‌های سه، شش، ده و چهارده طبقه چهار دهانه (S3B3, S12B3, S9B3, S6B3, S14B4, S10B4, S6B4)، قاب S2B4 می‌باشند که در شکل (۱۰) نشان داده شده است. در طراحی این قاب‌ها، مقاطع تیرها و ستون‌ها به گونه‌ای طراحی شده‌اند که لنگر مقاوم ستون‌ها بیش از تیرها باشد و اصل تیرضعیف، ستون قوی رعایت شود. جزییات طراحی و مقاطع این قاب‌ها در مرجع [30] ارائه شده است. این قاب‌ها یکبار با فرض رفتار صلب اتصال (Rigid) و بار دیگر با اختصاص رفتار

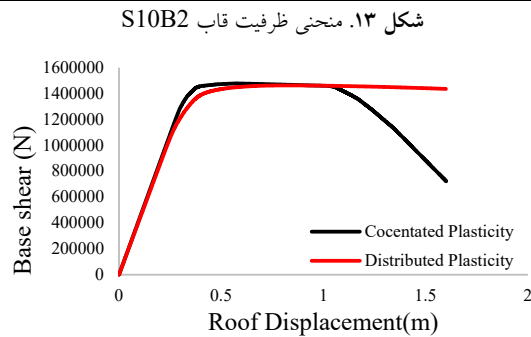


Fig. 13. Capacity curve of S10B2

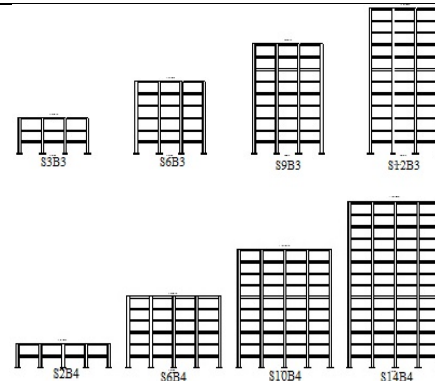


Fig. 10. Configuration of the studied frames

۴-۲- منحنی ظرفیت قاب‌ها

در این قسمت منحنی ظرفیت قاب‌های دارای اتصالات صلب یکبار با اختصاص مدل پلاستیسیته گسترده به کلیه اعضا و بار دیگر با اختصاص مدل پلاستیسیته متمرکز به المان‌ها محاسبه شد. در شکل‌های (۱۱-۱۴) منحنی ظرفیت قاب‌ها نشان داده شده است.

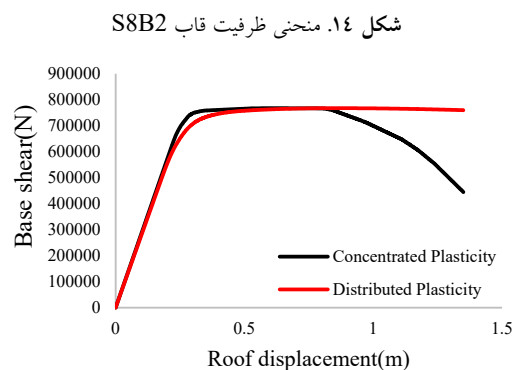


Fig. 14. Capacity curve of S8B2

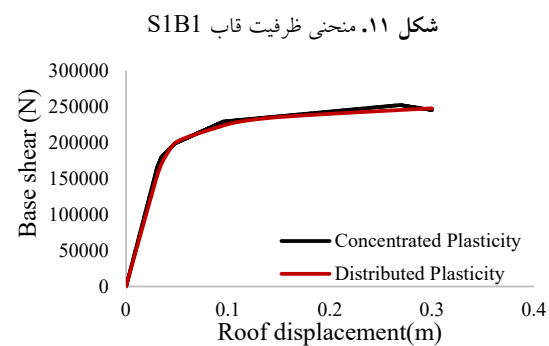


Fig. 11. Capacity curve of S1B1

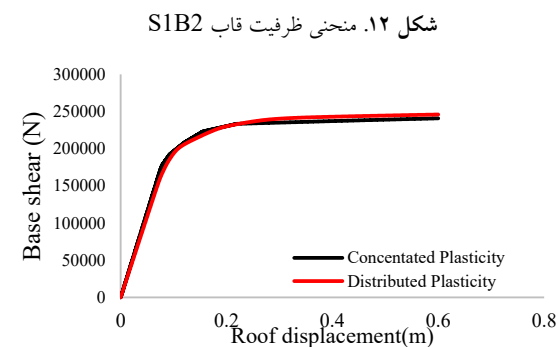


Fig. 12. Capacity curve of S1B2

همان‌گونه که مشاهده می‌شود منحنی ظرفیت قاب‌ها با فرض مدل پلاستیسیته متمرکز و گسترده در محدوده ارتجاعی کاملاً به هم نزدیک است. در ناحیه پلاستیک رفتار مدل‌ها به هم نزدیک است با این تفاوت که وقتی مدل پلاستیسیته متمرکز فرض شده است، افت در ظرفیت سازه به خوبی نشان داده شده است. با توجه به اینکه در المان‌های فولادی، برخلاف المان‌های بتن مسلح که رفتار غیرخطی در آنها به واسطه پدیده ترک-خوردگی در طول المان گسترده می‌شود، می‌توان رفتار اتصال را در دو انتهای آن متمرکز نمود، پس با توجه به اهداف این مقاله، در ادامه از مدل پلاستیسیته متمرکز که در آن رفتار غیر-خطی المان در دو انتهای هر عضو متمرکز می‌شود و نواحی

شکل ۱۸. مقایسه منحنی‌های ظرفیت قاب S6B4

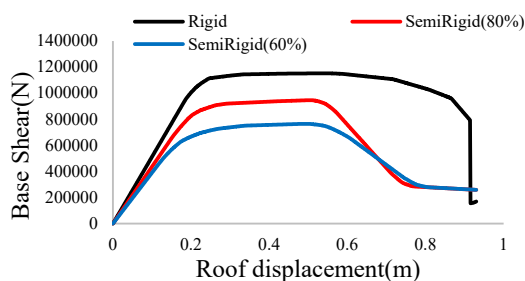


Fig. 18. Capacity curve of S6B4

شکل ۱۹. مقایسه منحنی‌های ظرفیت قاب S12B3

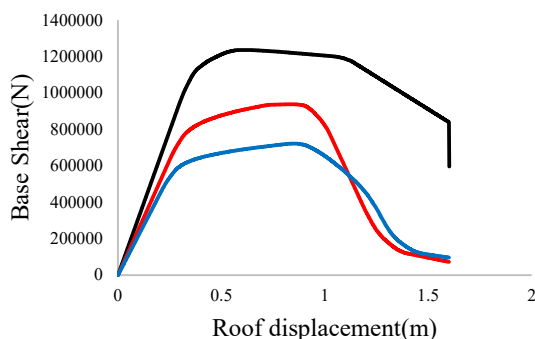


Fig. 19. Capacity curve of S12B3

شکل ۲۰. مقایسه منحنی‌های ظرفیت قاب S14B4

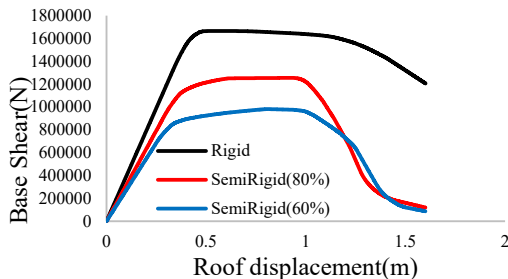


Fig. 20. Capacity curve of S14B4

همان‌گونه که در اشکال (۱۵ تا ۲۰) مشاهده می‌شود، هرچه قاب‌ها به رفتار صلب اتصال نزدیکتر شده‌اند، سختی و مقاومت بیشتری را نشان داده‌اند. همچنین مشاهده می‌شود که نقطه تسلیم نیز در تغییر مکان و برش پایه بزرگتری برای قاب‌ها با صلبیت اتصال بیشتر حاصل شده است. قاب‌های دارای اتصالات صلب‌تر، سختی اولیه بیشتر و به دنبال آن دوره تناوب اولیه کوچکتری دارند.

همان‌گونه که در بخش‌های قبل شرح داده شد، برای محاسبه ضریب رفتار، منحنی ظرفیت هر قاب، بصورت خطی و ساده شده در نظر گرفته می‌شود و پارامترهای مورد نیاز برای محاسبه

مبانی دارای رفتار خطی هستند، برای مدل‌سازی قاب‌ها استفاده شده است. در ادامه چند نمونه از منحنی‌های ظرفیت قاب‌ها در حالات صلب و نیمه صلب مقایسه شده‌اند. به منظور محاسبه منحنی برش پایه-تغییر مکان بام قاب‌های در نظر گرفته شده، تحلیل بار افزون با استفاده از الگوی بار جانبی نمایی استفاده شده است. در شکل‌های (۱۵-۱۸) به مقایسه منحنی ظرفیت قاب‌ها با فرض اتصالات صلب و نیمه صلب پرداخته شده است.

شکل ۱۵. مقایسه منحنی‌های ظرفیت قاب S1B1

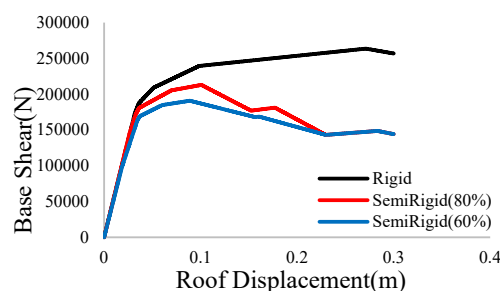


Fig. 15. Capacity curve of S1B1

شکل ۱۶. مقایسه منحنی‌های ظرفیت قاب S2B1

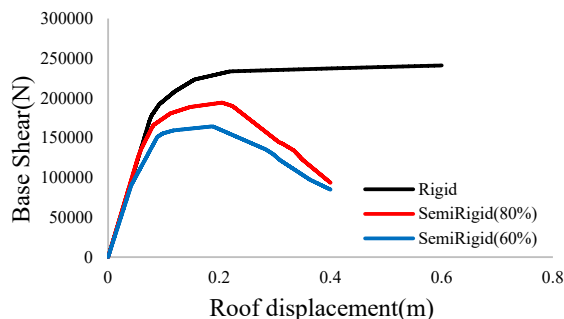


Fig. 16. Capacity curve of S2B1

شکل ۱۷. مقایسه منحنی‌های ظرفیت قاب S9B3

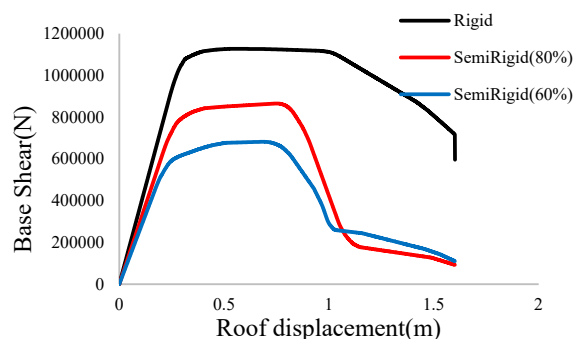


Fig. 17. Capacity curve of S9B3

شکل ۲۳. منحنی ظرفیت و منحنی ساده شده S1B1 در حالت نیمه صلب

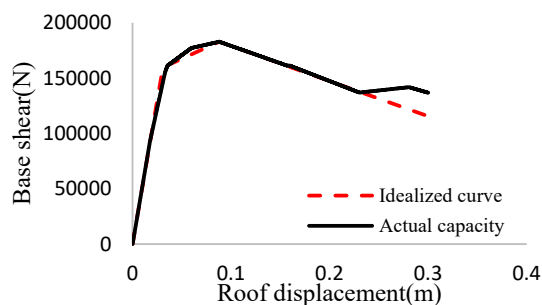


Fig. 23. Capacity curves of S1B1 with semi-rigid connections

جدول ۴. محاسبه ضریب رفتار قاب S1B1 در حالت نیمه صلب

-Semi	Vy	Vs	R _μ	R _s	R
Rigid(60%)	159640	92844	3.5	1.7	6

Table 4. Behavior factor of S1B1 (semi-rigid)

شکل ۲۴. مقایسه ضریب رفتارهای قاب S1B1

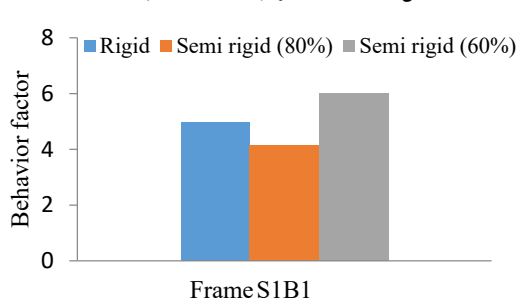


Fig. 24. behavior factors of S1B1

همان گونه که مشاهده می شود، برای قاب S1B1 مقدار ضریب رفتار در حالت صلب به مقدار آیین ۲۸۰۰ بسیار نزدیک است. برای این قاب، کمترین ضریب رفتار مربوط به حالت نیمه صلب (۸۰٪) و حدود ۴ است. در حالت نیمه صلب (۶۰٪) مقدار ضریب رفتار به عدد ۶ افزایش یافته است که علت آن شکل پذیري بیشتر در حالت نیمه صلب (۶۰٪) نسبت به حالت نیمه صلب (۸۰٪) است. در شکل های (۲۷-۲۵)، منحنی ظرفیت قاب S10B2 در سه حالت صلب، نیمه صلب ۸۰ درصد و نیمه صلب ۶۰ درصد ارائه شده است و در جداول (۷-۵) جزئیات محاسبه ضریب رفتار این قاب نشان داده شده است. در شکل (۲۸) به مقایسه ضرایب رفتار این قاب پرداخته شده است.

ضریب رفتار، محاسبه می شوند. در ادامه پارامترهای مربوط به محاسبه ضریب رفتار برای تمامی قاب ها محاسبه شده و به صورت مختصر، ارائه شده است. در شکل های (۲۱-۲۳)، منحنی ظرفیت قاب S1B1 در سه حالت صلب، نیمه صلب ۸۰ درصد و نیمه صلب ۶۰ درصد ارائه شده است و در جداول (۲-۴) جزئیات محاسبه ضریب رفتار این قاب نشان داده شده است. در شکل (۲۴) به مقایسه ضرایب رفتار این قاب پرداخته شده است.

شکل ۲۱. منحنی ظرفیت و منحنی ساده شده S1B1 در حالت صلب

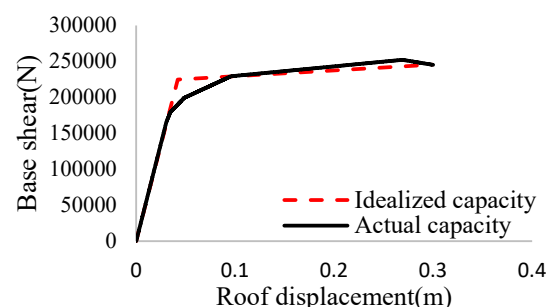


Fig. 21. Capacity curves of S1B1 with rigid connections

جدول ۲. محاسبه ضریب رفتار قاب S1B1 در حالت صلب

Rigid	Vy	Vs	R _μ	R _s	R
Rigid	224700	164588	3.6	1.6	4.9

Table 2. Behavior factor of S1B1 (rigid)

شکل ۲۲. منحنی ظرفیت و منحنی ساده شده S1B1 در حالت نیمه صلب

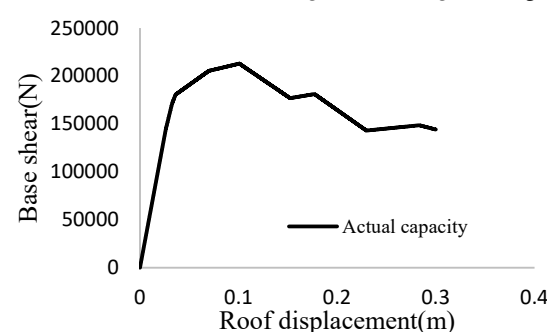


Fig. 22. Capacity curve of S1B1 with semi-rigid connections

جدول ۳. محاسبه ضریب رفتار قاب S1B1 در حالت نیمه صلب

-Semi	Vy	Vs	R _μ	R _s	R
Rigid(80%)	185840	144011	3.2	1.2	4.1

Table 3. Behavior factor of S1B1 (semi-rigid)

جدول ۷. محاسبه ضریب رفتار قاب S10B2 در حالت صلب

-Semi	Vy	Vs	R μ	Rs	R
Rigid(60%)	393430	290044	3.3	1.3	4.4

Table 7. Behavior factor of S10B2 (semi-rigid)

شکل ۲۸. مقایسه ضریب رفتارهای قاب S10B2

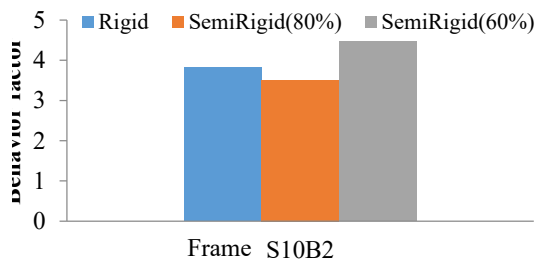


Fig. 28. Behavior factors of S10B2

در سازه ده طبقه دو دهانه مقدار ضریب رفتار در هر سه حالت در نظر گرفته شده، عددی کمتر از ۵ محاسبه شده است. این موضوع می‌تواند به نسبت طول دهانه به ارتفاع سازه مرتبط باشد چرا که در این سازه نسبت طول دهانه سازه به ارتفاع آن نسبت به دیگر سازه‌ها مقدار کمتری دارد و عبارت دیگر قاب لاغر محسوب می‌شود. در شکل‌های (۲۹-۳۱)، منحنی ظرفیت قاب S14B4 در سه حالت صلب، نیمه‌صلب ۸۰ درصد و نیمه‌صلب ۶۰ درصد ارائه شده است و در جداول (۸-۱۰) جزییات محاسبه ضریب رفتار این قاب داده شده است.

شکل ۲۹. منحنی ظرفیت و منحنی ساده شده S14B4 در حالت صلب

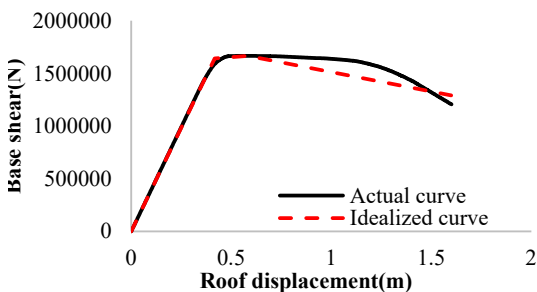


Fig. 29. Capacity curve of S10B2 with rigid connections

شکل ۲۵. منحنی ظرفیت و منحنی ساده شده S10B2 در حالت صلب

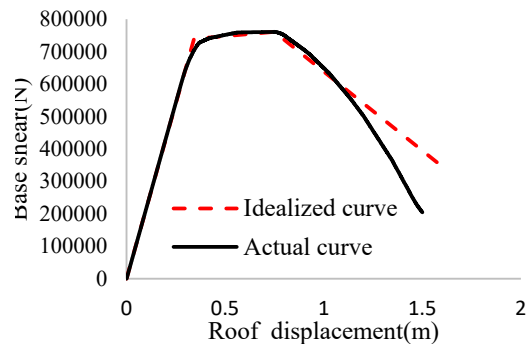


Fig. 25. Capacity curves of S10B2 with rigid connections

جدول ۵. محاسبه ضریب رفتار قاب S10B2 در حالت صلب

	Vy	Vs	R μ	Rs	R
Rigid	739270	600105	3.1	1.2	3.7

Table 5. Behavior factor of S10B2 (rigid)

شکل ۲۶. منحنی ظرفیت و منحنی ساده شده S10B2 در حالت نیمه‌صلب

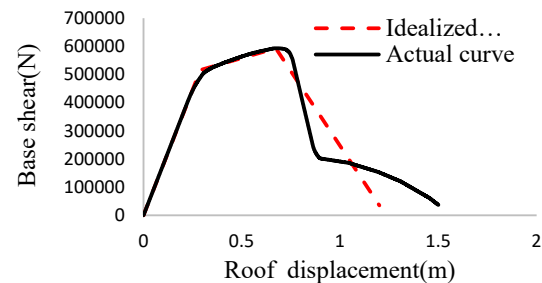


Fig. 26. Capacity curve of S10B2 with semi-rigid connections

جدول ۶. محاسبه ضریب رفتار قاب S10B2 در حالت نیمه‌صلب

-Semi	Vy	Vs	R μ	Rs	R
Rigid(80%)	514380	400354	2.7	1.2	3.5

Table 6. Behavior factor of S10B2 (semi-rigid)

شکل ۲۷. منحنی ظرفیت و منحنی ساده شده S10B2 در حالت نیمه‌صلب

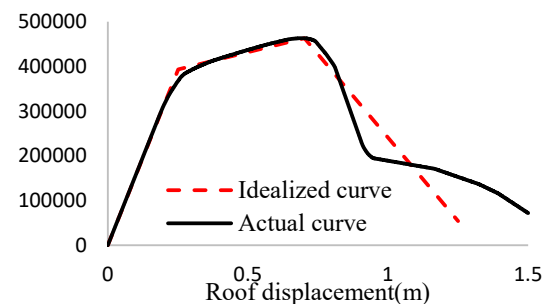


Fig. 27. Capacity curve of S10B2 with semi-rigid connections

جدول ۸. محاسبه ضریب رفتار قاب S14B4 در حالت صلب

شکل ۳۲. مقایسه ضریب رفتارهای قاب S1B1

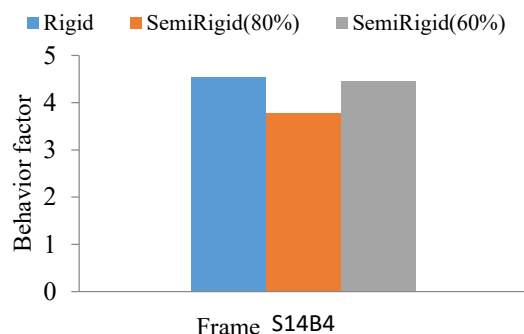


Fig. 32. Behavior factors of S10B2

همان‌گونه که مشاهده می‌شود، در قاب چهارده طبقه چهار دهانه مقدار ضریب رفتار در هر سه حالت در نظر گرفته شده، کمتر از ۵ است. کمترین ضریب رفتار مربوط به حالت نیمه‌صلب ۸۰ درصد و بیشترین مربوط به حالت صلب است. در شکل (۳۳) به مقایسه ضرایب رفتار تمام قاب‌های در نظر گرفته شده، پرداخته شده است. در شکل (۳۳)، محور افقی مربوط به نام هر قاب می‌باشد که قاب‌های یک و دو طبقه یک دهانه (S1B1, S2B1)، قاب‌های دو، چهار، شش، هشت و ده طبقه دو دهانه (S8B2, S6B2, S4B2, S2B2)، قاب‌های سه، شش، نه و دوازده طبقه سه دهانه (S10B2, S3B3, S12B3, S9B3, S6B3) و قاب‌های دو، شش، ده و چهارده طبقه چهار دهانه (S14B4, S10B4, S6B4, S2B4) هستند.

شکل ۳۰. منحنی ظرفیت و منحنی ساده شده‌ی S14B4 در حالت نیمه‌صلب

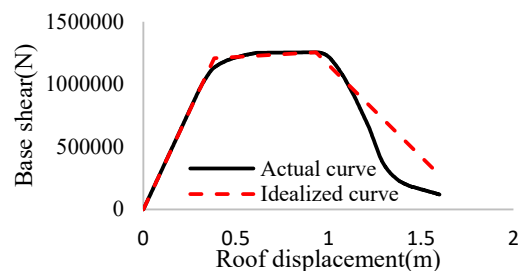


Fig. 30. Capacity curve of S10B2 with semi-rigid connections

جدول ۹. محاسبه ضریب رفتار قاب S14B4 در حالت نیمه‌صلب

-Semi	Vy	Vs	Rμ	Rs	R
Rigid(80%)	1208500	920194	2.8	1.3	3.7

Table 9. Behavior factor of S14B4 (semi-rigid)

شکل ۳۱. منحنی ظرفیت و منحنی ساده شده‌ی S14B4 در حالت نیمه‌صلب

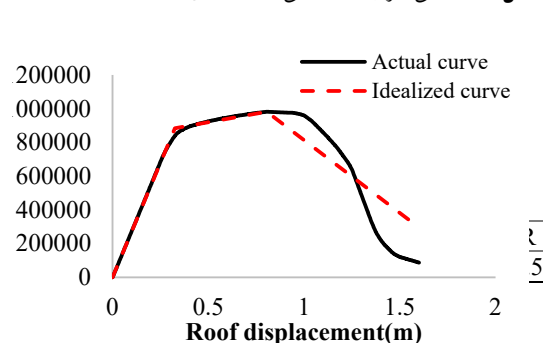


Fig. 31. Capacity curve of S14B4 with semi-rigid connections

جدول ۱۰. محاسبه ضریب رفتار قاب S14B4 در حالت نیمه‌صلب

-Semi	Vy	Vs	Rμ	Rs	R
Rigid (60%)	894970	697369	3.4	1.2	4.4

Table 10. Behavior factor of S14B4 (semi-rigid)

نیمه‌صلب

در شکل (۳۲) به مقایسه ضرایب رفتار این قاب، پرداخته شده است.

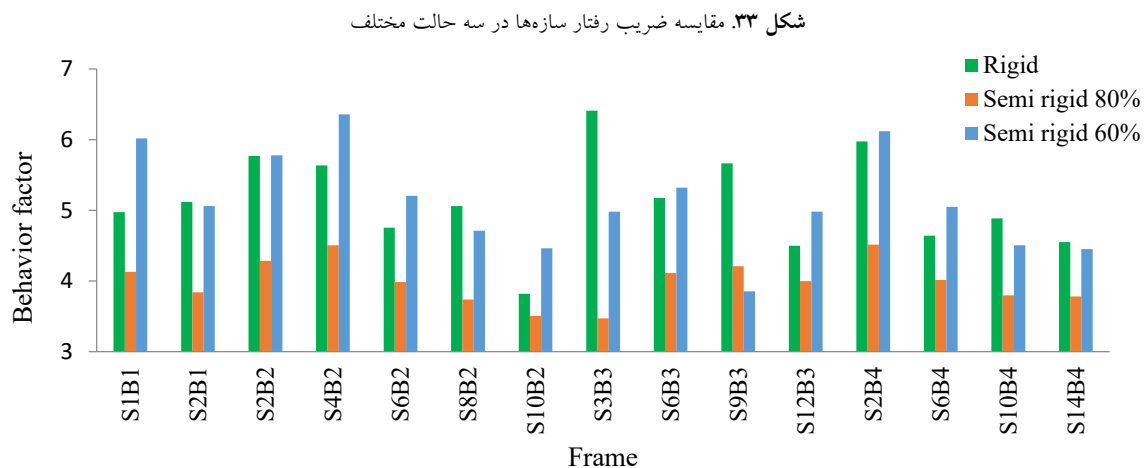


Fig. 33. comparing the behavior factors of the frames

لاغری قاب شناخته می‌شود، ضرایب رفتار کوچکتری مشاهده شده است. در سازه‌های نیمه صلب مقادیر ضریب رفتار در حالتی که مقاومت سازه کاهش بیشتری داشته است، به مقدار ضریب رفتار سازه در حالت صلب نزدیک‌تر است. برای قاب‌های انتخاب شده، ضریب رفتار محاسبه شده در وضعیت صلب و ۶۰ درصد به هم نزدیک می‌باشد و در وضعیت ۸۰ درصد، مقداری به مراتب کمتر حاصل شده است. نتایج نشان می‌دهد که تغییر صلبیت اتصالات سبب تغییر بسیاری از مشخصات سازه‌ای قاب-ها مانند سختی اولیه و سختی سکانت، مقاومت نهایی، تسلیم، دوره تناوب، شکل‌پذیری و... شده است که در بخش‌های قبلی نشان داده شد. با توجه به این مجموعه عوامل و وابستگی ضریب رفتار به پارامترهای بسیاری مانند نقطه تسلیم، شکل‌پذیری و...، مشاهده می‌شود که برای سازه‌های صلب، نیمه صلب ۸۰ درصد و ۶۰ درصد، مقادیر متفاوتی از ضریب رفتار حاصل شده است. با مراجعه به جداول محاسباتی قاب‌ها، مشاهده می‌شود ضریب شکل‌پذیری برای قاب‌های دارای اتصال نیمه صلب ۸۰ درصد به مراتب کمتر از دو حالت دیگر است. نتایج نشان می‌دهد، نقطه تسلیم بسیاری از قاب‌های دارای مقاومت ۶۰ درصد در تغییر مکان کمتری نسبت به قاب‌های نیمه صلب دارای مقاومت ۸۰ درصد تعیین شده است.

همان‌طور که نتایج نشان می‌دهد اغلب قاب‌های دارای اتصال صلب ضریب رفتار پیشنهادی آیین‌نامه ۲۸۰۰ (۵) را تامین کرده-اند. در سازه‌های ۲ دهانه ۱۰ طبقه، ۳ دهانه ۱۲ طبقه و ۴ دهانه ۱۴ طبقه ضریب رفتاری کمتر از ۵ محاسبه شده است. مقایسه ضرایب رفتار هر قاب، تاثیر رفتار اتصال بر رفتار لرزه‌ای قاب‌ها را به خوبی نشان می‌دهد. مشاهده می‌شود به جز قاب نه طبقه سه دهانه، در سایر قاب‌ها ضریب رفتار مربوط به وضعیت اتصالات نیمه صلب ۸۰ درصد، از سایر حالات کمتر است. در حالت اتصالات صلب، بیشترین ضریب رفتار مربوط به قاب سه دهانه سه طبقه و در حدود ۶/۴ است. کمترین ضریب رفتار نیز مربوط به قاب ده طبقه دو دهانه و حدود ۳/۸ است. برای قاب-های دارای اتصالات نیمه صلب ۸۰ درصد، بیشترین و کمترین ضرایب رفتارهای مشاهده شده مربوط به قاب‌های دو دهانه چهارطبقه و سه طبقه سه دهانه و حدود ۴/۵ و ۳/۵ هستند. برای قاب‌های دارای اتصالات نیمه صلب ۸۰ درصد، بیشترین و کمترین ضرایب رفتارهای مشاهده شده مربوط به قاب‌های دو دهانه چهارطبقه و نه طبقه سه دهانه و حدود ۶/۳۵ و ۳/۸۵ می‌باشند. برای قاب‌ها با تعداد دهانه یکسان، مشاهده می‌شود که معمولاً با افزایش ارتفاع قاب، ضریب رفتار کوچکتری حاصل شده است. به عبارت دیگر می‌توان چنین نتیجه‌گیری کرد که با افزایش پارامتر نسبت ارتفاع قاب به طول دهانه آن که به عنوان

۵- نتیجه گیری

در این مقاله، به ارزیابی اثر نرمی اتصال بر ضریب رفتار قاب‌های خمشی فولادی پرداخته شد. بدین منظور چندین قاب خمشی فولادی با شکل‌پذیری متوسط، با تعداد دهانه و طبقات مختلف طراحی شدند و سپس منحنی ظرفیت هریک از قاب‌ها، یک بار با فرض اتصالات صلب و سپس با اختصاص رفتارهای غیرخطی متفاوت به اتصالات، مدل‌سازی شدند. در ادامه به محاسبه ضریب رفتار قاب‌ها پرداخته شد. خلاصه‌ای از نتایج به دست آمده در این مقاله به صورت ذیل می‌باشند:

- به شکل کلی منحنی‌های ظرفیت نشان می‌دهند که سختی قاب با اتصالات صلب بیشتر از حالت نیمه صلب است و دوره تناوب سازه با اتصال نیمه‌صلب نسبت به قاب با اتصالات صلب افزایش یافته است.
- مقایسه منحنی‌های ظرفیت قاب‌ها نشان می‌دهد برای یک قاب، هرچه رفتار اتصالات به وضعیت صلب نزدیکتر است، قاب سختی سکانت و مقاومت بیشتری را نشان داده است. همچنین مشاهده می‌شود که نقطه تسلیم نیز در تغییر مکان و برش‌پایه بزرگتری برای قاب با صلبیت اتصال بیشتر نسبت به اتصالات نرم‌تر، به دست آمده است.
- مقایسه ضرایب رفتار هر قاب با وضعیت اتصالات متفاوت، تاثیر نوع اتصال بر رفتار لرزه‌ای قاب‌ها را به خوبی نشان می‌دهد. مشاهده می‌شود ضرایب رفتار مربوط به وضعیت اتصالات نیمه‌صلب ۸۰ درصد، از سایر حالات کمتر است.
- مشاهده می‌شود که به طور کلی، برای سازه‌های با تعداد دهانه‌های ثابت، با افزایش ارتفاع، مقدار ضریب رفتار کاهش یافته است.
- در سازه‌های با نسبت ارتفاع به طول دهانه کوچک ضریب رفتارهای بزرگ تری بدست آمده است.
- برای قاب‌های لاغرتر، ضریب رفتار کمتری حاصل شده است.
- مقایسه مقادیر ضرایب رفتار محاسبه شده با مقدار پیشنهادی استاندارد ۲۸۰۰ نشان می‌دهد که برای قاب‌های دارای اتصالات صلب، در ۶۶ درصد قاب‌ها، ضریب رفتار استاندارد ۲۸۰۰ محقق شده است. این درصد برای قاب‌های

دارای اتصالات نیمه صلب ۸۰ و ۶۰ درصد به ترتیب برابر ۰ درصد و ۶۶ درصد است.

لازم به ذکر است که نتایج حاصل شده در این تحقیق، براساس پاسخ‌های قاب‌های در نظر گرفته شده در این مقاله و با توجه به محدودیت‌ها و فرضیات این مقاله می‌باشند.

مراجع

- [1] Ghasem Fam. M (2013). *The behavior factor of the moment-resisting reinforced concrete frames with vertical irregularity*. M.Sc thesis, Kurdistan University, Sanandaj, Iran (in persian).
- [2] *Ministry of road and urban planning, designing buildings against seismic loads*, code 2800, fourth edition.
- [3] Mahmoudi, M and Tasnimi, A (1386). *The range of variation of behavior factor in SDOF systems. Fourth international congress of civil engineering*, sharif university, Tehran, Iran, pp 288-295.
- [4] Rafiee, A (2012). the behavior factor steel buildings equipped cylenrical friction dampers, *M.Sc thesis, Khajeh Nasir University*, Tehran, Iran (in persian).
- [5] Lui, E. M., & Chen, W. F. (1986). Analysis and behaviour of flexibly-jointed frames. *Engineering Structures*, 8(2), 107-118.
- [6] Elnashai, A. S., & Elghazouli, A. Y. (1994). Seismic behaviour of semi-rigid steel frames. *Journal of Constructional Steel Research*, 29(1-3), 149-174.
- [7] Bernuzzi, C., Zandonini, R., & Zanon, P. (1996). Experimental analysis and modelling of semi-rigid steel joints under cyclic reversal loading. *Journal of Constructional Steel Research*, 38(2), 95-123.
- [8] Gupta, A. (1999). *Seismic demands for performance evaluation of steel moment resisting frame structures*. Stanford University.
- [9] Maison, B. F., Kasai, K., & Mayangarum, A. (2000). *SAC. BD-99/16. Seismic Performance of 3 and 9 Story Partially Restrained Moment Frame Buildings*. Technical report, SAC Joint Venture.
- [10] Maison, B. F., Kasai, K., & Mayangarum, A. (2002). *Effects of partially restrained connection stiffness and strength on frame seismic performance*. SAC Joint Venture.
- [11] Aksoylar, N. D., Elnashai, A. S., & Mahmoud, H. (2011). The design and seismic performance of low-rise long-span frames with semi-rigid

- (2021). Seismic performance of semi-rigid steel frame infilled with prefabricated damping wall panels. *Journal of Constructional Steel Research*, 184, 106797.
- [22] Liu, D., Wang, Z., Pan, J., Zheng, Y., & Hu, Z. (2022). Optimum design of nonlinear semi-rigid steel frame based on performance-price ratio via genetic algorithm. *Journal of Building Engineering*, 105287.
- [23] ATC, "A Critical Review of Current Approaches to Earthquake-Resistant Design", ATC-34 Report, Applied Technology Council, Redwood City, California, US, 1995.
- [24] *Structural Response Modification Factors*, ATC-19. National Science Foundation Grant NO.ECE-8600721 and National Center For Earthquake Engineering Research NCEER Project NO.92-4601.
- [25] Freeman, S.A., (1990). "On The correlation of code force to earthquake demands", Of The 4th U. S. Japan Workshop on Improvement of Building Structural Design and Construction Practices, ATC15-3
- [26] Uang C.M., (1991). "Establishing R (or R_w) and Cd factors for building seismic provisions", Struct Eng ASCE;117:19-28.
- [27] Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M. H., & Fenves, G. L. (2006). OpenSees command language manual. *Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center*, 264(1), 137-158.
- [28] Karakaş, Z. (2017). *Influence of the nonlinear behavior of semi-rigid connections on the analysis of low-rise steel framed structures* (Master's thesis, Middle East Technical University).
- [29] Saritas, A., & Koseoglu, A. (2015). Distributed inelasticity planar frame element with localized semi-rigid connections for nonlinear analysis of steel structures. *International Journal of Mechanical Sciences*, 96, 216-231.
- [30] Tabari, F. (2022). *Determination of behavior factor of moment-resisting steel frames considering joint flexibility effects*, M.Sc thesis, Razi university, Kermanshah, Iran (in-persian).
- connections. *Journal of Constructional Steel Research*, 67(1), 114-126.
- [12] Izadinia, M., Rahgozar, M. A., & Mohammadrezaei, O. (2012). Response modification factor for steel moment-resisting frames by different pushover analysis methods. *Journal of Constructional Steel Research*, 79, 83-90.
- [13] Metin, T. (2013). A Parametric study on the influence of semi-rigid connection nonlinearity on steel special moment frames (*Master's thesis, Middle East Technical University*).
- [14] Rigi, A., JavidSharifi, B., Hadianfard, M. A. & Yang, T. Y. (2021). Study of the seismic behavior of rigid and semi-rigid steel moment-resisting frames. *Journal of Constructional Steel Research*, 186, 106910.
- [15] Thai, H. T., Uy, B., Kang, W. H., & Hicks, S. (2016). System reliability evaluation of steel frames with semi-rigid connections. *Journal of Constructional Steel Research*, 121, 29-39.
- [16] Nguyen, P. C., & Kim, S. E. (2014). Distributed plasticity approach for time-history analysis of steel frames including nonlinear connections. *Journal of Constructional Steel Research*, 100, 36-49.
- [17] Zhang, C., Ling, B., Huang, W., Deng, X., Ding, C., Gao, J., & Zhang, S. (2022). Cyclic behavior of semi-rigid steel frame infilled with damping wall panels. *Journal of Building Engineering*, 51, 104238.
- [18] Yin, L., Niu, Y., Quan, G., Gao, H., & Ye, J. (2022). Development of new types of bolted joints for cold-formed steel moment frame buildings. *Journal of Building Engineering*, 50, 104171.
- [19] Paral, A., Roy, D. K. S., & Samanta, A. K. (2021). A deep learning-based approach for condition assessment of semi-rigid joint of steel frame. *Journal of Building Engineering*, 34, 101946.
- [20] Ru, Y., He, L., & Jiang, H. (2022). Study on a new type of beam-column joint equipped with inclined tapered steel plates. *Journal of Building Engineering*, 45, 103581.
- [21] Zhang, C., Li, Z., Huang, W., Deng, X., & Gao, J.

The Behavior factor of intermediate moment-resisting steel frames considering joint flexibility

Fatemeh Tabari¹, Reza Aghayari¹, and Mehdi Izadpanah^{2*}

¹ Department of Civil Engineering, Razi University, Kermanshah, Iran

² Department of Civil Engineering, Kermanshah University of Technology, Kermanshah, Iran

Abstract

The moment-resisting steel frame building is highly used due to their advantages such as, high speed construction coupled with appropriate strength and ductility. The main advantage of this system is related to architectural considerations and the possibility of creating openings within all spans. Connections play an outstanding role in the seismic responses of this structural system. The connections are generally assumed to have a rigid behavior in analyzing and designing of the moment-resisting steel buildings. Studying of the previous investigations indicates that the assumption of rigid behavior for the beam-to-column connections is not always correct and can bring about a significant error in the responses. In this study, behavior factor of moment-resisting steel frames considering joint flexibility is evaluated. To do so, some intermediate moment-resisting steel frames with various number of stories and bays including 1-bay, 1- and 2-story frames, 2-bay, 2-, 4-, 6-, 8-, and 10-story frames, 3-bay, 3-, 6-, 9-, and 12-story frames and 4-story, 2-, 6-, 10-, and 14-story frames are designed regarding Iranian seismic code and Iranian national building code for designing steel structures. After that, the capacity curves of these frames are achieved using pushover analysis once considering rigid connections and again taking joint flexibility into consideration using OpenSees software. To model the nonlinear behavior of connections, one zero-length rotational spring is assigned to each end of beam members. Then, the behavior factor of each frame is calculated using the recommended procedure of FEMA-P695. The outcomes show that for the frames with rigid connections, the acquired behavior factors are almost close to 5 (which is the prescribed behavior factor in Iranian seismic code for the intermediate moment-resisting steel frames). Furthermore, for the frames with semi-rigid connections (60%), the behavior factors are close to 5 as well. For 10-story 2-bay, 12-story 3-bay, and 14-story 4-bay frames the prescribed behavior factor in Iranian seismic code does not meet. For these frames, the ratio of height to total-span that is known as the slenderness coefficient of the frame is higher than others, so these frames fall into slender frames. Results show that for the frames with semi-rigid connections (60%), despite of decreasing the over-strength factors in some cases, their ductility increased, therefore, the behavior factors are achieved higher than those of the frames with rigid connections. All in all, it is observed that the nonlinear behavior of connections can significantly affect the seismic behavior of the moment-resisting steel frames. Comparing the behavior factors calculated in this investigation with the prescribed value of this factor in code 2800 showed that for the frames with rigid connections, 80% of the obtained behavior factors are higher than 5. For frames with semi-rigid connections (80% and 60%), 0%, and 66% of the behavior factors meet the proposed value of code 2800, respectively. Regarding the observations, it is recommended that the influence of joint flexibility be considered in assigning a value of behavior factor to design the moment-resisting steel frames.

Keywords: rigid connections, semi-rigid connections, moment-resisting steel frame, nonlinear static analysis, distributed and concentrated plasticity models