

یادداشت پژوهشی: ارزیابی تاثیر صلبیت ورق اتصال مهاربند در رفتار لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی ویژه

علی اثنی عشری^۱، امین محب خواه^{۲*}

۱- کارشناس ارشد مهندسی سازه، گروه مهندسی عمران، واحد ملایر، دانشگاه آزاد اسلامی، ملایر، ایران

۲- استادیار، دانشگاه ملایر، ملایر، ایران

چکیده

در طراحی سازه‌های واقع در شهرهای کوچک به منظور مقاومت در برابر بارهای جانبی عموماً از سیستم مهاربندی همگرای ویژه استفاده می‌گردد. این سیستم مهاربندی از طریق رفتار غیرالاستیک در مهاربند (کمانش و تسلیم کششی) متحمل تغییرشکل‌های بزرگی می‌شود. در مدل‌سازی‌های رایج، معمولاً اثر ورق اتصال مهاربند در تامین صلبیت اتصالات تیر به ستون و در نتیجه بهبود عملکرد سیستم مهاربندی در رفتار پس کمانشی آن در نظر گرفته نمی‌شود. در این مقاله با استفاده از روش پیشنهادی رودر در مدل‌سازی ورق اتصال، به بررسی اثر صلبیت ورق اتصال در رفتار لرزه‌ای سیستم مهاربندی همگرا پرداخته شده است. برای این منظور، چهار قاب ۳، ۶، ۹ و ۱۲ طبقه یک بار به صورت رایج (مفصلی) و یک بار با استفاده از روش پیشنهادی رودر مدل‌سازی شده و سپس توسط نرم‌افزار *OpenSees* تحت تحلیل‌های غیر خطی استاتیکی و دینامیکی تاریخچه زمانی قرار گرفته‌اند. نتایج نشان می‌دهد که در قاب‌های مدل‌سازی شده به روش رودر ظرفیت باربری بیشتر، دررفت‌های کلی و میان طبقه‌ای کمتر و پایداری بیشتر است. همچنین مشاهده شد در این قاب‌ها ضریب رفتار و ضریب اضافه مقاومت ستون‌ها بیشتر می‌باشد.

کلمات کلیدی: سیستم مهاربندی همگرا ویژه، رفتار لرزه‌ای، ورق اتصال، روش پیشنهادی، تحلیل‌های غیر خطی.

*نویسنده مسئول: امین محب خواه

پست الکترونیکی: amoheb@malayeru.ac.ir

شناسه دیجیتال DOI: 10.22065/jsce.2016.40261
<http://dx.doi.org/10.22065/jsce.2016.40261>

تاریخ دریافت مقاله: ۱۳۹۴/۱۲/۰۶، تاریخ پذیرش مقاله: ۱۳۹۵/۰۸/۲۸

در علم مهندسی سازه سیستم‌های متعددی برای تحمل و انتقال نیروهای جانبی ناشی از زلزله شناخته شده و بکار می‌روند. در کلیه این سیستم‌ها توجه به این نکته ضروری است که هر سیستم باید تحت نیروی زلزله بصورت یک واحد منسجم و یکپارچه رفتار کند و این سیستم یکپارچه بار جانبی ناشی از زلزله را بطور مطمئن به زمین منتقل کند. یکی از سیستم‌های مقاوم جانبی رایج و موثر در برابر زلزله، قاب‌های مهاربندی هستند. سابقه استفاده از قاب‌های مهاربندی شده به اوایل قرن بیستم میلادی برمی‌گردد. از ویژگی‌های مهم قاب‌های مهاربندی، سختی مناسب و قابل توجه آنها در مقایسه با قاب‌های خمشی است. دو نوع سیستم قاب مهاربندی موسوم به قاب‌های مهاربندی همگرا و واگرا مورد توجه محققان و طراحان سازه‌های فولادی می‌باشد. در قاب‌های مهاربندی همگرا، اتلاف انرژی نیروهای القایی زلزله توسط تسلیم‌شدگی و کمانش اعضای مهاربندی در اثر نیروهای رفت و برگشتی تامین می‌گردد. به بیان دیگر، اعضای مهاربندی به عنوان اعضای شکل‌پذیر یا فیوزهای سازه‌ای این نوع سیستم برابر جانبی تلقی می‌شوند. از آنجا که قاب مهاربندی همگرا از جمله سیستم‌های مقاوم لرزه‌ای مهم به شمار می‌رود و کاربرد وسیعی در انواع سازه‌ها دارد، فهم دقیق عملکرد آن از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. به منظور بررسی رفتار واقعی قاب‌های مهاربندی همگرا باید نحوه‌ی عملکرد اتصالات آنها بطور کامل درک گردد. در اغلب کارهای تحقیقاتی انجام شده و مدل‌سازی‌های رایج، برای شبیه‌سازی رفتار این قبیل قاب‌ها، فرضیه‌هایی مانند مفصلی بودن یا کاملاً صلب بودن اتصالات تیر به ستون استفاده شده است که چندان با رفتار واقعی مسئله تطبیق ندارند. به نظر می‌رسد، صلبیت اتصالات مهاربندی ناشی از وجود ورق اتصال تاثیر بسزایی در رفتار پس‌کمانشی و به تبع آن شکل‌پذیری قاب‌های مهاربندی همگرا و همچنین تامین یک قاب خمشی پسماند نیمه‌صلب جهت حفظ پایداری قاب در زلزله‌های شدید داشته باشد. بنابراین، بررسی رفتار قاب‌های همگرا با در نظر گرفتن رفتار نیمه‌صلب اتصالات تیر به ستون، از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است.

در این زمینه تحقیقاتی از سال ۱۹۵۰ انجام شده و تا کنون ادامه دارد. در سال ۱۹۵۰ ویتور [۱] مطالعاتی بر روی توزیع تنش در ورق‌های اتصال انجام داد. بر اساس نتایج بدست آمده از این آزمایشات، ویتور روشی برای پیش‌بینی تنش‌های ناشی از نیروی مهاربند در ورق اتصال پیشنهاد داد. در این پیشنهاد، در سطحی برابر با ضخامت ورق اتصال در عرض موثر ویتور، تنش بصورت یکنواخت می‌باشد. برای تعیین عرض موثر ویتور می‌باید دو خط با زاویه ۳۰ درجه از اولین محل اتصالات مهاربند به ورق اتصال امتداد داد تا امتداد خط گذرنده از آخرین محل اتصالات مهاربند به ورق اتصال را قطع کند. این روش پیشنهادی که مبتنی بر فرض توزیع تنش در ناحیه الاستیک می‌باشد تطابق خوبی با نتایج آزمایشگاهی دارد.

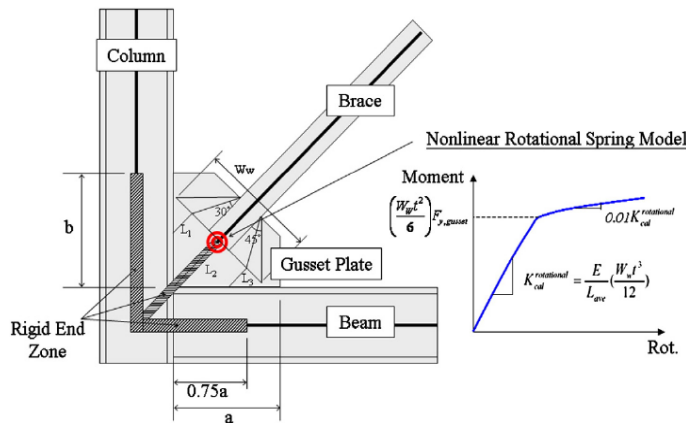
تورنتون در سال ۱۹۸۴ [۲] تحقیقاتی بر روی مدل برش قالبی و مقاومت گسیختگی ورق اتصال صورت داده و روشی برای تعیین مقاومت فشاری ورق اتصال پیشنهاد داد. تورنتون بر این عقیده بود که نیروی فشاری توسط یک عضو فشاری بین انتهای مهاربند و اتصال تیر و ستون منتقل می‌گردد.

آستانه اصل و همکاران [۳] در سال ۱۹۸۶ تحقیقات آزمایشگاهی بر روی رفتار مهاربندها و اتصالات آن‌ها انجام دادند. این تحقیقات به دلیل ارائه یک رویکرد جدید در روش طراحی ورق‌های اتصال از اهمیت بالایی برخوردار است. طبق نتایج این تحقیقات، زمانیکه عضو مهاربند دچار کمانش خارج از صفحه می‌گردد در ورق اتصال مفصل پلاستیک ایجاد می‌شود و به دلیل مفصل پلاستیک ایجاد شده در ورق اتصال، نیاز به دوران در ورق به وجود می‌آید. در این حالت، چنانچه اجازه دوران داده نشود ورق اتصال در چرخه‌های بارگذاری کم گسیخته خواهد شد. بنابراین برای ایجاد آزادی دوران ورق اتصال، حدفاصلی به میزان دو برابر ضخامت ورق اتصال از خط آزاد خمش (خطی که دوانتهای لبه آزاد ورق اتصال متصل به تیر و ستون را به هم متصل می‌کند) پیشنهاد گردید [۳].

یام و چنگ در سال ۲۰۰۲ [۴] در مجموع ۱۳ آزمایش با مقیاس کامل برای بررسی مقاومت فشاری ورق اتصال انجام دادند. پارامترهای آزمایش شامل ضخامت ورق، سایز ورق و زاویه مهاربند می‌باشد. در این آزمایشات، زاویه ۳۰ و ۴۵ برای مهاربند و ورق‌ها با ضخامت مختلف در نظر گرفته شده است و تنها ورق اتصال با شکل چهارگوش مورد بررسی قرار گرفته است. بر اساس نتایج آزمایش‌ها

مشاهده شد که با افزایش ضخامت ورق یا کاهش اندازه ورق، بار نهایی در نمونه‌ها افزایش می‌یابد و همچنین محاسبات با استفاده از زاویه ۴۵ درجه به جای ۳۰ درجه برای عضومهاربندی، تطابق بهتری با نتایج آزمایش داشت.

رودر و همکاران [۵] در سال ۲۰۰۶ به منظور درک بهتری از عملکرد ورق اتصال در قاب‌های مهاربندی، در دانشگاه واشینگتن آزمایشاتی انجام دادند. در قاب‌های مورد آزمایش از دو مدل حدفاصل در ورق اتصال استفاده شده است. یک مدل حدفاصل خطی به میزان دو برابر ضخامت ورق اتصال و یک مدل حدفاصل بیضی شکل پیشنهادی که عرض آن هشت برابر ضخامت ورق می‌باشد. نتایج نشان داد که اگر از حدفاصل بیضی شکل به جای حدفاصل خطی استفاده گردد، ورق اتصال کوچکتر شده و به همان نسبت شکل پذیری قاب هم بیشتر می‌شود.



شکل ۱: جزییات مدل پیشنهادی رودر و همکاران [۶].

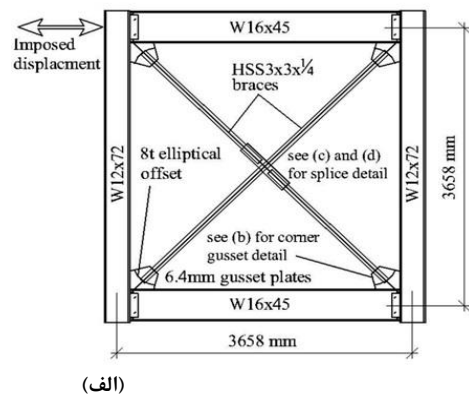
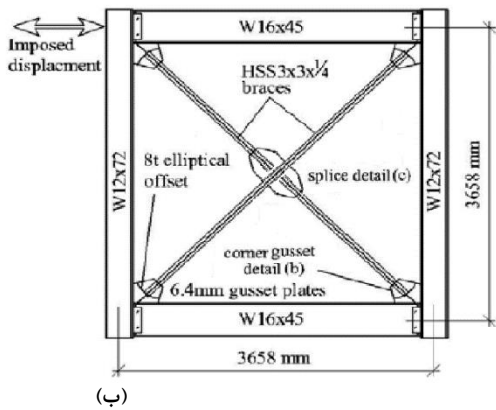
رودر و همکاران [۶] در سال ۲۰۱۲ یک مدل تحلیلی جدید برای مدل‌سازی ورق اتصال در قاب‌های مهاربندی ارائه نمودند. در این مدل پیشنهادی که جزییات آن در شکل ۱ قابل مشاهده است، برای در نظر گرفتن تغییر شکل خارج از صفحه مهاربند و ورق اتصال در محل اتصال مهاربند به ورق اتصال، از یک فنر دورانی خارج از صفحه استفاده شده است. همچنین برای در نظر گرفتن صلبیت ورق اتصال از سه المان صلب استفاده شده است.

در این تحقیق سه نمونه در نرم افزار OpenSees مدل‌سازی شده و با نتایج آزمایشگاهی مقایسه می‌شوند. در نمونه اول اتصال مهاربندها بصورت مفصل در نظر گرفته شده است که در طراحی‌ها، رایج می‌باشد. در نمونه دوم اتصال مهاربند بصورت گیردار لحاظ شده و در نمونه سوم از مدل پیشنهادی استفاده می‌شود. سپس، در قالب یک مطالعه پارامتری به بررسی تاثیر نحوه مدل‌سازی اتصال مهاربندی بر رفتار غیرخطی لرزه‌ای مهاربندهای همگرا پرداخته می‌شود.

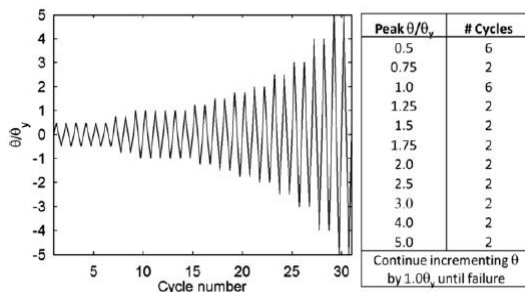
۲- نتایج آزمایشگاهی و اعتبارسنجی

در پژوهش‌های عددی برای اطمینان از نتایج نرم افزار می‌باید نتایج عددی با نتایج آزمایشگاهی اعتبارسنجی شوند. بدین منظور در این مقاله برای اعتبارسنجی نتایج عددی از نمونه‌های آزمایشگاهی پالم [۷] استفاده شده است. دو نمونه آزمایشگاهی مورد نظر مطابق شکل ۲ می‌باشد که تفاوت آنها فقط در نوع اتصال میانی اعضای مهاربندی است.

الگوی بارگذاری و همچنین مشخصات نمونه‌ها در شکل ۳ نشان داده شده است. در مدل عددی نمونه‌ها از مصالح فولاد ۰۲ برای مدل‌سازی اعضا استفاده شده است. از آنجاییکه کمانش مهاربند در مهاربندهای با مقطع قوطی به سمت خارج از صفحه می‌باشد بدین منظور یک تغییر مکان اجباری بعنوان نقص اولیه به مقدار $L/200$ که L نصف طول مهاربند می‌باشد، ایجاد شده تا اثرات $p-\delta$ در نظر گرفته شود. لازم به ذکر است این مقدار توسط دنیلو و همکاران [۸] پیشنهاد شده است. مدل‌سازی عددی نمونه‌های آزمایشگاهی در نرم‌افزار OpenSees [۹] بصورت شکل ۴ می‌باشد و نمونه‌ها تحت تحلیل چرخه‌ای (شبه استاتیکی) قرار گرفته‌اند.

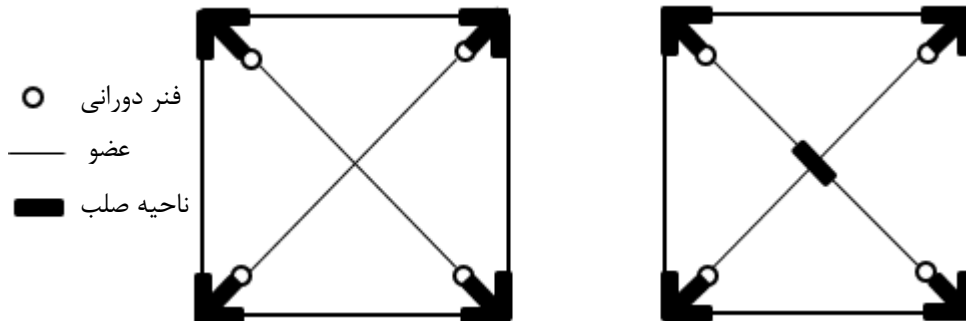


شکل ۲: نمونه‌های آزمایشگاهی پالم [۷]: (الف) نمونه HSS30 و (ب) نمونه HSS31.



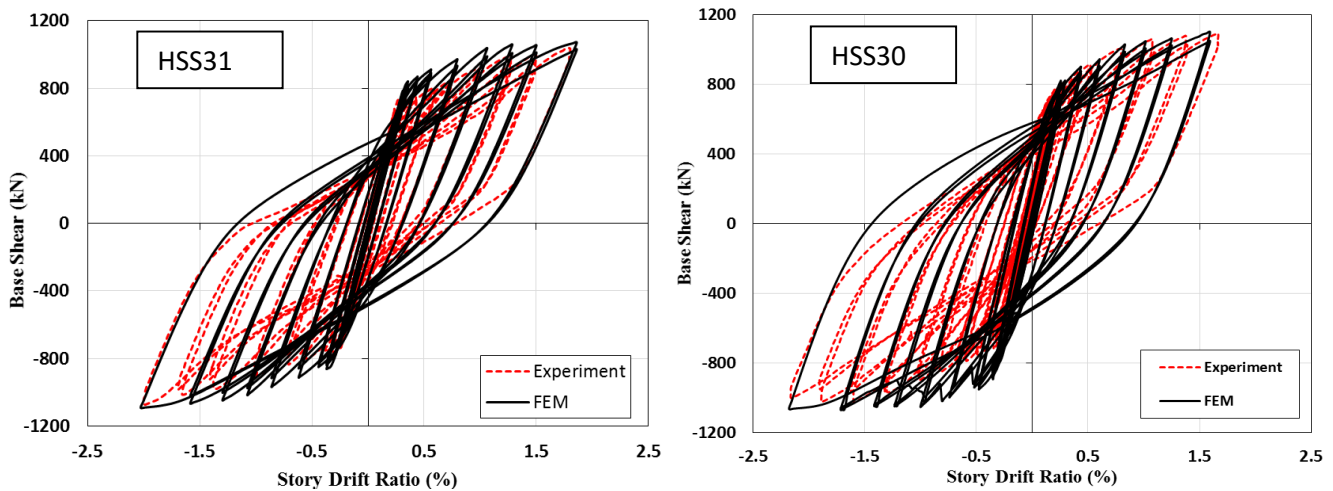
Shape	Nominal properties		Measured properties	
	F_y (MPa)	F_u (MPa)	F_y (MPa)	F_u (MPa)
W12x72	345	448	388	485
W16x45	345	448	419	524
HSS3x3x1/4	317	400	447	568

شکل ۳: مشخصات نمونه‌ها و الگوی بارگذاری [۷].

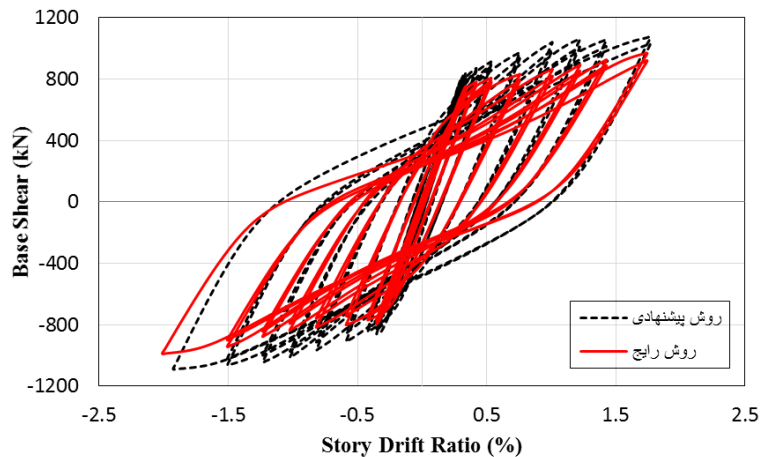


شکل ۴: مدل‌سازی نمونه‌های آزمایشگاهی در نرم افزار.

مقایسه نتایج عددی و آزمایشگاهی هردو نمونه بصورت شکل ۵ می‌باشد. با توجه به تطابق نسبتاً خوبی که بین نتایج است، می‌توان نتیجه گرفت مدل‌سازی عددی قابل قبول است. البته شایان ذکر است که در مدل‌سازی ماکرو نمی‌توان اثرات کمانش موضعی در کاهش سختی و تشدید باریک شدگی حلقه‌های هیستریزیس (لقی سیستم) را شبیه‌سازی نمود. لذا، اختلاف موجود در شیب حلقه‌های هیستریزیس را می‌توان ناشی از این امر دانست. ولی به رغم این اختلاف، انطباق خوبی بین منحنی پوش مقاومت نمونه‌های آزمایشگاهی و مدل‌های عددی نظیر وجود دارد. در انتهای این بخش به منظور انجام مقایسه‌ای بین دو روش مدل‌سازی رایج و روش پیشنهادی رودر، فنرها و المان‌های صلب در نمونه‌های مذکور حذف گردید تا مدل‌سازی به شکل رایج (مفصلی) نیز انجام گیرد. نتایج این دو روش مدل‌سازی در شکل ۶ ارائه شده است. همانطور که در این شکل مشخص است، حدود ۱۰ درصد افزایش ظرفیت باربری در روش پیشنهادی رودر نسبت به روش مدل‌سازی رایج مشاهده می‌گردد.



شکل ۵: مقایسه نتایج عددی و آزمایشگاهی قاب‌های مورد بررسی.



شکل ۶: مقایسه پاسخ یک قاب به دو روش مدل‌سازی.

۳- مطالعات پارامتری

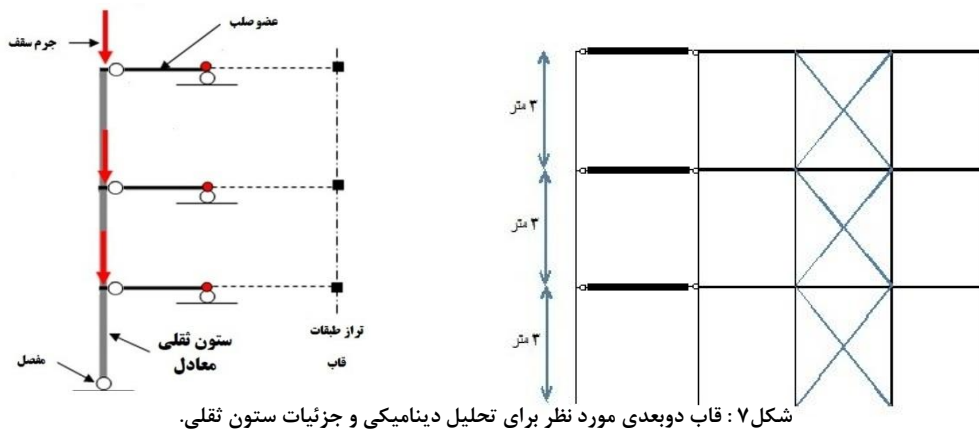
۳-۱- معرفی نمونه‌ها

مدل‌های سازه‌ای مورد استفاده در این تحقیق چهار سازه فلزی ۳، ۶، ۹ و ۱۲ طبقه می‌باشند. پلان سازه‌های مورد نظر در هر چهار سازه یکسان می‌باشد. طول هر دهانه سه متر و ارتفاع طبقات نیز سه متر در نظر گرفته شده است. هیچ گونه عدم تقارنی در پلان و ارتفاع ساختمان‌ها وجود ندارد. سیستم باربر ثقلی از نوع سقف کامپوزیت و سیستم باربر جانبی از نوع همگرای ویژه می‌باشد. سازه‌های مورد نظر بصورت سه بعدی و با استفاده از نرم افزار Etabs [۱۰] طراحی گردیدند. تحلیل سازه‌ها به روش مستقیم و طراحی آنها به روش LRFD می‌باشد. در طراحی سازه‌ها، مباحث ششم [۱۱] و دهم [۱۲] از مقررات ملی ساختمان و همچنین استاندارد ۲۸۰۰ [۱۳] مدنظر بوده است. شایان ذکر است که در تحلیل قاب‌ها برای در نظر گرفتن اثرات مرتبه دوم، از روش تحلیل مرتبه اول اصلاح شده مبتنی بر روش ضریب طول موثر (روش ضرایب تشدید لنگر B1 و B2) استفاده شده است. فولاد مورد استفاده از نوع ST-۳۷ می‌باشد. برای ستون، تیر و مهاربندها به ترتیب از مقاطع IPB، IPE و HSS و برای ورق اتصال مهاربند از ورق چهارگوش استفاده شده است. سپس از هر سازه یک قاب انتخاب شده و تحت تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی قرار گرفته است. بعنوان نمونه شماره مقاطع قاب سه طبقه در جدول ۱ ارائه شده است.

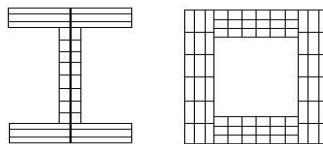
نکته حائز اهمیت در قاب‌های مدل‌سازی شده برای تحلیل دینامیکی، افزودن ستون ثقلی [۱۴] می‌باشد. از آنجاییکه در تحلیل‌های دینامیکی، جرم یکی از فاکتورهای مهم می‌باشد و مدل‌سازی در این تحقیق بصورت یک قاب دوبعدی است، چنانچه جرم واقعی برای قاب در نظر گرفته نشود نتایج تحلیل از دقت کافی برخوردار نخواهد بود. به همین دلیل در تمامی مدل‌ها، جرم قاب‌ها در تراز هر طبقه محاسبه شده و به گره‌ها تخصیص یافته و مابقی جرم به ستون ثقلی وارد گردید. سطح مقطع و ممان اینرسی این ستون ثقلی، معادل با مجموع سطح مقطع و ممان اینرسی ستون‌های حذف شده میانی قاب سه بعدی اولیه است. ستون ثقلی مطابق شکل ۷ با استفاده از یک المان پیوندی (مفصلی) صلب در تراز هر طبقه به قاب اصلی متصل می‌گردد. تمامی قاب‌ها یکبار به صورت رایج و یکبار به روش رودر مدل‌سازی شده و تحت تحلیل قرار گرفتند. جزییات مدل‌سازی نمونه‌ها همچون بخش اعتبار سنجی است. همچنین برای مدل‌سازی اعضا از مقطع فایبر [۱۵] مطابق شکل ۸ استفاده شده است.

جدول ۱: شماره و ابعاد (میلی‌متر) مقاطع قاب سه طبقه

طبقه	ستون‌های کناری (IPB)	ستون‌های میانی کنار مهاربند (IPB)	مهاربند (مقطع توخالی مستطیل شکل)	تیر (IPE)
۱	۱۰۰	۱۴۰	۸۰×۸۰×۷/۱	۱۶۰
۲	۱۰۰	۱۴۰	۸۰×۸۰×۷/۱	۱۶۰
۳	۱۰۰	۱۲۰	۸۰×۸۰×۷/۱	۱۶۰



شکل ۷: قاب دوبعدی مورد نظر برای تحلیل دینامیکی و جزئیات ستون ثقلی.



شکل ۸: تقسیم مقاطع به نواحی کوچک در مدل عددی.

۳-۲- الگوی بارگذاری جانبی استاتیکی و شتاب‌نگاشت‌ها

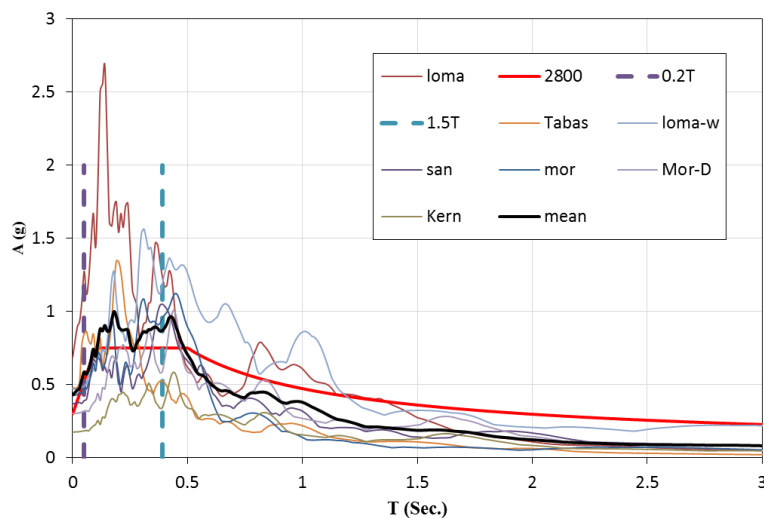
به منظور انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی قاب‌های مورد نظر از الگوی بار جانبی مثلثی استفاده شده است. بار ثقلی با استفاده از ترکیب بارگذاری موجود در پیوست دو آیین نامه ۲۸۰۰ بر قاب اعمال شده است. با توجه به اینکه در آیین نامه FEMA356 [۱۶] میزان دریافت برای سطح عملکرد ایمنی جانی (LS) ۱/۵ درصد و برای سطح عملکرد آستانه فروریزش (CP) ۲ درصد ذکر شده است بر همین اساس تمامی قاب‌ها ابتدا تا جابه‌جایی ۱/۵ درصد ارتفاع تحت تحلیل پوش اور قرار گرفتند که در این تحلیل‌ها تمامی قاب‌ها حداکثر جا به

جایی را تحمل کردند. سپس تمامی قاب‌ها با جابه‌جایی حداکثر ۲ درصد ارتفاع تحت تحلیل پوش اور قرار گرفتند. در این مرحله، تحلیل تمامی قاب‌ها قبل از رسیدن به جابه‌جایی حداکثر (به دلیل تشدید تغییر مکان‌های خارج از صفحه‌ی اعضای مهاربندی و عدم همگرایی حل عددی) متوقف گردید.

به منظور تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی از هفت رکورد زلزله‌ی دور از گسل استفاده شده است. تمامی رکوردها از سایت PEER [۱۷] دریافت گردیده است. طیف‌های پاسخ رکوردهای انتخاب شده با میرایی ۵٪ ترسیم گردیده و مطابق با روش آیین‌نامه ASCE-7-2010 [۱۸]، طیف میانگین آنها با طیف طرح آیین‌نامه ۲۸۰۰ مقایسه شده و برای هر قاب بصورت مجزا ضریب مقیاس بدست آمده است. مطابق با آیین‌نامه، مقایسه طیف میانگین با طیف طرح در محدوده $T = 0.2$ تا $T = 1.5$ انجام شده که T دوره تناوب سازه می‌باشد. در شکل ۹ طیف‌های پاسخ رکوردها و طیف میانگین پاسخ و همچنین طیف طرح ۲۸۰۰ به عنوان نمونه برای قاب سه طبقه ارائه شده است. در جدول ۲ مشخصات رکوردها و همچنین ضرایب مقیاس تک تک رکوردها برای تمامی قاب‌ها محاسبه شده است.

جدول ۲: مشخصات رکوردها

زلزله	نام ایستگاه	نوع زمین	نوع گسل	بزرگا	فاصله (km)	PGA (g)	ضریب مقیاس قاب ۳ طبقه	ضریب مقیاس قاب ۶ طبقه	ضریب مقیاس قاب ۹ طبقه	ضریب مقیاس قاب ۱۲ طبقه
Loma prieta	APEEL	II	شیب لغز	۶/۹۲	۴۰/۸۵	۰/۶۵۳	۱/۵۶	۱/۷۸	۱/۱۹	۱/۱۹
Tabas	Dayhook	II	شیب لغز	۷/۳۵	۴۶	۰/۴۱	۱/۲۴	۲/۱	۱/۴۴	۱/۴۴
Loma prieta	Woodside	II	شیب لغز	۶/۹۲	۳۳/۸۷	۰/۵۷	۱/۵۵	۱/۸۵۵	۱/۳۴	۱/۳۴
San Fernando	Upland	II	شیب لغز	۶/۶۱	۶۱/۷	۰/۴	۱/۱	۱/۶۳	۱/۲۵	۱/۲۵
Morgan Hill	San Justo	II	امتداد لغز	۶/۱۹	۳۱/۸۸	۰/۳۹	۱/۰۶	۱/۹۲	۱/۵۹	۱/۵۹
Morgan Hill	Dam	II	امتداد لغز	۶/۱۹	۴۵/۴۷	۰/۳	۱/۲۳	۱/۷۵	۱/۴۵	۱/۴۵
Kern	Taft	II	شیب لغز	۷	۳۸/۴۲	۰/۲	۱/۶۵	۲/۱	۱/۱۴	۱/۱۴



شکل ۹: مقایسه طیف میانگین زلزله‌ها با طیف ۲۸۰۰ برای قاب سه طبقه.

۴- تحلیل نتایج و بحث

برای تفکیک نتایج نمونه‌ها از یکدیگر، نمونه‌های مورد نظر نام‌گذاری شده‌اند. عدد نوشته شده در اشکال و جداول بخش‌های بعدی، مبین تعداد طبقات قاب و حروف C و S به ترتیب نشان دهنده روش مدل‌سازی رایج و روش پیشنهادی رودر هستند.

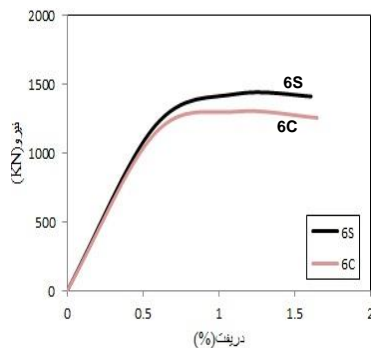
۴-۱- نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی

۴-۱-۱- مقایسه منحنی‌های ظرفیت

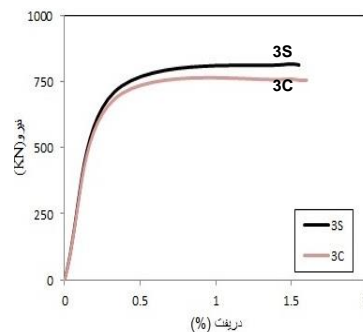
پس از انجام تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی همانطور که در جدول ۳ و شکل‌های ۱۰ تا ۱۳ مشاهده می‌گردد، ظرفیت باربری در قاب‌هایی که با استفاده از روش پیشنهادی رودر مدل‌سازی شده‌اند بطور میانگین ۱۰ درصد نسبت به قاب‌هایی که به روش رایج مدل‌سازی شده‌اند، بیشتر می‌باشد. این افزایش ظرفیت را می‌توان به تاثیر صلبیت ورق اتصال در نظر گرفته شده در مدل‌سازی پیشنهادی رودر نسبت داد. در واقع، شبیه سازی صلبیت ورق اتصال مهاربند با استفاده از المان‌های صلب، سبب می‌شود تا قاب‌ها عملکردی نیمه صلب از خود نشان دهند.

جدول ۳: ظرفیت قاب‌های مورد بررسی

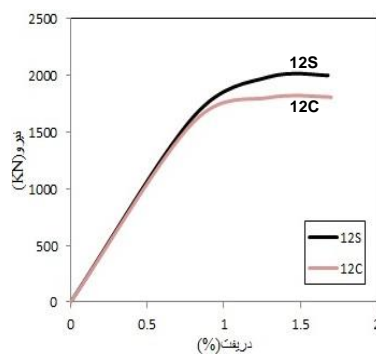
افزایش ظرفیت (%)	حداکثر دررفت (%)	حداکثر نیرو (kN)	مدل	حداکثر دررفت (%)	حداکثر نیرو (kN)	مدل
۹	۱/۵۵	۸۲۲/۵	۳S	۱/۶	۷۵۵/۳	۳C
۱۲	۱/۶۱	۱۴۱۱	۶S	۱/۶۵	۱۲۶۰	۶C
۱۰	۱/۶۶	۱۸۰۱/۲	۹S	۱/۶۹	۱۶۳۵	۹C
۹	۱/۷۵	۲۰۰۴/۵	۱۲S	۱/۷۲	۱۸۲۸/۲۵	۱۲C



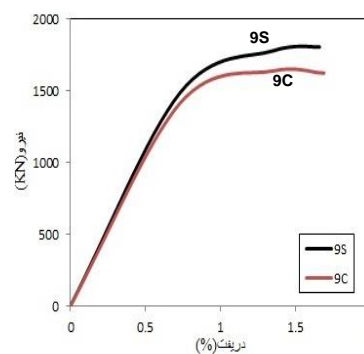
شکل ۱۱: منحنی ظرفیت قاب شش طبقه تحت پوش ۲.٪



شکل ۱۰: منحنی ظرفیت قاب سه طبقه تحت پوش ۲.٪



شکل ۱۳: منحنی ظرفیت قاب ۱۲ طبقه تحت پوش ۲.٪



شکل ۱۲: منحنی ظرفیت قاب نه طبقه تحت پوش ۲.٪

۴-۱-۲- ضریب اضافه مقاومت و ضریب رفتار

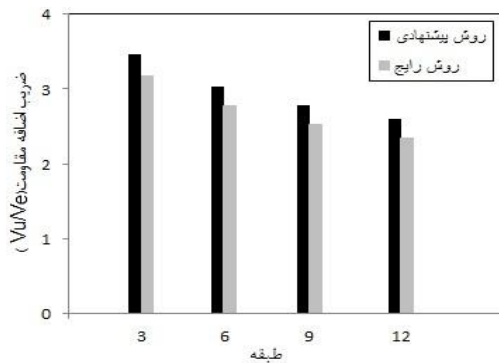
ضریب اضافه مقاومت از تقسیم حداکثر برش پایه حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی (V_u) به برش پایه استاتیکی (V_e) محاسبه شده و مقادیر مربوطه در جدول ۴ و شکل ۱۴ نمایش داده شده است. همچنین ضریب رفتار هر قاب با استفاده از روش نیومارک-هال (روابط ۲ و ۱) بدست آمده که در جدول ۴ ارائه می‌گردد. در این جدول مواردی همچون تغییر شکل تسلیم (Δ_y)، تغییر شکل نهایی (Δ_u)، ضریب شکل پذیری (μ)، ضریب رفتار نظیر شکل پذیری (R_μ) و ضریب رفتار نهایی قاب (R) ارائه گردیده است.

$$R_\mu = \begin{cases} 1.0 & T < 0.05 \text{ sec} \\ \sqrt{2\mu - 1} & 0.12 < T < 0.5 \text{ sec} \\ \mu & T > 1.0 \text{ sec} \end{cases} \quad (1)$$

$$R = R_\mu \cdot \Omega_o \quad (2)$$

جدول ۴: ضریب اضافه مقاومت و ضریب رفتار نهایی قاب‌ها

مدل	Δ_y (%)	Δ_u (%)	μ	R_μ	Ω	R	مدل	Δ_y (%)	Δ_u (%)	μ	R_μ	Ω	R
۳C	۰/۴۴	۱/۶	۳/۶۳	۲/۴۸	۳/۱۷	۷/۸	۳S	۰/۴۵	۱/۵۵	۳/۴۴	۲/۴۲	۳/۴۴	۸/۳
۶C	۰/۵۵	۱/۶۵	۳	۲/۲۳	۲/۷۷	۶/۱۷	۶S	۰/۵۷	۱/۶۱	۲/۸۲	۲/۱۵	۳/۰۴	۶/۵۳
۹C	۰/۷	۱/۶۹	۲/۴۱	۲/۰۹	۲/۵۳	۵/۳	۹S	۰/۷۱	۱/۶۶	۲/۳۳	۲	۲/۷۹	۵/۶
۱۲C	۰/۷۳	۱/۷	۲/۳۲	۲/۱۱	۲/۳۵	۵	۱۲S	۰/۷۵	۱/۶۸	۲/۲۴	۲/۰۵	۲/۶	۵/۳۵



شکل ۱۴: ضریب اضافه مقاومت قاب‌ها.

همانطور که انتظار می‌رفت و در مطالعات قبلی [۱۹ و ۲۰] هم مشاهده شده است ضریب رفتار با افزایش ارتفاع، روندی نزولی دارد. در قاب‌های مدلسازی شده به روش پیشنهادی رودر به دلیل عملکرد نیمه صلب قاب و سختی بیشتر اتصالات، میزان شکل پذیری کمتر می‌باشد اما چون ضریب اضافه مقاومت بیشتری را دارا می‌باشند در مجموع دارای ضریب رفتار بیشتری نسبت به قاب مدلسازی شده با روش رایج می‌باشند. نکته دیگر که باید به آن توجه شود، متفاوت بودن ضریب رفتار در قاب‌ها با تغییر ارتفاع می‌باشد. به نظر می‌رسد که در نظر گرفتن یک ضریب رفتار ثابت برای ارتفاع‌های مختلف که در آیین نامه‌ها مشاهده می‌گردد موجب بروز خطا در تخمین رفتار قاب‌ها می‌شود. در قاب‌های مدلسازی شده به روش رودر مقدار ضریب اضافه مقاومت نسبت به قاب‌های مدلسازی شده با روش رایج بیشتر می‌باشد. همچنین، کمترین مقدار این ضریب (که در قاب ۱۲ طبقه مشاهده می‌گردد) نیز از مقدار ذکر شده در آیین نامه (عدد ۲) بیشتر می‌باشد.

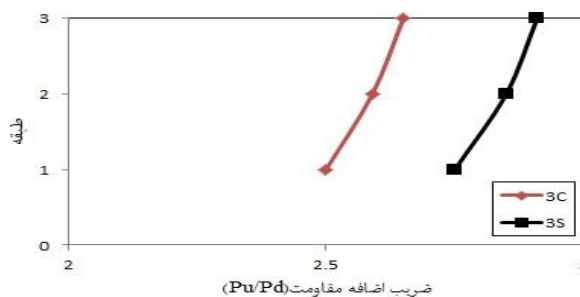
۴-۲- نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی

۴-۲-۱- اضافه مقاومت ستون‌ها

ضرایب اضافه مقاومت ستون‌ها از طریق تقسیم نیروی محوری ستون حاصل از تحلیل دینامیکی بر نیروی محوری ستون در تحلیل خطی محاسبه شده و مقادیر مربوطه برای هر قاب در جداول ۵ تا ۸ و اشکال ۱۵ تا ۱۸ ارائه شده است. همانطور که در جداول و شکل‌های ادامه مشخص است، مقدار ضریب اضافه مقاومت در تمامی طبقات، هم در نمونه‌های مدل‌سازی به روش رایج و هم در مدل‌سازی با روش پیشنهادی رودر از مقدار ذکر شده در آیین‌نامه‌های بارگذاری امریکا و آیین‌نامه ۲۸۰۰ بیشتر می‌باشد. لازم به ذکر است که ضریب اضافه مقاومت در آیین‌نامه‌های مذکور دو می‌باشد. قاب‌های مدل‌سازی شده به روش رودر دارای ضریب اضافه مقاومت بیشتری نسبت به قاب‌های مدل‌سازی شده با روش رایج هستند و این بدان معناست که به واسطه‌ی وجود ورق اتصال و عملکرد نیمه صلب اتصال، نیروی بیشتری به ستون‌ها انتقال می‌یابد. شایان ذکر است که ریچارد [۲۱] نیز با انجام تحلیل‌های دینامیکی تاریخچه زمانی در سال ۲۰۰۹ بر روی قاب‌های ۳، ۹ و ۱۸ طبقه قاب‌های مهاربندی دو طبقه X شکل بدین نتیجه رسید که ضریب اضافه مقاومتی که در طراحی‌ها استفاده می‌شود برای بسیاری از موارد مناسب نیستند و ضرایب بدست آمده از محاسبات بیشتر از مقدار پیشنهادی آیین‌نامه می‌باشند. در مطالعه ریچارد، مقادیر متوسط ضریب اضافه مقاومت برای قاب‌های سه و نه طبقه به ترتیب ۲/۲۶ و ۲/۹ بوده ولی در تحقیق حاضر مقدار این ضریب به ترتیب ۲/۸۴ و ۲/۷۱ می‌باشد. بنابراین با مقایسه نتایج این دو تحقیق می‌توان نتیجه گرفت که ستون‌های قاب مهاربندی دو طبقه X شکل می‌باید برای نیروی بیشتری نسبت به ستون‌های قاب مهاربندی ضربدری طراحی شوند.

جدول ۵: ضرایب اضافه مقاومت ستون‌های قاب سه طبقه

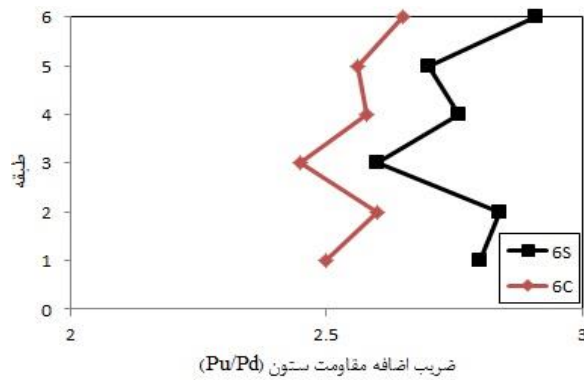
درصد اختلاف	روش رایج	روش پیشنهادی	طبقه
۱۰	۲/۵	۲/۷۵	۱
۹	۲/۵۹	۲/۸۵	۲
۸/۹	۲/۶۵	۲/۹۱	۳
۹/۳	۲/۵۸	۲/۸۴	میانگین



شکل ۱۵: تغییرات ضریب اضافه مقاومت ستون‌های قاب سه طبقه در ارتفاع.

جدول ۶: ضرایب اضافه مقاومت قاب شش طبقه

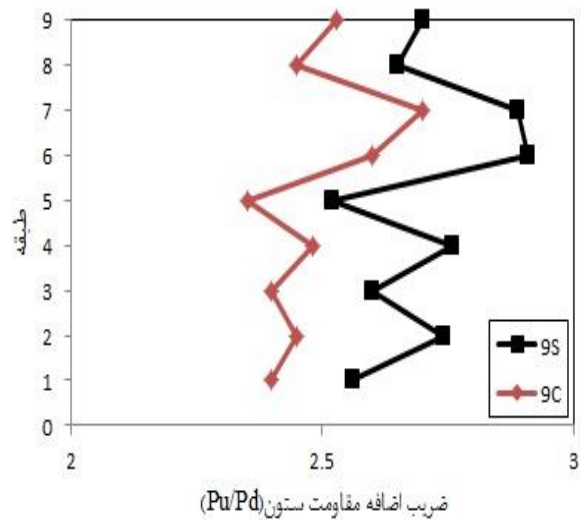
درصد اختلاف	روش رایج	روش پیشنهادی	طبقه
۱۰/۷	۲/۵	۲/۸	۱
۸/۴۵	۲/۶	۲/۸۴	۲
۵/۷۵	۲/۴۵	۲/۶	۳
۶/۵	۲/۵۸	۲/۷۶	۴
۵/۵	۲/۵۵	۲/۷	۵
۸/۹	۲/۶۵	۲/۹۱	۶
۷/۶۳	۲/۵۶	۲/۷۷	میانگین



شکل ۱۶: تغییرات ضریب اضافه مقاومت ستون‌های قاب شش طبقه در ارتفاع.

جدول ۷: ضرایب اضافه مقاومت ستون‌های قاب نه طبقه

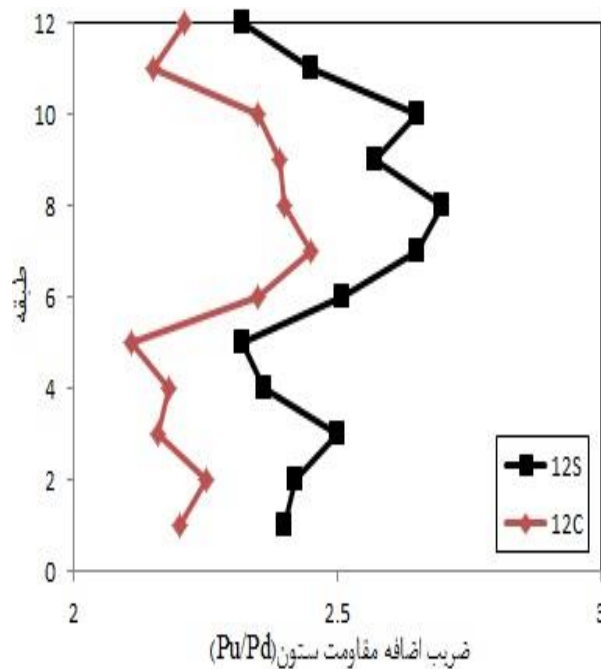
طبقه	روش پیشنهادی	روش رایج	درصد اختلاف
۱	۲/۵۶	۲/۴	۶/۲۵
۲	۲/۷۴	۲/۴۵	۱۰/۶
۳	۲/۶	۲/۴	۸/۳۳
۴	۲/۷۶	۲/۴۸	۱۰/۱
۵	۲/۵۲	۲/۳۵	۶/۷۴
۶	۲/۹۱	۲/۶	۱۰/۶۵
۷	۲/۸۹	۲/۷	۶/۵۷
۸	۲/۶۵	۲/۴۵	۷/۵۵
۹	۲/۷	۲/۵۳	۶/۳
میانگین	۲/۷۱	۲/۴۸	۸/۹۶



شکل ۱۷: تغییرات ضریب اضافه مقاومت ستون‌های نه طبقه در ارتفاع.

جدول ۸: ضرایب اضافه مقاومت ستون‌های قاب ۱۲ طبقه

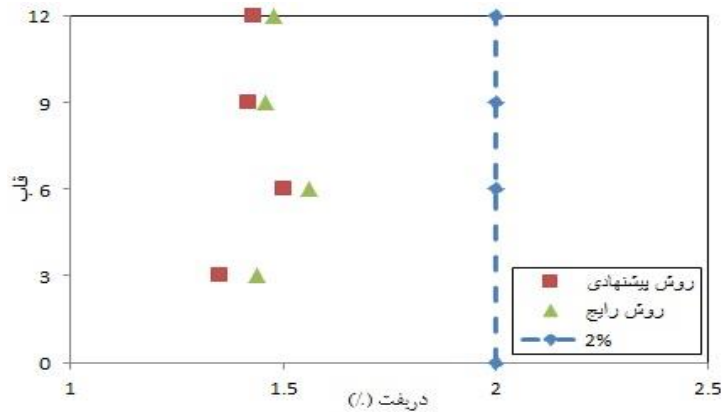
طبقه	روش پیشنهادی	روش رایج	درصد اختلاف
۱	۲/۴	۲/۲	۸/۳
۲	۲/۴۲	۲/۲۵	۷
۳	۲/۵	۲/۱۶	۸/۳۳
۴	۲/۳۶	۲/۱۸	۱۳/۱
۵	۲/۳۲	۲/۱۱	۹/۰۵
۶	۲/۵۱	۲/۳۵	۶/۳۷
۷	۲/۶۵	۲/۴۵	۶/۵۷
۸	۲/۷	۲/۴	۷/۵۴
۹	۲/۵۷	۲/۳۹	۷
۱۰	۲/۶۵	۲/۳۵	۱۱/۳
۱۱	۲/۴۵	۲/۱۵	۱۲/۱
۱۲	۲/۳۲	۲/۲۱	۴/۷۴
میانگین	۲/۴۹	۲/۲۷	۸/۴۵



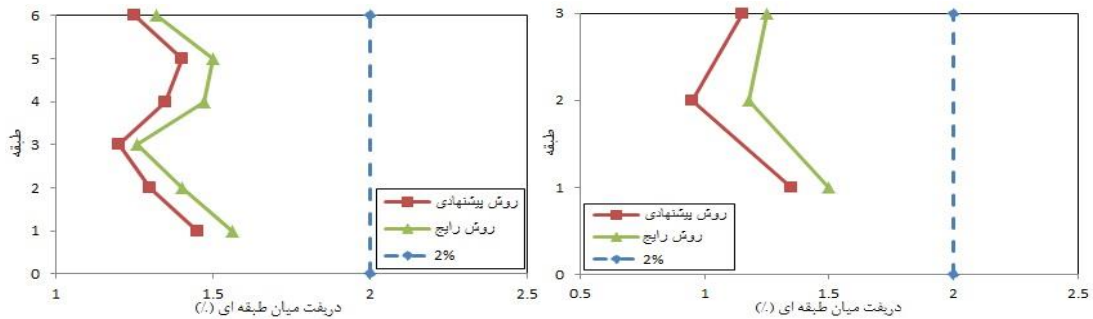
شکل ۱۸: تغییرات ضریب اضافه مقاومت ستون‌های قاب ۱۲ طبقه در ارتفاع.

۴-۲-۲- دریفتهای کلی و میان طبقه‌ای

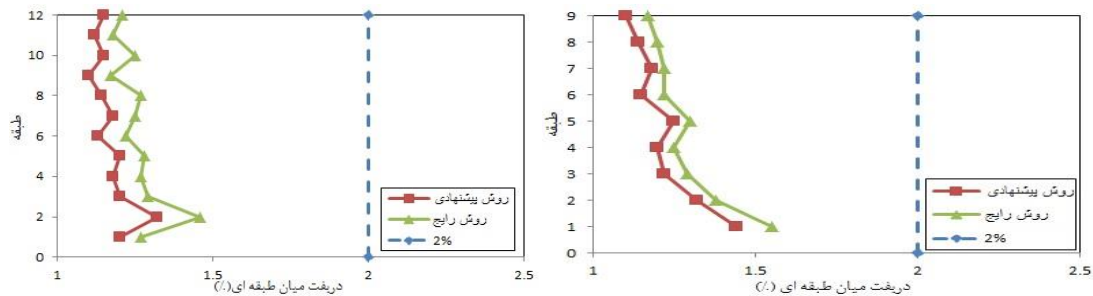
در این بخش، ابتدا در شکل ۱۹ تغییر مکان نسبی کلی قاب‌ها حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی ارائه شده و سپس در اشکال ۲۰ و ۲۱ نمودارهای دریفتهای میان طبقه‌ای قاب‌ها ارائه می‌گردد.



شکل ۱۹: دریفت کلی قاب‌های مورد بررسی.



شکل ۲۰: دریفت میان طبقه‌ای دینامیکی قاب سه و شش طبقه.



شکل ۲۱: دریفت میان طبقه‌ای دینامیکی قاب نه و ۱۲ طبقه.

همانطور که در شکل‌های فوق مشاهده می‌گردد، میزان دریفت در هر قاب در طبقات ابتدایی بیشترین مقدار خود را دارد. در هیچ یک از قاب‌ها روند یکنواخت و ثابتی در کاهش یا افزایش دریفت‌ها دیده نمی‌شود. البته در برخی طبقات شاهد رشد یکباره دریفت هستیم که نشان دهنده کمانش و نرم شدگی بیشتر در آن طبقه است. مقدار دریفت در قاب مدل‌سازی شده به روش پیشنهادی رودر نسبت به قاب مدل‌سازی شده با روش رایج، کمتر می‌باشد که پیامد شبیه‌سازی ورق اتصال مهاربند و افزایش سختی اتصالات در قاب می‌باشد. در تمامی قاب‌ها دریفت از حد مجاز پیشنهادی در آیین‌نامه کمتر می‌باشد. نکته قابل توجه دیگر در نمودارها، حداقل تفاوت بین دریفت طبقات در دو روش مدل‌سازی می‌باشد. این مطلب در قالب جدول ۹ ارائه شده است. این مسئله از آنجا حائز اهمیت است که اگر در طراحی‌ها مقدار دریفت موجود به میزان تفاوت ارائه شده در جدول فوق از مقدار مجاز بیشتر بود، به نظر می‌رسد که بتوان از آن چشم‌پوشی کرده و مجاز دانست. چون در طراحی‌ها نقش ورق اتصال دیده نمی‌شود اما در واقع این اتصالات بر روی عملکرد لرزه‌ای سازه تاثیرگذار هستند.

جدول ۹: حداقل تفاوت دررفت میان طبقه‌های دینامیکی قاب‌ها

قاب	سه طبقه	شش طبقه	نه طبقه	۱۲ طبقه
درصد تفاوت دررفت	٪۹	٪۵	٪۴	٪۶

۵- نتیجه‌گیری

اهم نتایج بدست آمده از این مطالعه به شرح ذیل می‌باشد:

- ظرفیت باربری قاب مدل‌سازی شده با استفاده از روش پیشنهادی رودر نسبت به قاب مدل‌سازی شده به روش رایج در تحلیل چرخه‌ای حدود ۱۰٪ بیشتر می‌باشد.
- در تمامی قاب‌های تحلیل شده به روش استاتیکی غیرخطی تحت پوش ۲٪، حدود ۱۰٪ اختلاف در ظرفیت باربری مشاهده می‌گردد.
- ضریب اضافه مقاومت و ضریب رفتار در قاب‌های مدل‌سازی شده به روش رودر نسبت به قاب‌های مدل‌سازی شده به روش رایج بیشتر می‌باشد. ضریب رفتار و ضریب اضافه مقاومت با تغییر در ارتفاع متفاوت می‌باشند. همچنین، ضریب اضافه مقاومت محاسباتی از مقدار پیشنهادی در آیین‌نامه بیشتر می‌باشد.
- ضریب اضافه مقاومت ستون در قاب‌های مدل‌سازی شده به روش رودر نسبت به قاب‌های مدل‌سازی شده با روش رایج بیشتر می‌باشد. میانگین درصد افزایش در قاب‌های ۳، ۶، ۹ و ۱۲ طبقه به ترتیب برابر با ۹/۳، ۷/۶۳، ۸/۹۶ و ۸/۴۵ درصد می‌باشد. لازم به ذکر است ضرایب بدست آمده در هر دو روش مدل‌سازی بیشتر از مقدار پیشنهادی در آیین‌نامه است و همچنین این ضریب با افزایش ارتفاع متفاوت است.
- دررفت‌های کلی و میان طبقه‌ای در قاب‌های مدل‌سازی شده به روش پیشنهادی رودر بیشتر می‌باشد. در دررفت‌های میان طبقه‌ای حداقل تفاوت دررفت بین دو روش مدل‌سازی در قاب‌های ۳، ۶، ۹ و ۱۲ طبقه به ترتیب برابر با ۹، ۵، ۴ و ۶ درصد می‌باشد.

مراجع

- [1] Whitmore, R.E.; "Experimental investigation of stresses in gusset plates"; Engineering Experiment Station, University of Tennessee, Knoxville, Tenn. Bulletin No. 16, (1952).
- [2] Kim, J. and Choi, H.; "Response modification factors of chevron-braced frames"; *Journal of Engineering Structures* 27, No. 2 (2005), 285-300.
- [3] Astaneh-Asl, A., Cochran, M. and Sabelli, R.; "Seismic detailing of gusset plates for special concentrically braced frames"; Structural Steel Educational Council, 2006.
- [4] Yam, M. C. H. and Cheng, J. J. R.; "Behavior and design of gusset plate connections in compression"; *Journal of Constructional Steel Research* 58, No. 5-8 (2002), 1143-1159.
- [5] Roeder, C.W., Yoo, J. H., Lehman, D.E., Johnson, S. and Herman, D.; "Seismic performance of SCBF braced frame gusset plate connections" *4th International Conference on Earthquake Engineering*; (2006).
- [6] Roeder, C.W., Hsiao, P.C. and Lehman, D.E.; "Improved analytical model for special concentrically braced frames"; *Journal of Constructional Steel Research* 73 (2012), 80-94.
- [7] Palmer, K.D., Roeder, C.W., Lehman, D.E., Okazaki, T., Shield, C.K. and Powell, J.; "Concentric X-braced frames with HSS bracing"; *Journal of Steel Structures* 12, No. 3 (2012), 443-459.
- [8] D'Aniello, M., Ambrosino, G., Portioli, F. and Landolfo, R.; "The influence of out-of-straightness imperfection in physical theory models of bracing members on seismic performance assessment of concentric braced structures"; *Journal of Structural Design of Tall and Special Buildings* 24, No. 3 (2014), 176-197.

- [9] PEER. Open system for earthquake engineering simulation (OpenSees). Version 2.4.0. Berkeley: Pacific Earthquake Eng. Research Center, Univ. of California; <http://opensees.berkeley.edu>, (2005).
- [10] Extended three-Dimensional analysis of building systems (ETABS). *Computers and Structures, Inc.* (2013).
- [۱۱] مقررات ملی ساختمان ایران، مبحث ششم، بارهای وارد بر ساختمان، وزارت راه و شهرسازی، ۱۳۹۲.
- [۱۲] مقررات ملی ساختمان ایران، مبحث دهم، طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی، وزارت راه و شهرسازی، ۱۳۹۲.
- [۱۳] آیین نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، استاندارد ۲۸۰۰، مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی، ویرایش چهارم.
- [14] Hsiao, P., Lehman, D.E. and Roeder, C.W.; "Evaluation of the response modification coefficient and collapse potential of special concentrically braced frame"; *Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 42, No. 10 (2013), 1547-1564.
- [15] Mazzoni, S., Kenna, F., Scott, M. and Fenves, G.; "*OpenSees command language manual*"; University of California, (2007).
- [16] FEMA 356; "*Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*", (2000).
- [17] PEER, Pacific earthquake engineering research center; peer.berkeley.edu
- [18] ASCE/SEI 7-10; "*Minimum design loads for buildings and other structures*"; American Society of Civil Engineers (2010).
- [۱۹] غفوری، مهدی، محاسبه ضریب رفتار سازه‌های فولادی، (پایان نامه کارشناسی ارشد)، دانشگاه تهران، ۱۳۸۲.
- [20] Uang, C, M.; "Establishing R (or R_w) and C_d factors for building seismic provisions"; *Journal of Structural Engineering* 117, No. 1 (1991), 19-28.
- [21] Richards, P.W.; "Seismic column demands in ductile braced frames"; *Journal of Structural Engineering* 135, No. 1 (2009), 33-41.