

بررسی عددی رفتار لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی با میانقاب بنایی هیبریدی

محمودرضا شیرواندا*^۱، سروش سیفی بوشهری^۲

۱- استادیار دانشکده مهندسی عمران، آب و محیط زیست، دانشگاه شهید بهشتی، تهران، ایران

۲- دانشجوی کارشناسی ارشد، گروه عمران، واحد بوشهر، دانشگاه آزاد اسلامی، بوشهر، ایران

چکیده

سیستم بنایی هیبریدی یا ترکیبی، یک سیستم سازه‌ای نسبتاً جدید است که در آن پانل‌های بنایی از طریق اتصالات با ورق فولادی به قاب متصل می‌گردد. دیوارهای بنایی هیبریدی از میانقاب بنایی به منظور افزایش سختی جانبی و مقاومت داخل قاب، علاوه بر تحمل بارهای خمشی (خارج از صفحه) استفاده می‌کنند. دلایل مختلفی برای گسترش استفاده از سیستم بنایی هیبریدی وجود دارد، که مهم‌ترین آنها، سادگی بکارگیری قاب‌های ساختمانی با دیوارها و افزایش نامعینی سازه که موجب کاهش خرابی پیشرونده می‌گردد، می‌باشند. بسته به این که پانل بنایی مسلح چگونه ساخته شود و انتقال بارها بین قاب و دیوار چگونه انجام گیرد، دیوارهای بنایی هیبریدی بصورت دیوار مسلح معمولی (نوع I)، دیوار مسلح متوسط (نوع II) و دیوار مسلح ویژه (نوع III) طبقه‌بندی می‌شوند. در این پژوهش رفتار میانقاب‌های هیبریدی معمولی، هیبریدی متوسط و هیبریدی ویژه، تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی بار افزون مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. بدین منظور ۱۵ مدل قاب فولادی شامل، بدون میانقاب، دارای میانقاب بنایی غیرمسلح، دارای میانقاب هیبریدی معمولی، متوسط و ویژه با استفاده از نرم افزار آباکوس مدل‌سازی می‌شوند. با انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی، پاسخ قاب‌ها به صورت کانتورهای تنش و منحنی نیرو-تغییر مکان محاسبه شده و مورد بررسی قرار می‌گیرد. نتایج نشان می‌دهد، ظرفیت گسیختگی و شکل‌پذیری در میانقاب‌های هیبریدی ویژه بیشتر از میانقاب‌های هیبریدی متوسط و میانقاب‌های هیبریدی معمولی می‌باشد. همچنین با افزایش ممان اینرسی مقطع قاب، سختی و میزان ظرفیت استهلاک انرژی در هر سه نوع میانقاب هیبریدی معمولی، متوسط و ویژه افزایش می‌یابد.

کلمات کلیدی: قاب خمشی فولادی، سیستم بنایی، میانقاب هیبریدی، مدل اجزای محدود، تحلیل استاتیکی غیرخطی.

*نویسنده مسئول: محمودرضا شیرواندا

پست الکترونیکی: m_shiravand@sbu.ac.ir

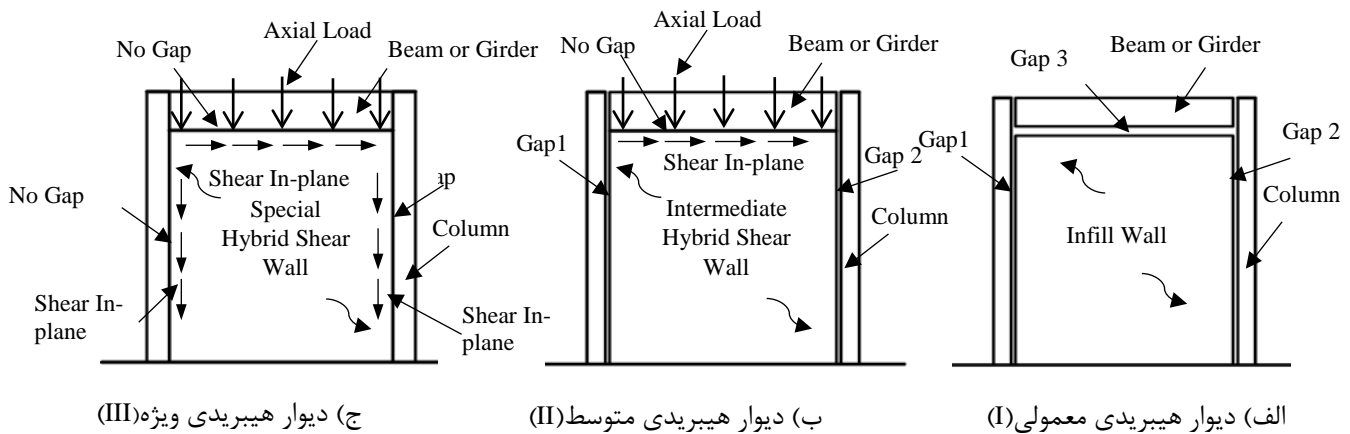
۱- مقدمه

امروزه بخش قابل توجهی از بناهای موجود در بسیاری از شهرهای جهان را ساختمان‌های بنایی تشکیل می‌دهد. علت این امر، ارزان بودن مصالح، دسترسی و اجرای آسان این نوع از سازه‌ها می‌باشد. سازه‌های بنایی معمولاً دارای وزن زیاد، مقاومت و شکل پذیری کمی بوده و در مقابل زلزله به شدت آسیب‌پذیر می‌باشند. در ایران هر سال، تعداد زیادی زلزله به وقوع می‌پیوندد که کانون اصلی آنها عمدتاً بافت‌های روستایی می‌باشند. دیوار باربر یکی از عناصر اصلی و مشترک در تمامی سازه‌های بنایی می‌باشد. دیوارهای بنایی نقش میانقاب را در دیوارهای خارجی سیستم‌های قابی دارند. اندرکنش مصالح بنایی با قاب‌های پیرامونی اغلب منجر به تداخل در ساخت، به ویژه در قاب‌های ساختمانی با مهاربند قطری می‌شود. یکی از مهمترین انواع آسیب‌پذیری ساختمان‌های بنایی، خرابی خارج از صفحه دیوارها می‌باشد. این نوع آسیب‌پذیری می‌تواند باعث از بین رفتن تکیه‌گاه سقف و در نتیجه فروریختن آن شود. از طرفی شکست خارج از صفحه دیوارهای بنایی منجر به از بین رفتن سختی و مقاومت دیوار می‌شود. ترک‌های ناشی از حرکات خارج از صفحه دیوارها ناشی از نیروهای لرزه‌ای، اولین ترک‌هایی هستند که در ساختمان‌های بنایی اتفاق می‌افتند. تحت نیروهای خارج از صفحه، دیوارها به صورت خمشی رفتار نموده و به علت مقاومت کششی کم مصالح بنایی، ترک‌های خمشی در سطح دیوار ایجاد می‌شوند. دیوارهای بنایی در راستای داخل صفحه‌ی خود نیز دارای سختی و مقاومت بسیار زیادی بوده و باعث افزایش باربری جانبی ساختمان می‌شوند. نیروهای داخل صفحه ایجاد شده در این دیوارها، باعث ایجاد ترک‌های درون صفحه می‌شود، که الگوی آنها بستگی به نسبت ابعادی دیوار (ارتفاع به طول)، نیروی قائم، شرایط تکیه‌گاهی و مشخصات مصالح بنایی دیوار دارد. مصالح بنایی می‌تواند در ترکیب با سیستم‌های قاب خمشی فولادی یا بتنی به عنوان یک سازه هیبریدی همراه با ویژگی‌های خاص مصالح سازه‌ای استفاده گردد [1]. با شروع استفاده از قاب برای ساختمان‌های تجاری در ایالات متحده در اواخر سال ۱۸۹۰، قاب‌های ساختمانی با دیوارهای بنایی به منظور میانقاب و ضدحریق کردن، پوشانده شدند. از دیوارهای بنایی در پارتیشن‌بندی‌های ساختمان نیز استفاده شده است. با وجود اینکه این قاب‌های ساختمانی عموماً برای بارهای ثقلی طراحی می‌شوند، استفاده از دیوار بنایی منجر به سختی بیشتر سازه در برابر بارهای جانبی می‌شود. در سال ۱۹۴۰، طراحی قاب‌های ساختمانی پیشرفت کرده و دیوارها از سازه جدا شده و سیستم‌های دیواری سبک‌تر، جایگزین دیوارهای بنایی شدند که این امر موجب شد المان‌های بنایی نقش غیرسازه‌ای داشته و به طور کلی، منجر به کاهش سختی سیستم‌های قاب خمشی شود [1].

در سال‌های اخیر، مطالعات بسیاری در زمینه رفتار قاب‌های دارای میانقاب انجام شده است. در سال ۱۹۶۱ هولمز [2] در مطالعه‌ای عملکرد میانقاب را همانند المان قطری معادل فرض نمود و اتصال این المان به سیستم قاب اصلی را بصورت مفصلی در نظر گرفت [2]. در تحقیقی که در سال ۱۹۷۸ توسط وود [3] صورت گرفت، مشخص شد که برای بررسی رفتار میانقاب‌ها، محدوده‌های خطی کارایی ندارد، بنابراین وود [3] نتایج کار دیگر محققین را با فرض رفتار پلاستیک کامل گسترش داد. همچنین پارامتری براساس نسبت مقاومت میانقاب به قاب اصلی به منظور تطبیق نتایج تنوری و آزمایشگاهی و یک ضریب کاهش مقاومت معرفی نمود و اختلاف بین نتایج تنوری و آزمایشگاهی را بررسی کرد. در سال ۱۹۸۹ داو [4] با انجام آزمایش‌های مختلف بر روی میانقاب‌ها، به این نتیجه رسید که اصطکاک موجود در محل اتصال قاب به میانقاب، تاثیر قابل ملاحظه‌ای بر مودهای گسیختگی و بار نهایی سیستم مرکب دارد. صانعی نژاد [5] اثر نیروهای برشی در محل تماس قاب و میانقاب را در نظر گرفت و با انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی و با فرض رفتار پلاستیک کامل، مدل رفتاری میانقاب‌ها را استخراج نموده و در نهایت روش ساده شده‌ای بر مبنای المان قطری معادل و با تشکیل مفاصل پلاستیک در دو انتها برای سازه‌های چند طبقه ارائه کرد. در سال ۱۹۹۹ فلانگ و بنت [6] در یک مطالعه‌ی آزمایشگاهی به بررسی رفتار دو جهته قاب‌های فولادی با میانقاب‌هایی از مصالح بنایی پرداختند. نتایج آزمایش نشان داد که بارگذاری جانبی یکنواخت و پله‌ای موجب کاهش ظرفیت سازه مرکب خواهد شد، به صورتی که المان فشاری در محیط پیرامونی دیوار بنایی به منظور توزیع مقاومت در دیوار تشکیل می‌گردد. ساری و همکاران [7] در یک مطالعه‌ی آزمایشگاهی به منظور دستیابی به میانقاب‌هایی با مقاومت و شکل‌پذیری مطلوب، از برشگیر در سطح مشترک قاب و میانقاب استفاده نمودند. آنها در آزمایش خود، بارگذاری‌های فشاری یکنواخت و بارگذاری چرخه‌ای برشی را اعمال نموده و اصلاحاتی در شکل‌پذیری سازه مرکب ایجاد کردند. داریان و همکاران [8] نیز در یک مطالعه‌ی عددی و آزمایشگاهی به بررسی رفتار دینامیکی قاب‌های فولادی با مهاربند و اگر اثر بارگذاری

یکنواخت جانبی پرداختند و موده‌های شکست سازه و همچنین مقاومت نهایی سازه مرکب را تعیین نمودند. کاوالری و تراپانی [9] در یک مطالعه آزمایشگاهی به بررسی پاسخ چرخه‌ای قاب‌های بتنی دارای میانقاب‌های بنایی پرداختند. آنها میزان ترک‌خوردگی در سازه و میانقاب تحت بارگذاری چرخه‌ای و میزان شکل‌پذیری قاب‌های بتنی با میانقاب را بررسی نمودند. اخیراً در سال ۲۰۱۵، نیستورو همکارانش [10] در یک پژوهش آزمایشگاهی به بررسی رفتار قاب‌های دارای میانقاب هیبریدی پرداختند و در پژوهش خود تاثیر سطح مقطع میلگردهای درون دیوار و فواصل شبکه‌های میلگردی را بررسی نمودند. نتایج مطالعات آنها نشان داد که هرچه قطر میلگردهای بکارگرفته شده در دیوارهای قاب کوچکتر باشد، پاسخ دیوار بهتر خواهد بود. همچنین استفاده از میلگردهای قائم به تنهایی تاثیر چندانی در پاسخ کلی نداشته و ترکیب این میلگردها با میلگردهای افقی است که موجب افزایش ۵۰ درصدی ظرفیت می‌گردد. همچنین راه نورد و همکارانش [11] مطالعه‌ای عددی بر روی رفتار قاب‌های خمشی تقویت شده با دیوار برشی فولادی-بتنی انجام دادند و پارامترهایی مانند پاسخ هیستریزس، تغییر مکان خارج از صفحه، دررفت قاب و انرژی اتلاف شده را مورد بررسی قرار دادند. نتایج مطالعه‌ی آنها نشان داد که کمانش ورق‌های برشی فولادی با افزایش ضخامت بتن کاهش می‌یابد. همچنین کاهش فاصله ورق‌های اتصال موجب افزایش ظرفیت اتلاف انرژی قاب می‌شود. در مطالعه‌ی دیگری راه نورد و همکاران [12] رفتار لرزه‌ای قاب‌های با مهاربند (EBF) تقویت شده با پانل‌های بنایی برشی تک و دو طرفه را مورد ارزیابی قرار دادند. مدل‌های قاب تحت رکوردهای زلزله قرار گرفته و تحلیل تاریخچه زمانی بر روی مدل‌ها انجام شد. نتایج تحلیل‌ها نشان داد که قاب با پانل برشی دو طرفه ظرفیت اتلاف انرژی بیشتری دارد. لو و همکارانش [13] در سال ۲۰۱۸ آزمایش‌هایی بر روی رفتار هیستریزس دیوار برشی فولادی با شکاف نامساوی انجام دادند. نتایج تحقیقات آنها نشان داد که این نوع دیوار ظرفیت اتلاف انرژی بیشتر، شکل‌پذیری بهتر و سختی جانبی بالاتری نسبت به قاب با دیوارهای فولادی با شکاف مساوی دارد.

سیستم بنایی هیبریدی یا ترکیبی، یک سیستم سازه‌ای نسبتاً جدید است که در آن پانل‌های بنایی از طریق اتصالات با ورق فولادی به قاب متصل می‌گردد. دیوارهای بنایی هیبریدی از میانقاب بنایی به منظور افزایش سختی جانبی و مقاومت داخل قاب، علاوه بر تحمل بارهای خمشی (خارج از صفحه) استفاده می‌کنند. دیوارهای هیبریدی علاوه بر نیروهای داخل صفحه، نیروهای خارج از صفحه را نیز تحمل می‌کنند. بسته به این که پانل بنایی مسلح چگونه ساخته شود و انتقال بارها بین قاب و دیوار به چه شکل انجام گیرد، دیوارهای بنایی هیبریدی به صورت دیوار مسلح معمولی (نوع I)، دیوار مسلح متوسط (نوع II) و دیوار مسلح ویژه (نوع III) طبقه‌بندی می‌شوند. در شکل ۱، سه نوع دیوار هیبریدی معمولی، متوسط و ویژه نشان داده شده است. دیوار هیبریدی معمولی، تنها اجازه‌ی انتقال نیروهای افقی را می‌دهد که از طریق اتصالات، از تیر به دیوار منتقل می‌شوند. همان‌طور که در شکل ۱-الف مشاهده می‌گردد، در این نوع دیوار، بین دیوار و قاب شکافی وجود دارد. شکاف یا فاصله بین دیوار و قاب، از انتقال بار محوری کل قاب و برش ستون‌ها از قاب به دیوار، جلوگیری می‌کند و مهارهایی که در بالای دیوار قرار گرفته نقش انتقال بارهای برشی و بارهای خارج از صفحه را دارند. دیوار هیبریدی متوسط (شکل ۱-ب)، بدون هیچ‌گونه شکافی بین تیر و بالای دیوار ساخته می‌شود و تنها شکاف بین ستون‌های قاب و دیوار در نظر گرفته می‌شود. به همین دلیل در این نوع دیوار علاوه بر نیروهای افقی، امکان انتقال نیروهای فشاری عمودی از تیر به دیوار و همچنین انتقال نیروهای برشی افقی داخل صفحه از طریق اصطکاک وجود دارد. همچنین همان‌طور که در شکل ۱-ج مشاهده می‌شود، در دیوار هیبریدی ویژه، هیچ‌گونه شکافی بین قاب و دیوار بنایی مسلح وجود ندارد و این امر منجر به انتقال کامل نیروهای برشی داخل صفحه هم در جهت افقی و هم در جهت قائم بین قاب و دیوار می‌شود [1]. در بسیاری از ساختمان‌ها پانل‌های بنایی به دلایل معماری ساخته می‌شوند. اما به دلیل پیچیده بودن مساله و عدم وجود مدل تحلیلی منطقی و در عین حال، ترکیب پانل‌های میانقاب بنایی اغلب در تحلیل غیرخطی سازه‌های ساختمانی صرف نظر می‌شود. بعضی از این فرضیات ممکن است باعث کاهش دقت در تخمین سختی جانبی، مقاومت و شکل‌پذیری سازه گردند. در طول چهار دهه گذشته، رفتار قاب‌های دارای میانقاب بنایی با هدف دستیابی به روشی منطقی به طراحی صحیح‌تر و دقیق‌تر این نوع قاب‌ها مورد مطالعه قرار گرفته است [14]. همچنین مطالعاتی با هدف تعیین فرمول‌بندی مقاومت و سختی معادل قاب‌های دارای میانقاب صورت گرفته است. نتایج این مطالعات نشان می‌دهد که تحلیل دقیق‌تر سازه‌های دارای میانقاب بنایی نیازمند ارائه مدلی است که بتواند رفتار نیرو-تغییر مکان پانل را شبیه‌سازی نماید. به طور کلی موده‌های گسیختگی قاب‌های دارای میانقاب شامل: گسیختگی کششی در ستون کششی به دلیل لنگرهای واژگونی، گسیختگی برشی یا خمشی در ستون‌ها، گسیختگی فشاری در راستای قطر میانقاب، ترک خوردگی قطری کششی پانل میانقاب و گسیختگی برشی لغزشی مصالح بنایی در طول ملات می‌باشد [14].



شکل ۱: انواع دیوار هیبریدی (الف) معمولی (I)، (ب) متوسط (II) و (ج) ویژه (III) [10].

در ایران سالانه ساختمان‌های مختلفی با استفاده از میانقاب‌ها ساخته می‌شود. اما معمولاً اثر این میانقاب‌ها بر عملکرد سازه‌ای به‌ویژه در زلزله چندان مورد توجه قرار نمی‌گیرد. از طرفی توسعه سیستم‌های بنایی هیبریدی به دلیل ساده‌کردن ساخت و ساز ساختمان با قاب خمشی همراه با میانقاب بنایی و افزایش نامعینی سازه که منجر به کاهش خرابی‌های پیش‌رونده در زلزله می‌گردد، مورد توجه می‌باشد. همچنین اغلب تحقیقات موجود در مورد میانقاب‌ها به بررسی پارامترها و ویژگی‌های سازه‌ای میانقاب و اثر بازشو در میانقاب و خرابی اتصالات، فاصله بهینه پیچ‌های اتصال و مقایسه دیوارهای برشی یک طرفه و دو طرفه پرداخته‌اند. درحالی‌که با توجه به مطالعات پیشین و خرابی این دیوارها در زلزله، مقایسه رفتار لرزه‌ای هر یک از انواع میانقاب‌ها و میزان تاثیرگذاری پارامترهای سازه‌ای بر پاسخ لرزه‌ای میانقاب‌های هیبریدی معمولی، متوسط و ویژه ضروری به نظر می‌رسد. به‌علاوه، مطالعات پیشین اغلب به بررسی رفتار میانقاب معمولی و متوسط پرداخته‌اند. مقایسه رفتار لرزه‌ای سه نوع میانقاب هیبریدی معمولی، متوسط و ویژه با یکدیگر و بررسی میزان اثرگذاری پارامترهای سازه‌ای بر هر یک در مطالعات گذشته کمتر به چشم می‌خورد. بنابراین در این مقاله رفتار لرزه‌ای میانقاب‌های هیبریدی معمولی، متوسط و ویژه مورد بررسی و مقایسه قرار می‌گیرد. سیستم‌های بنایی دوگانه یا هیبریدی را می‌توان در سازه‌هایی با قاب خمشی بتنی و فولادی بکار برد، اما تاکید این مقاله منحصراً بر روی قاب‌های فولادی می‌باشد. بدین منظور ۱۵ مدل قاب فولادی، بدون میانقاب، دارای میانقاب بنایی غیرمسلح، دارای دیوار هیبریدی معمولی (I)، متوسط (II) و ویژه (III) به کمک نرم افزار آباکوس [15] مدلسازی می‌شوند. با انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی پاسخ قاب‌ها به صورت تنش و منحنی نیرو-تغییر مکان محاسبه شده و مورد بررسی قرار می‌گیرد.

۲- مشخصات قاب‌های مورد بررسی

در این مطالعه، به منظور بررسی رفتار لرزه‌ای قاب فولادی با میانقاب، مدلسازی عددی قاب بدون میانقاب^۱، با میانقاب بنایی غیرمسلح^۲ و قاب با دیوار هیبریدی معمولی (I)، متوسط (II) و ویژه (III) به کمک نرم افزار آباکوس صورت می‌گیرد. مشخصات دیوارهای مورد بررسی در جدول ۱ ارائه شده است. طول همه دیوارها ۳۶۰ سانتی‌متر می‌باشد. همه مدل‌ها با توجه به آیین‌نامه ۲۸۰۰ [16] طراحی می‌شود. دیوارهای میانقاب تنها بارهای (خمشی) خارج از صفحه را تحمل می‌کنند. در این دیوارها قسمت‌های بالایی و اطراف آن، به منظور تحمل بارهای خمشی، بسته به اینکه دهانه دیوار افقی یا عمودی باشد، مهار می‌شوند. مهارها هیچ‌گونه بار برشی و محوری را به دیوارهای بنایی منتقل نمی‌کنند. اندازه درز انقطاع بایستی منطبق با دریافت قاب بدون تماس با دیوار بنایی باشد.

¹ Bare Frame

² Infill Frame

جدول ۱: مشخصات مدل‌های مورد بررسی

نمونه	سیستم سازه	مقطع تیر	مقطع ستون	ارتفاع دیوار (سانتی متر)	ضخامت دیوار (سانتی متر)
۱	بدون میانقاب	W ۸×۱۸	W ۸×۱۸	-	-
۲	بدون میانقاب	W ۱۰×۲۲	W ۱۰×۲۲	-	-
۳	بدون میانقاب	W ۱۲×۲۶	W ۱۲×۲۶	-	-
۴	قاب با میانقاب بنایی غیر مسلح	W ۸×۱۸	W ۸×۱۸	۲۵۹/۳	۱۶/۵
۵	قاب با میانقاب بنایی غیر مسلح	W ۱۰×۲۲	W ۱۰×۲۲	۲۵۴/۱	۲۱
۶	قاب با میانقاب بنایی غیر مسلح	W ۱۲×۲۶	W ۱۲×۲۶	۲۴۹	۲۵/۷
۷	دیوار هیبریدی معمولی (I)	W ۸×۱۸	W ۸×۱۸	۲۵۹/۳	۱۶/۵
۸	دیوار هیبریدی معمولی (I)	W ۱۰×۲۲	W ۱۰×۲۲	۲۵۴/۱	۲۱
۹	دیوار هیبریدی معمولی (I)	W ۱۲×۲۶	W ۱۲×۲۶	۲۴۹	۲۵/۷
۱۰	دیوار هیبریدی متوسط (II)	W ۸×۱۸	W ۸×۱۸	۲۵۹/۳	۱۶/۵
۱۱	دیوار هیبریدی متوسط (II)	W ۱۰×۲۲	W ۱۰×۲۲	۲۵۴/۱	۲۱
۱۲	دیوار هیبریدی متوسط (II)	W ۱۲×۲۶	W ۱۲×۲۶	۲۴۹	۲۵/۷
۱۳	دیوار هیبریدی ویژه (III)	W ۸×۱۸	W ۸×۱۸	۲۵۹/۳	۱۶/۵
۱۴	دیوار هیبریدی ویژه (III)	W ۱۰×۲۲	W ۱۰×۲۲	۲۵۴/۱	۲۱
۱۵	دیوار هیبریدی ویژه (III)	W ۱۲×۲۶	W ۱۲×۲۶	۲۴۹	۲۵/۷

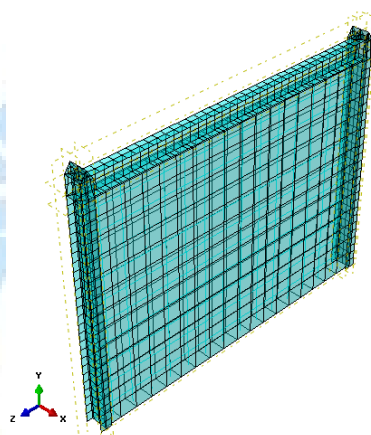
۳-مدلسازی اجزای محدود

تیر و ستون‌های قاب فولادی با استفاده از المان پوسته^۱ مدلسازی می‌شود. همچنین از المان Solid برای مدلسازی اجزای دیوار استفاده می‌گردد. از المان وایر^۲ (تیر یا خرپا) برای مدلسازی آرماتورهای دیوار استفاده می‌شود. به منظور تعیین اندرکنش بین دیوار و بدنه‌ی قاب

^۱. Shell

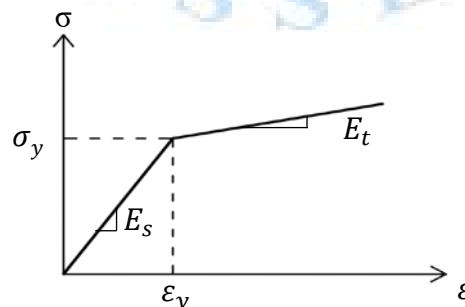
^۲. Wire

شامل تیر و ستون‌ها، در میانقاب‌های هیبریدی متوسط و ویژه، خصوصیات مکانیکی سطوح تماس با استفاده از تکنیک پینالتی^۱ و با در نظر گرفتن ضریب اصطکاک ۰/۲۵ تعریف شده و نوع سطوح تماس، تماس سخت آدرنظر گرفته می‌شود. تماس بین قاب و ورق با استفاده از قید Tie تعریف می‌گردد. این قید گره‌های دو سطح تماس را در همه درجات آزادی به هم می‌بندد تا از هر گونه جابجایی نسبی دو سطح نسبت به هم جلوگیری نماید. برای جلوگیری از حرکت دیوار، صفحه کف، صلب تعریف می‌شود. بدین منظور از صلبیت نقطه‌ای^۳ نرم افزار استفاده می‌گردد. مش‌بندی المان‌های پوسته‌ی قاب با استفاده از المان چهار گره‌ی S4R و مش‌بندی المان‌های دیوار با استفاده از المان C3D8R انجام می‌شود. این المان دارای هشت گره بوده و هر گره سه درجه آزادی دارد. به منظور تعیین اندازه‌ی بهینه مش‌ها، از نتایج آنالیز حساسیت مش صورت گرفته توسط راه نورد و همکاران [17] و توماس و راه نورد [18] استفاده می‌گردد. مش‌بندی و اندازه‌ی مش‌ها با استفاده از مش‌بندی منظم، با فاصله ۱۰ سانتی‌متر برای قاب، ۲۰ سانتی‌متر برای دیوار و ۱۰ سانتی‌متر جهت آرما تور صورت می‌گیرد. همه اجزاء مدل به‌طور یکسان مش‌بندی می‌شوند. با این کار نرم افزار ماتریس سختی را برای مدل در نظر می‌گیرد و در هر المان تنش و کرنش را براساس تغییر مکانی که به‌وجود آمده به‌دست می‌آورد و آن را به کل سازه تعمیم می‌دهد. نحوه مش‌بندی قاب و دیوار در شکل ۲ نشان داده شده است.



شکل ۲: نحوه مش‌بندی قاب و میانقاب

مشخصات مصالح فولادی تیر و ستون‌ها در جدول ۲ ارائه شده است. به منظور تعریف رفتار پلاستیک فولاد، تنش تسلیم ۲۴۰ مگاپاسکال و تنش گسیختگی ۳۷۰ مگاپاسکال در نظر گرفته می‌شود. رفتار مصالح فولادی به صورت دو خطی در نظر گرفته می‌شود (شکل ۳). مدول الاستیسیته فولاد (E_s) 210×10^6 مگاپاسکال و مدول تانژانت فولاد (E_t) برابر با ۱٪ مدول الاستیسیته می‌باشد [13].



شکل ۳: مدل رفتار دو خطی فولاد

¹.Penalty

² Hard Contact

³.Pin

جدول ۲: مشخصات مصالح فولاد ST-37

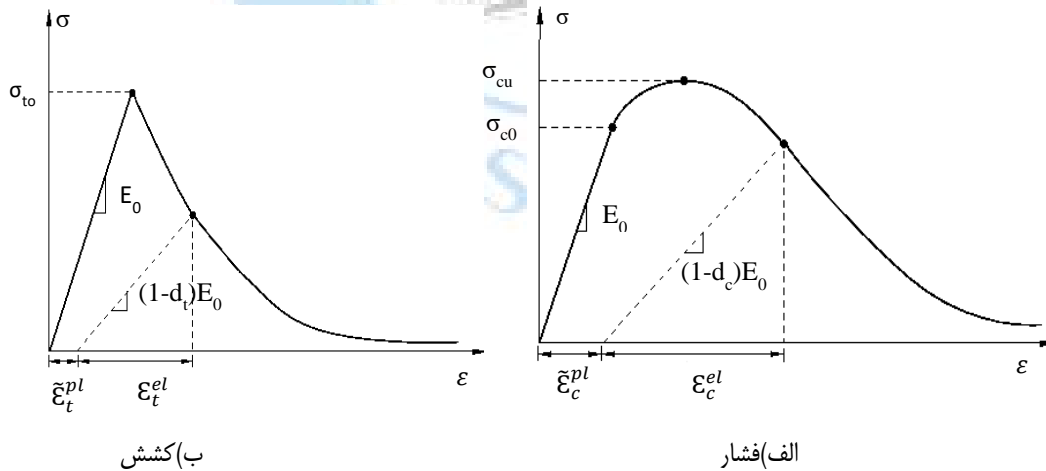
مقدار	معیار	شاخص
۷۸۵۰	دانسیته	وزن مخصوص (کیلوگرم بر مترمکعب)
۲۱۰۰۰۰۰	الاستیک	مدول الاستیسیته (کیلوگرم بر سانتی متر مربع)
۰/۳	الاستیک	ضریب پواسون
۲۴۰۰	پلاستیک	تنش تسلیم (کیلوگرم بر سانتی مترمربع)
۳۷۰۰	پلاستیک	تنش گسیختگی (کیلوگرم بر سانتی مترمربع)

مدلسازی پانل بنایی باید به گونه‌ای باشد که قابلیت سیستم بنایی هیبریدی و نحوه‌ی انتشار خرابی در پانل بنایی را به دقت پیش‌بینی نماید. از آنجایی که در سیستم‌های بنایی هیبریدی، پانل‌های بنایی از بلوک‌های بتنی ساخته می‌شوند، یک مدل خرابی پیوسته در نظر گرفته می‌شود، که دیوار بنایی را به عنوان مخلوط همگنی از ملات، گروت (دوغاب) و بلوک‌های بتنی فرض می‌کند و آرماتور به عنوان یک مؤلفه‌ی جداگانه مدل می‌شود [10]. در مدلسازی ماکرو، محیط مصالح بنایی به صورت پیوسته در نظر گرفته می‌شود، به این معنی که بلوک یا آجر و ملات و سطح مشترک آن‌ها به صورت یک ماده همگن فرض می‌گردد [11].

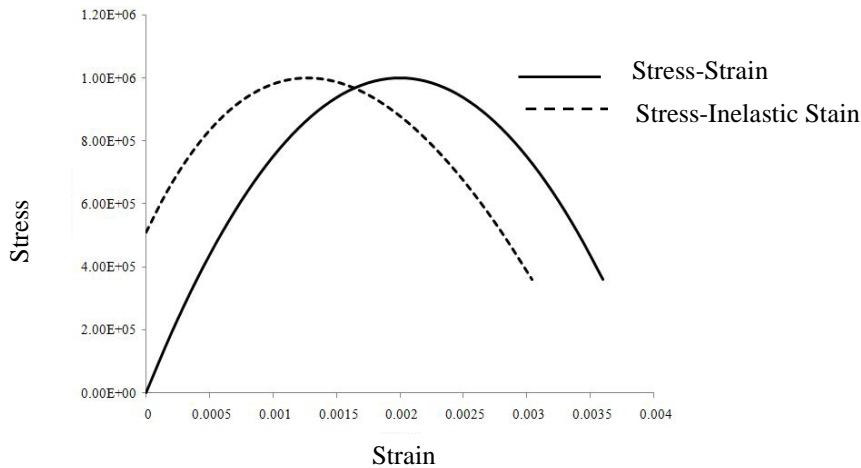
در خصوص مصالح دیوارهای بنایی از مدل رفتاری خرابی پلاستیسیته بتن استفاده می‌گردد. در این مدل رفتار مصالح بتن در کشش و فشار به صورت شکل ۴ تعریف می‌شود. در این نمودار پاسخ تنش- کرنش تحت کشش تک محوره تا مقدار تنش شکست، σ_{t0} دارای رفتار الاستیک خطی می‌باشد. مقدار این تنش در نرم افزار آباکوس با استفاده از روش توزیع ترک و مدل‌های مختلف تعیین می‌گردد. در این مطالعه از معیار دراکر-پراگر استفاده می‌شود که تئوری آن براساس محاسبه مقادیر تنش و کرنش لحظه‌ای با استفاده از رابطه (۱) که برای رفتار مصالح در فشار و کشش بر اساس مدل رفتاری کنت و پارک (شکل ۵) می‌باشد:

$$f_c = f'_c \left[\frac{2\varepsilon_c}{0.002} - \left(\frac{\varepsilon_c}{0.002} \right)^2 \right] \quad (1)$$

در رابطه (۱)، f_c مقدار تنش در هر لحظه، f'_c مقاومت فشاری بتن، ε_c کرنش لحظه‌ای مصالح می‌باشد و 0.002 مقدار کرنش نهایی مصالح بنایی می‌باشد [19].



شکل ۴: نمودار پاسخ بتن تحت بار محوری تک محوری (الف فشاری ب) کششی [11].



شکل ۵: نمودار تنش- کرنش لحظه ای دیوار بر اساس مدل رفتاری کنت و پارک برای بتن محصور نشده [14]

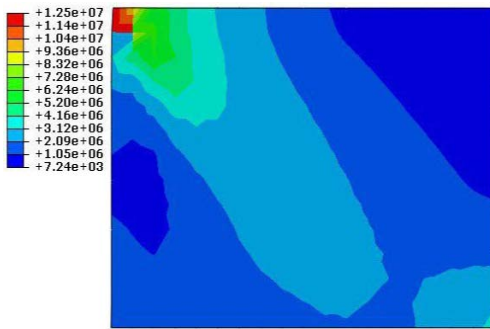
همچنین لازم به ذکر است که در این مدل، پارامتر خرابی بر اساس کرنش بوده و معمولاً عددی بین صفر تا یک می‌باشد. مقدار صفر، در حالتیست که مصالح بتنی هیچ آسیبی متحمل نشده و می‌تواند تنش‌ها و تلاش‌های داخلی را کاملاً انتقال داده و تحمل کند. مقدار خرابی یک یعنی مصالح بتنی کاملاً از بین رفته است. در آباکوس پارامتر خرابی فشاری بتن طبق رابطه (۲) تعریف می‌شود [14].

$$d_c = 1 - \frac{\sigma_c}{f'_c} \quad (2)$$

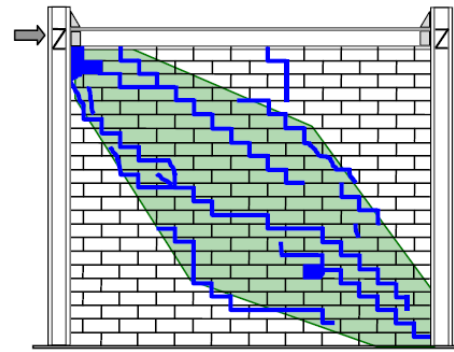
در رابطه (۲)، f'_c مقاومت فشاری بتن، σ_c تنش لحظه‌ای مصالح می‌باشد.

۴- صحت سنجی مدل‌سازی اجزای محدود میانقاب بنایی

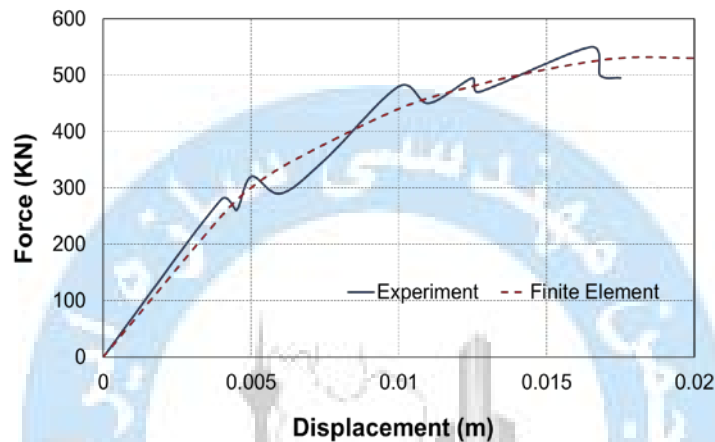
در این تحقیق، به منظور حصول اطمینان از صحت مدل‌سازی‌های اجزای محدود، یک میانقاب هیبریدی آزمایش شده توسط محب خواه و همکارانش [20] مدل‌سازی می‌شود. بدین منظور قاب فولادی یک طبقه دارای میانقاب بنایی آزمایش شده توسط محب خواه و همکارانش [20] به عنوان مرجع انتخاب و در نرم افزار آباکوس مدل‌سازی می‌شود. مدل آزمایشگاهی شامل یک قاب فولادی با ستون‌هایی به ابعاد W25X5.8 و تیری به ابعاد W20X4.8 سانتی‌متر می‌باشد. میانقاب دارای ابعاد ۳۶۰×۲۸۰ سانتی‌متر می‌باشد. توزیع خرابی در دیوار تحت بار جانبی در آزمایش و نرم افزار در شکل ۶ نشان داده شده است. همچنین منحنی نیرو-تغییر مکان حاصل از مطالعه‌ی آزمایشگاهی و عددی در شکل ۶ نشان داده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، هم در آزمایش و هم در مدل اجزای محدود، خرابی ماکزیمم در گوشه دیوار در محل اتصال قاب به دیوار به وجود آمده است. همچنین نحوه‌ی گسترش خرابی و توزیع تنش پیش بینی شده با اجزای محدود، مشابه نتایج به دست آمده از آزمایش می‌باشد. مقایسه نمودارهای حاصل از آزمایش و مدل‌سازی اجزای محدود (شکل ۶-ب)، نشان می‌دهد که ماکزیمم نیروی جانبی دیوار در آزمایش و اجزای محدود به ترتیب ۵۵۰ کیلونیوتن و ۵۳۰ کیلونیوتن می‌باشد و تطابق خوبی میان مقاومت و سختی اولیه مدل عددی با مدل آزمایشگاهی وجود دارد و نرم افزار آباکوس به خوبی می‌تواند رفتار قاب فولادی با میانقاب را شبیه‌سازی نماید.



ب) توزیع خرابی در دیوار در مدلسازی



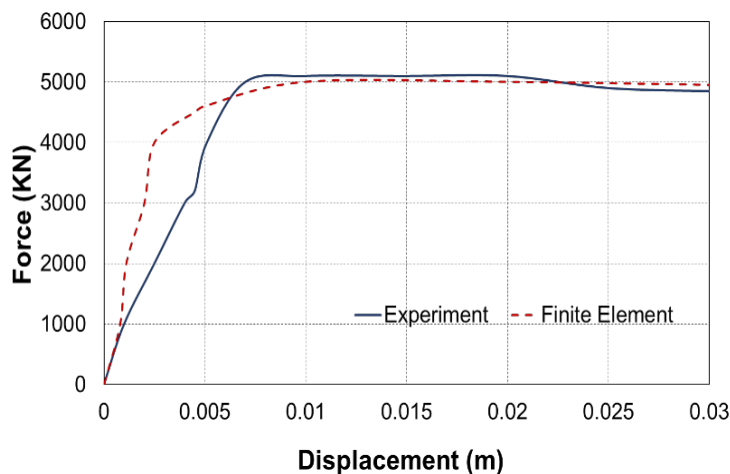
الف) توزیع خرابی در دیوار در آزمایش



ج) منحنی ظرفیت قاب فولادی با میانقاب بنایی در آزمایش و اجزای محدود

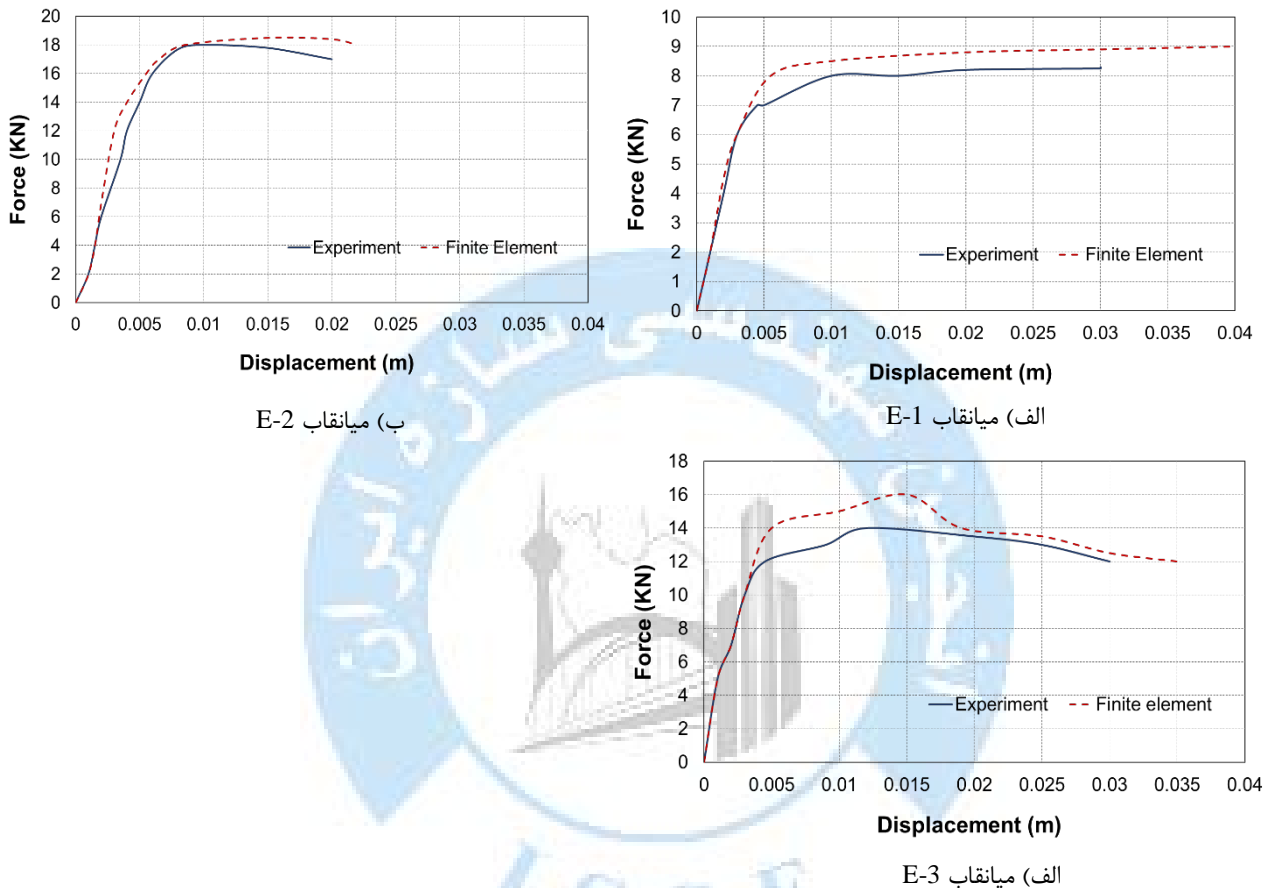
شکل ۶: مقایسه توزیع تنش و خرابی در دیوار الف) آزمایش [20] ب) اجزای محدود ج) منحنی ظرفیت قاب فولادی با میانقاب بنایی در مدلسازی عددی و آزمایشگاهی [20]

همچنین در ادامه صحت سنجی، نمونه‌ی دیوار بنایی هیبریدی آزمایش شده توسط تانگ و کیان [21] مدلسازی شده (دیوار C-1) و نتایج حاصل از آزمایش و مدلسازی اجزای محدود در شکل ۷ نشان داده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌گردد، ماکزیمم برش جانبی دیوار در آزمایش ۵۱۰۰ کیلونیوتن و در مدل اجزای محدود ۵۰۰۰ کیلونیوتن به دست آمده است.



شکل ۷: مقایسه منحنی ظرفیت میانقاب بنایی در مدلسازی عددی و آزمایشگاهی تانگ و کیان [21]

همچنین، سه نمونه از قاب و دیوار آزمایش شده به وسیله ریوارا و همکارانش [22] تحت بار جانبی درآبکوس مدلسازی شده (E-1، E-2، E-3) و منحنی نیرو-تغییر مکان حاصل از آزمایش و اجزای محدود در شکل ۸ باهم مقایسه شده است. ابعاد میانقابها به ترتیب برابر با 0.4×0.2 ، و ضخامت میانقابهای E-1، E-2 و E-3 به ترتیب 0.15 ، 0.15 و 0.12 می باشد. همچنین مقاومت فشاری بتن مورد استفاده در میانقابها به ترتیب $14/79$ ، $19/16$ و $19/8$ مگاپاسکال می باشد. همان طور که در شکل ۸ مشاهده می شود، مقادیر ماکزیمم نیروی جانبی دیوار در مدل آزمایشگاهی و اجزای محدود در میانقاب E-1 به ترتیب 8 و $8/5$ کیلونیوتن و در میانقاب E-2، 18 و $18/2$ و در میانقاب E-3، 14 و 16 به دست آمده است و مدلسازی اجزای محدود با دقت قابل قبولی رفتار دیوار را پیش بینی نموده است.



شکل ۸: مقایسه منحنی ظرفیت میانقاب بنایی در مدلسازی عددی و آزمایشگاهی ریوارا و همکارانش [22]

۵- بارگذاری و تحلیل

حل مسائل دینامیکی در نرم افزار آباکوس به دو روش ضمنی^۱ و صریح^۲ صورت می گیرد. در روش ضمنی به طور کلی به حل معادلات جبری غیرخطی نیاز نیست و حل بصورت گام به گام از مرزها شروع شده و پیش می رود. ماتریسها در این روش کوچک و حتی بصورت دستی قابل حل هستند. این روش در تعداد سعی و خطاهای بالا همگرا می شود. در نتیجه درصد خطای آن از روش ضمنی بیشتر است. این روش معمولاً همگرا می شود. از آنجا که دستگاه معادلاتی که در هر مرحله حل می شود کوچک است، برای حل نیازی به پردازشگر قوی نیست. در روش صریح نیاز به حل معادلات جبری غیرخطی بوده و به طور کلی نتایج سریع تر و دقیق تری می دهد، در تعداد سعی کمتری همگرا می شود، اما به دلیل بزرگ تر بودن ماتریس ضرایب در این روش، در صورت پیچیده و بزرگ بودن مسئله یا تعداد زیاد المانها نیازمند پردازشگر قوی برای حل می باشد. تحلیل دینامیکی ضمنی برای حل مسائل استاتیکی و شبه استاتیکی که در آن حلگر استاتیکی نمی تواند پاسخ مسئله را بدست

1. Implicit

2. Explicit

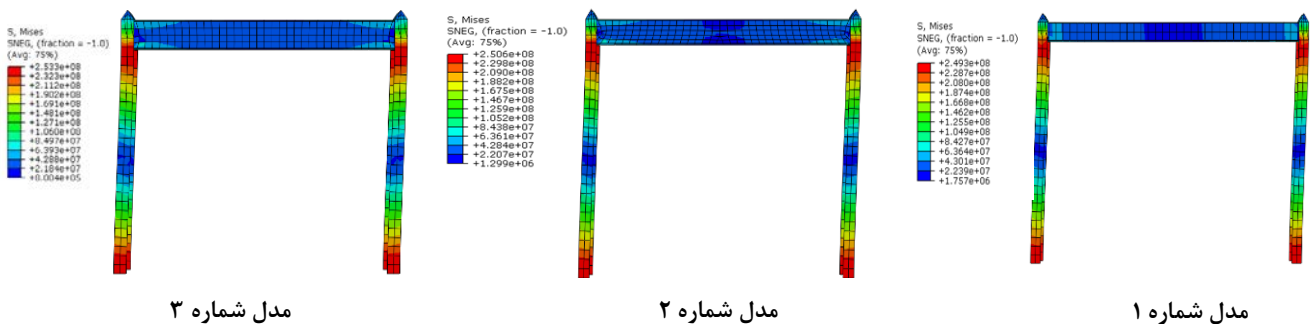
آورد بسیار کاربرد دارد (تحلیل پوش‌آور، تحلیل حرارتی، تحلیل‌های با تغییرمکان بزرگ). معمولاً تحلیل دینامیکی صریح برای مسائلی استفاده می‌شود که شامل بارگذاری سریع مانند ضربه باشد (تحلیل انفجار، ضربه و خرابی پیشرونده) [12-13, 17-18, 23-24]. در این مطالعه به منظور بررسی و مقایسه پاسخ هریک از مدل‌ها از روش تحلیل ضمنی به منظور انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی (پوش‌آور) استفاده می‌شود. تحلیل پوش‌آور در آئین‌نامه‌های مختلف از جمله دستورالعمل FEMA 356 [25] و دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای (نشریه شماره ۳۶۰) [26] آمده است. تحلیل پوش‌آور از جمله روش‌هایی است که در طراحی براساس عملکرد سازه‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرد. در تحلیل پوش‌آور، بار جانبی ناشی از زلزله، به صورت استاتیکی و فزاینده به تدریج بر سازه اعمال می‌شود تا جایی که تغییرمکان در یک نقطه خاص (نقطه کنترل) تحت اثر الگوی بار جانبی، به مقدار مشخصی (تغییرمکان هدف) برسد و یا قبل از آن سازه ناپایدار شده و فرو ریزد. به دلیل تشکیل ترک، کمانش و یا مفاصل پلاستیک و رفتار غیرخطی سازه، سختی سازه نیز کاهش می‌یابد [3]. در این تحقیق بارگذاری مدل‌ها به صورت شبه استاتیکی انجام می‌شود و بار به صورت یک جابجایی متغیر با زمان اعمال می‌گردد. نحوه‌ی اعمال بار به همه مدل‌های دیوار یکسان می‌باشد. برای جلوگیری از حرکت دیوار، صفحه کف صلب تعریف می‌شود. شرایط مرزی برای ایجاد قیود در بخش‌هایی از مدل به کار گرفته می‌شوند تا مدل ثابت باقی مانده یا به مقدار ازپیش تعیین شده‌ای حرکت کند. این شرایط مرزی با اعمال گیرداری در تغییرمکان و دوران تکیه‌گاه پای ستون و همچنین با اعمال تغییرمکان افقی ۲ سانتیمتری (در راستای محور طولی قاب) به لبه سخت‌کننده بالای ستون‌ها تعریف می‌شود.

۶- بررسی نتایج تحلیل

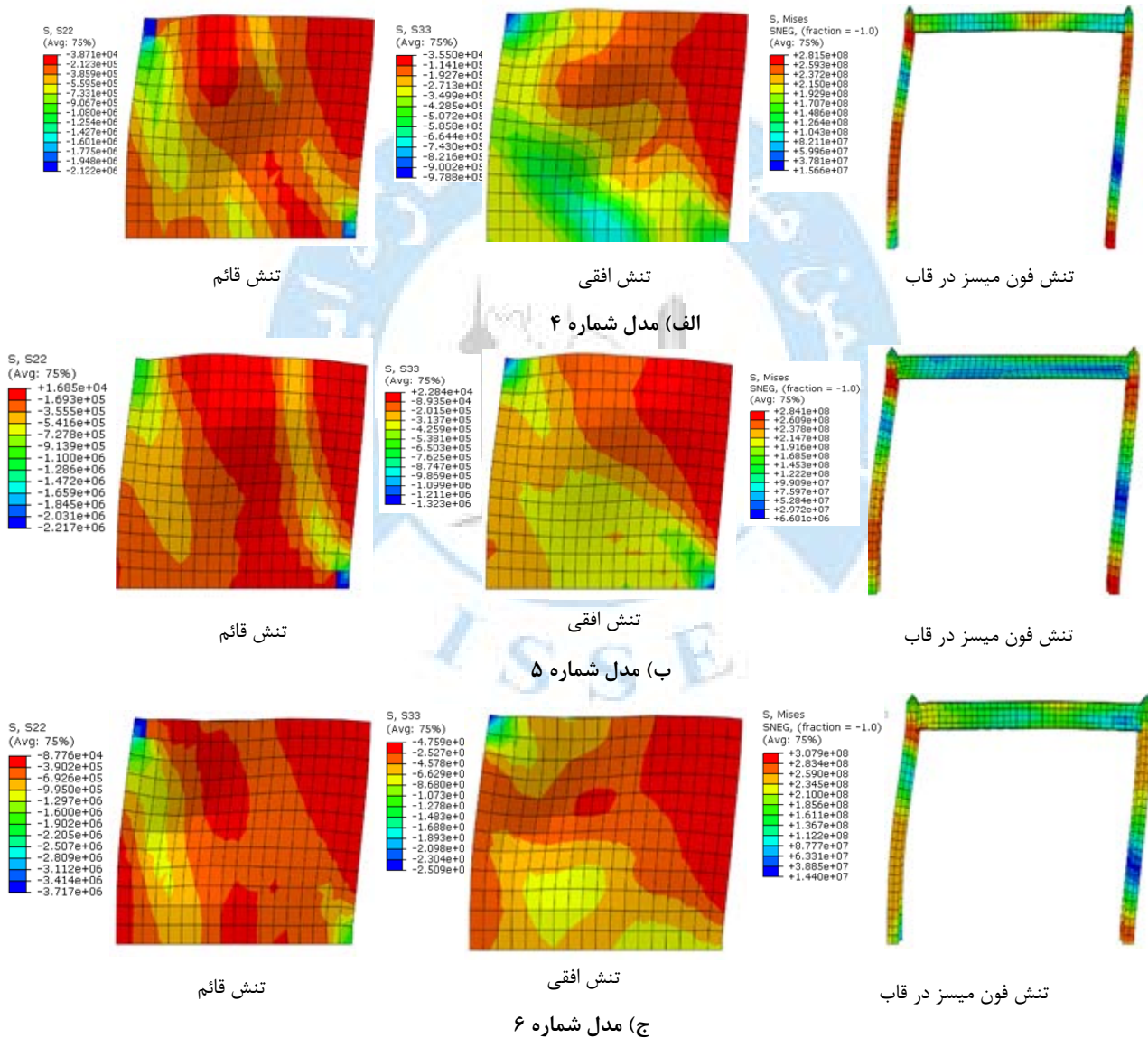
در این بخش نتایج حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی هر یک از مدل‌های مورد بررسی به صورت کانتورهای تنش فون میسز و منحنی ظرفیت هر یک از مدل‌ها با هم مقایسه می‌شود.

۶-۱- مقایسه تنش قاب‌ها

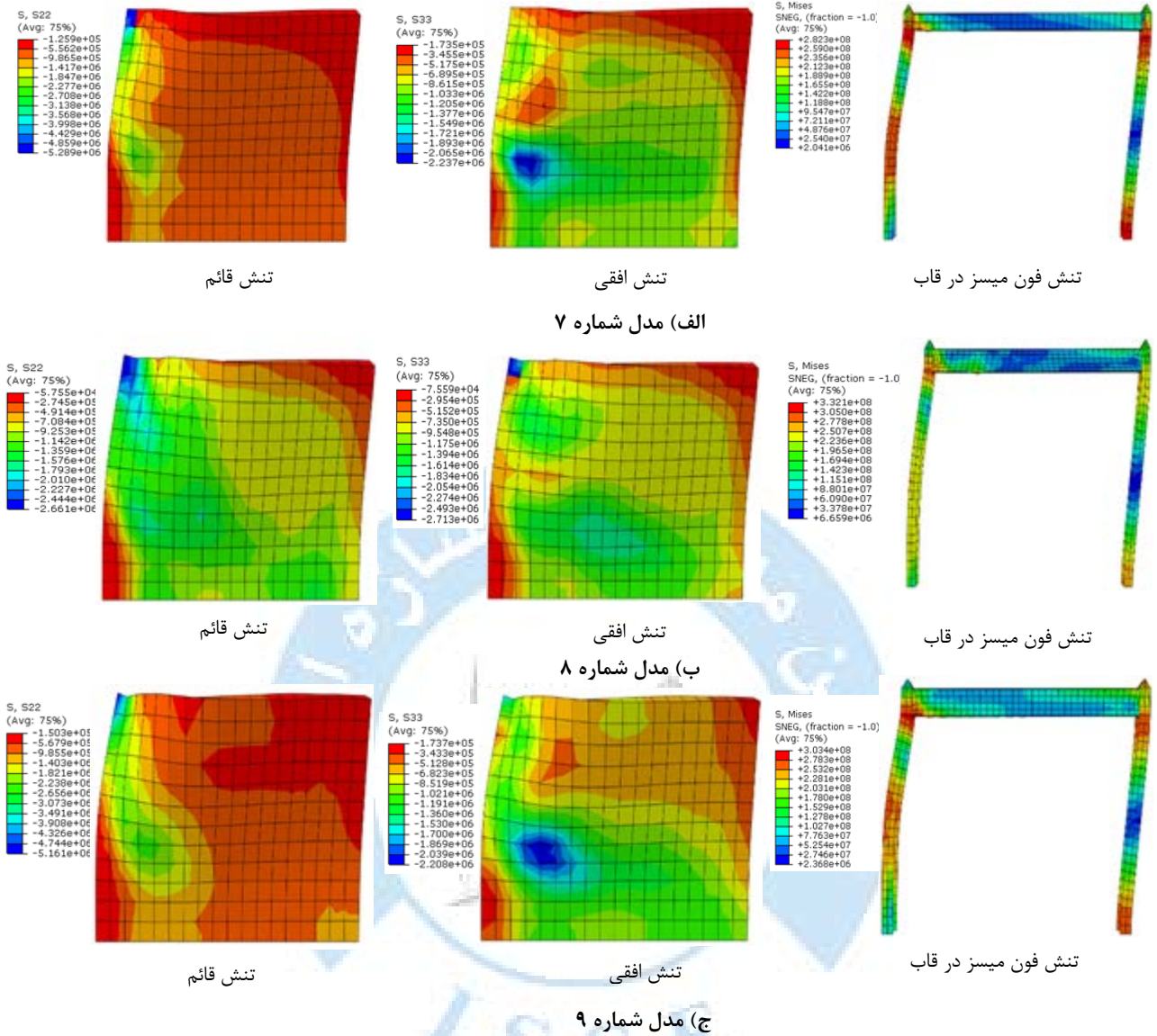
همان‌گونه که در شکل‌های ۹ تا ۱۳ مشاهده می‌شود، با تغییرمکانی برابر با ۱۰ سانتی‌متر، اولین تسلیم در مدل‌های ۲، ۱ و ۳ در محل اتصال تیر به ستون رخ می‌دهد. هنگام تشکیل اولین مفصل پلاستیک در مدل ۱ (قاب با مقطع W8x18)، حداکثر تنش فون میسز در محل تکیه‌گاه ستون کششی برابر با ۲۴۹/۳ مگاپاسکال می‌باشد. در مدل ۲ و ۳ حداکثر تنش در تکیه‌گاه هنگام اولین تسلیم مقطع برابر با ۲۵۰/۶ مگاپاسکال و ۲۵۳/۳ مگاپاسکال می‌باشد. در مدل شماره ۴ (در قاب با مقطع W8x18) اولین مفصل پلاستیک بعد از اعمال تغییرمکان ۳۰ سانتی‌متری در محل اتصال تیر به ستون، مشاهده شده و حداکثر تنش فون میسز در نزدیک اتصال تیر به ستون کششی قاب افتاده و برابر با ۲۸۱/۵ مگاپاسکال می‌باشد. در مدل ۵ و ۶ نیز حداکثر تنش فون میسز در محل اتصال تیر به ستون رخ داده و به ترتیب برابر ۲۸۴/۱ و ۳۰۷/۹ می‌باشد. بدین ترتیب با مقایسه تنش فون میسز در قاب مدل‌های ۱، ۲ و ۳ با مدل‌های ۴، ۵ و ۶ مشاهده می‌شود که اضافه نمودن میانقاب بتنی غیرمسلح به قاب فولادی موجب افزایش ظرفیت قاب می‌گردد. همچنین افزایش ممان اینرسی مقطع تیر و ستون قاب به میزان ۴۲٪ موجب افزایش تنش فون میسز در قاب در مدل‌های بدون میانقاب و دارای میانقاب بتنی غیرمسلح می‌گردد. همچنین مشاهده می‌شود در مدل‌های ۷، ۸ و ۹ که دارای دیوار هیبریدی معمولی (I) می‌باشند، تنش ماکزیمم در محل اتصال تیر به ستون کششی قاب رخ می‌دهد و مقدار ماکزیمم تنش فون میسز در این قاب‌ها به ترتیب برابر با ۲۸۲/۳ مگاپاسکال، ۳۰۴ مگاپاسکال و ۳۳۲/۱ مگاپاسکال می‌باشد. در مدل‌های ۱۰، ۱۱ و ۱۲ که دارای دیوار هیبریدی متوسط (II) می‌باشد، ماکزیمم تنش در تغییرمکانی برابر ۳۰ سانتی‌متر، در محل اتصال تیر به ستون کششی قاب مشاهده می‌شود. مقدار ماکزیمم تنش فون میسز در این مدل‌ها به ترتیب برابر با ۲۹۰ مگاپاسکال، ۳۰۰/۲ مگاپاسکال و ۳۲۷/۴ مگاپاسکال می‌باشد. همچنین در مدل‌های ۱۳، ۱۴ و ۱۵، مقدار ماکزیمم تنش در محل اتصال تیر به ستون کششی و به ترتیب برابر با ۳۳۹/۸ مگاپاسکال، ۲۸۸/۳ مگاپاسکال و ۳۴۲/۴ مگاپاسکال می‌باشد. بنابراین به طور کلی مشاهده می‌شود، افزایش ممان اینرسی مقطع موجب افزایش سختی در قاب‌های بدون میانقاب و هم در قاب‌های با میانقاب بتنی غیرمسلح و میانقاب هیبریدی معمولی، متوسط و ویژه می‌گردد. همچنین ظرفیت تسلیم قاب‌های بدون میانقاب و میانقاب بتنی غیرمسلح و میانقاب هیبریدی معمولی، متوسط و ویژه با افزایش ممان اینرسی مقطع افزایش می‌یابد.



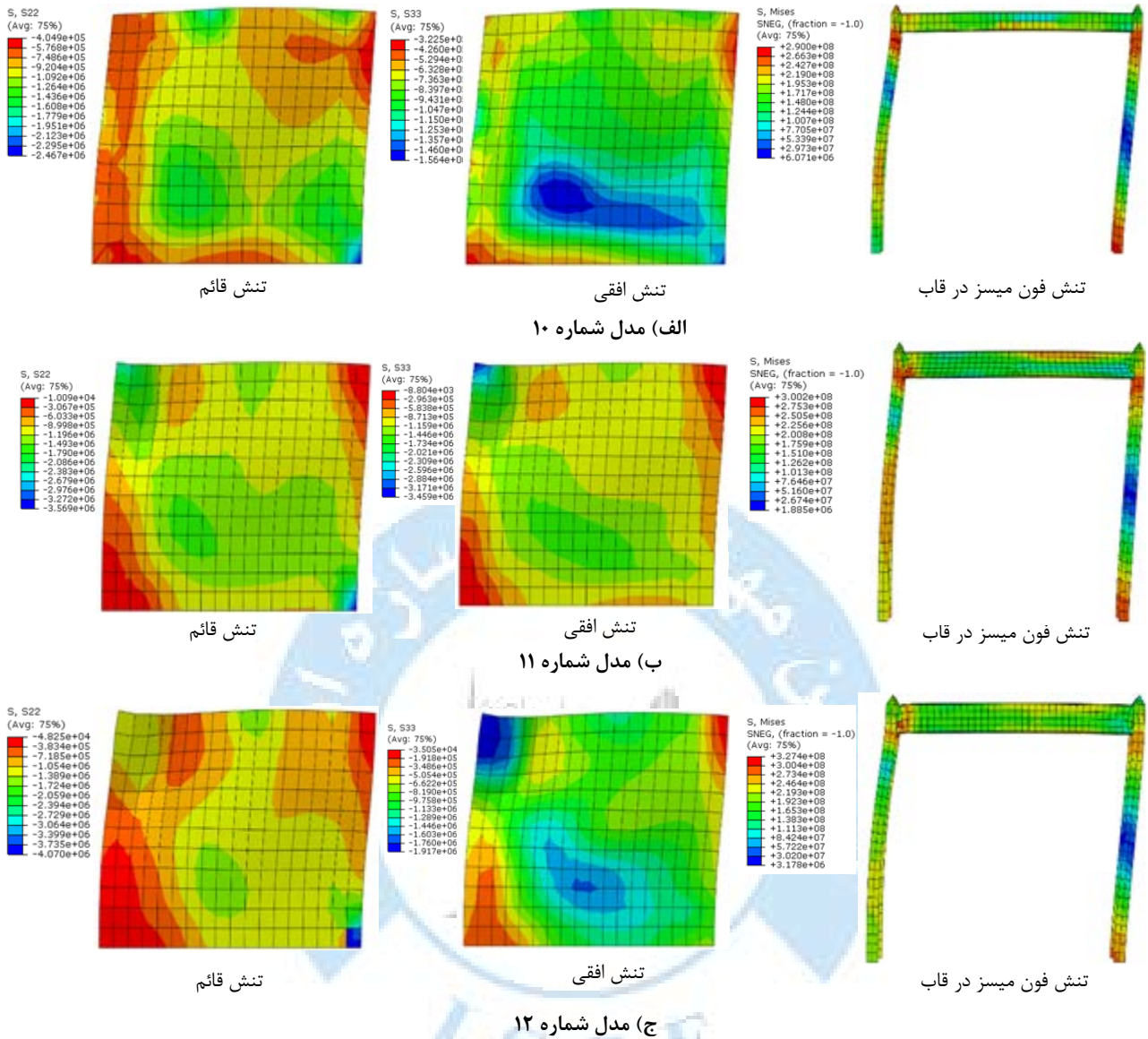
شکل ۹: کانتورهای تنش فون میسز در قاب الف (مدل شماره ۱، ب) مدل شماره ۲ و ج) مدل شماره ۳



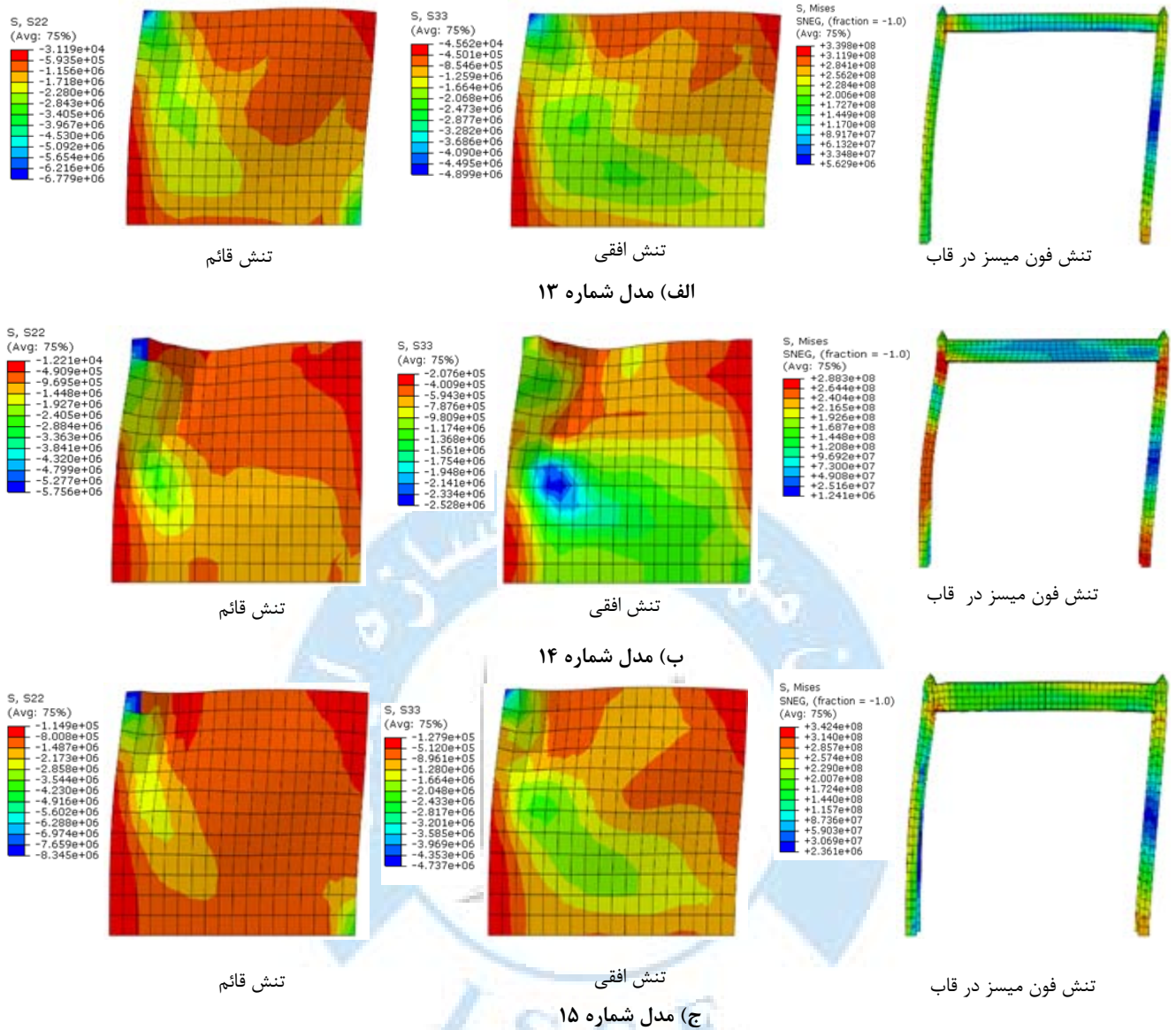
شکل ۱۰: کانتورهای تنش در قاب و میانقاب الف (مدل شماره ۴، ب) مدل شماره ۵ و ج) مدل شماره ۶



شکل ۱۱: کانتورهای تنش در قاب و میانقاب (الف) مدل شماره ۷، (ب) مدل شماره ۸ و (ج) مدل شماره ۹



شکل ۱۲: کانتورهای تنش در قاب و میانقاب (الف) مدل شماره ۱۰ (ب) مدل شماره ۱۱ و (ج) مدل شماره ۱۲

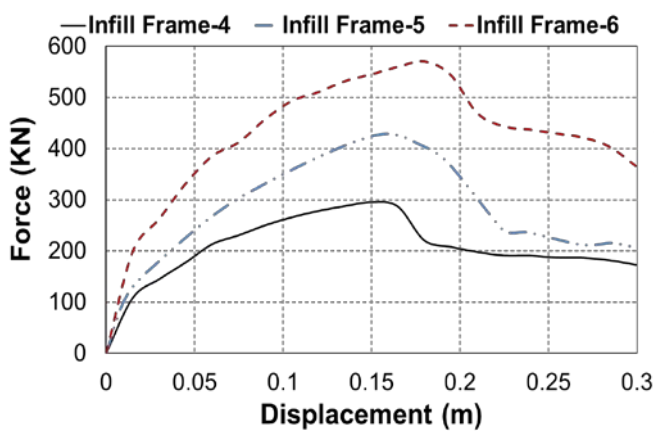


شکل ۱۳: کانتورهای تنش در قاب و میانقاب (الف) مدل شماره ۱۳، (ب) مدل شماره ۱۴ و (ج) مدل شماره ۱۵

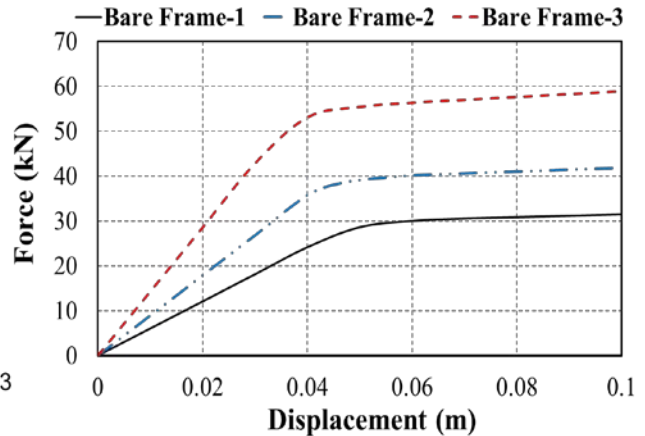
۲-۶- بررسی منحنی ظرفیت قاب‌ها

به منظور بررسی رفتار لرزه‌ای قاب‌ها، منحنی نیرو-تغییر مکان (ظرفیت) هر یک با استفاده از نتایج تحلیل رسم شده است. همان‌طور که در شکل ۱۴ مشاهده می‌شود، قاب مدل‌های ۱، ۲ و ۳ به ترتیب با نیروهای برابر با ۲۸/۶، ۳۸/۵ و ۵۳ کیلونیوتن تسلیم می‌شوند. همچنین مقادیر سختی اولیه برای قاب‌های مذکور به ترتیب ۵۷۲، ۸۳۱ و ۱۳۲۵ کیلونیوتن بر متر می‌باشد. بنابراین، سختی قاب مدل شماره ۲ و ۳ به ترتیب ۴۵٪ و ۱۳۲٪ نسبت به قاب مدل شماره ۱ افزایش یافته است. همچنین با محاسبه‌ی سطح زیر منحنی نیرو-تغییر مکان برای هر مدل میزان استهلاک انرژی و شکل‌پذیری هریک قابل ارزیابی می‌باشد. مشاهده می‌شود، سطح زیر منحنی در مدل ۲ و ۳ به ترتیب ۳۸٪ و ۱۰۰٪ نسبت به مدل اول افزایش یافته است، بنابراین قابلیت استهلاک انرژی و شکل‌پذیری مدل ۲ و ۳ نسبت به مدل ۱ افزایش می‌یابد. بدین ترتیب با افزایش ممان اینرسی مقاطع در قاب مدل ۲ نسبت به مدل ۱، به مقدار ۴۲٪، شکل‌پذیری قاب به میزان ۳۸٪ افزایش می‌یابد. همچنین افزایش ممان اینرسی مقاطع قاب مدل شماره ۳ نسبت به مدل ۱ میزان ۵۲٪، منجر به افزایش شکل‌پذیری قاب تا ۱۱۶٪ می‌گردد.

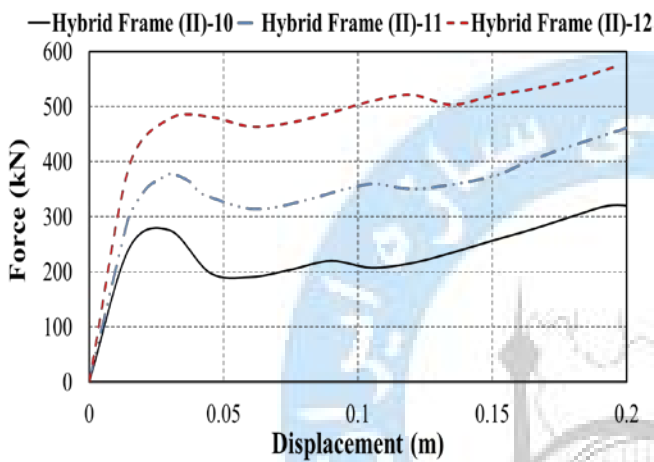
با توجه به منحنی ظرفیت مدل‌های ۴، ۵ و ۶ که دارای دیوار بنایی غیرمسلح می‌باشند، مشاهده می‌شود که تسلیم قاب این مدل‌ها به ترتیب در نیروهای برابر با ۲۹۵، ۴۳۰ و ۵۷۰ کیلونیوتن، و در تغییرمکان متناظر با ۰/۱۶، ۰/۱۶۵ و ۰/۱۷ متر رخ می‌دهد. همچنین سختی اولیه آنها به ترتیب برابر با ۷۲۱۰، ۹۷۱۰ و ۱۳۲۷۳ کیلونیوتن بر متر می‌باشد. بنابراین افزایش ممان اینرسی مقطع مدل‌های ۵ و ۶ نسبت به مدل ۴، منجر به افزایش سختی سازه به ترتیب به میزان ۳۵٪ و ۸۴٪ می‌گردد. بر اساس نمودار مذکور، شکل‌پذیری مدل شماره ۵ نسبت به مدل شماره ۴، ۳۸ درصد و شکل‌پذیری مدل شماره ۶ نسبت به دو مدل دیگر به ترتیب ۵۰ درصد و ۱۰۶ درصد بیشتر است. با افزایش ممان اینرسی مقاطع قاب مدل شماره ۵ نسبت به مدل شماره ۴ به میزان ۴۲ درصد، شکل‌پذیری به اندازه ۳۸ درصد افزایش یافته، همچنین با افزایش ممان اینرسی مقاطع قاب مدل شماره ۶ نسبت به مدل‌های شماره ۵ و ۴ به میزان به ترتیب ۵۲ درصد و ۱۱۶ درصد، شکل‌پذیری به اندازه ۵۰ درصد و ۱۰۶ درصد افزایش می‌یابد. همچنین با توجه به شکل ۱۴ مشاهده می‌شود، در مدل‌های ۷، ۸ و ۹ که دارای قاب‌های با میانقاب هیبریدی معمولی می‌باشند، مانند قاب با میانقاب غیرمسلح با افزایش ممان اینرسی مقاطع، نیروی تسلیم افزایش می‌یابد و قاب‌ها به ترتیب در نیروهای برابر با ۲۸۳، ۳۳۸ و ۴۸۲ کیلونیوتن تسلیم می‌شوند. سختی اولیه مدل‌های مذکور به ترتیب ۱۸۸۷۱، ۲۰۳۳۵ و ۲۸۵۲۶ کیلونیوتن بر متر می‌باشد که سختی قاب با میانقاب مدل شماره ۸، ۸٪ نسبت به مدل شماره ۷ و سختی مدل شماره ۹ نسبت به دو مدل دیگر به ترتیب ۴۰٪ و ۵۱٪ بیشتر شده است. شکل‌پذیری مدل شماره ۸ نسبت به مدل شماره ۷، ۷۶٪ و شکل‌پذیری مدل شماره ۹ نسبت به دو مدل دیگر به ترتیب ۳۴٪ و ۱۳۶٪ بیشتر است. همچنین سطح زیر منحنی در مدل شماره ۹ بیشتر از مدل‌های ۷ و ۸ می‌باشد که نشان دهنده ظرفیت استهلاک انرژی بیشتر مدل شماره ۹ نسبت به دو مدل دیگر می‌باشد. در مورد قاب مدل‌های ۱۰، ۱۱ و ۱۲ مشاهده می‌شود، به ترتیب با نیروهای برابر با ۲۷۵، ۳۷۸ و ۴۸۱ کیلونیوتن تسلیم می‌شوند و سختی اولیه این مدل‌ها به ترتیب ۱۶۲۵۹، ۲۰۴۲۵ و ۲۶۲۰۰ کیلونیوتن بر متر می‌باشد، که سختی قاب با میانقاب متوسط مدل شماره ۱۱، ۲۶٪ نسبت به مدل شماره ۱۰ و سختی مدل شماره ۱۲ نسبت به دو مدل دیگر به ترتیب ۲۸٪ و ۶۱٪ بیشتر شده است. شکل‌پذیری مدل شماره ۱۱ نسبت به مدل شماره ۱۰، ۶۱٪ و شکل‌پذیری مدل شماره ۱۲ نسبت به دو مدل دیگر به ترتیب ۴۰٪ و ۱۲۵٪ بیشتر است. بنابراین با افزایش ممان اینرسی مقاطع قاب مدل شماره ۱۱ نسبت به مدل شماره ۱۰ به میزان ۴۲٪، شکل‌پذیری به اندازه ۶۱٪ افزایش یافته، همچنین با افزایش ممان اینرسی مقاطع قاب مدل شماره ۱۲ نسبت به مدل‌های شماره ۱۱ و ۱۰ به میزان به ترتیب ۵۲٪ و ۱۱۶٪، شکل‌پذیری به اندازه ۴۰٪ و ۱۲۵٪ افزایش می‌یابد. همچنین سطح زیر منحنی در مدل شماره ۱۲ نسبت به دو مدل دیگر بیشتر بوده و در نتیجه ظرفیت استهلاک انرژی و رفتار لرزه‌ای آن بهتر می‌باشد. قاب مدل‌های ۱۳، ۱۴ و ۱۵ به ترتیب با نیروهای برابر با ۳۰۷، ۴۱۱ و ۵۳۰ کیلونیوتن تسلیم شده و سختی اولیه آن‌ها به ترتیب ۲۰۴۸۴، ۲۶۰۹۶ و ۳۱۰۹۵ کیلونیوتن بر متر می‌باشد. بدین ترتیب سختی قاب با میانقاب هیبریدی ویژه در مدل شماره ۱۴، ۲۷٪ نسبت به مدل ۱۳ و سختی مدل شماره ۱۵ نسبت به دو مدل دیگر به ترتیب ۱۹٪ و ۵۲٪ افزایش یافته می‌یابد. شکل‌پذیری مدل ۱۴ نسبت به مدل شماره ۱۳، ۳۸٪ و شکل‌پذیری مدل شماره ۱۵ نسبت به دو مدل دیگر به ترتیب ۳۳٪ و ۸۳٪ افزایش می‌یابد. همچنین با مقایسه منحنی ظرفیت مدل‌های شماره ۱۳، ۱۴ و ۱۵ مشاهده می‌گردد، سطح زیر منحنی مدل شماره ۱۵ نسبت به مدل‌های ۱۳ و ۱۴ بیشتر بوده و قاب ۱۵ ظرفیت استهلاک انرژی بیشتری دارد. بنابراین به طور کلی مشاهده می‌گردد، افزودن میانقاب به قاب فولادی منجر به افزایش ظرفیت باربری و گسیختگی قاب می‌گردد. همچنین ظرفیت تسلیم و گسیختگی قاب‌های دارای میانقاب هیبریدی نسبت به قاب‌های دارای میانقاب بتنی غیرمسلح بیشتر می‌باشد. به علاوه قاب‌های دارای میانقاب هیبریدی ویژه نسبت به قاب‌های دارای میانقاب متوسط و معمولی ظرفیت تسلیم و گسیختگی بیشتری دارد.



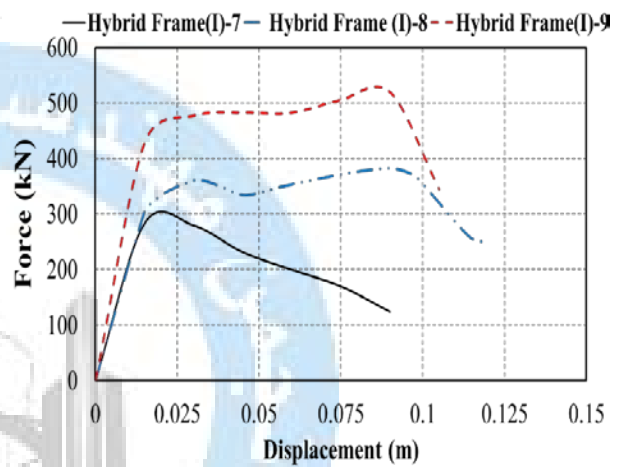
ب) مدل شماره ۵، ۴ و ۶



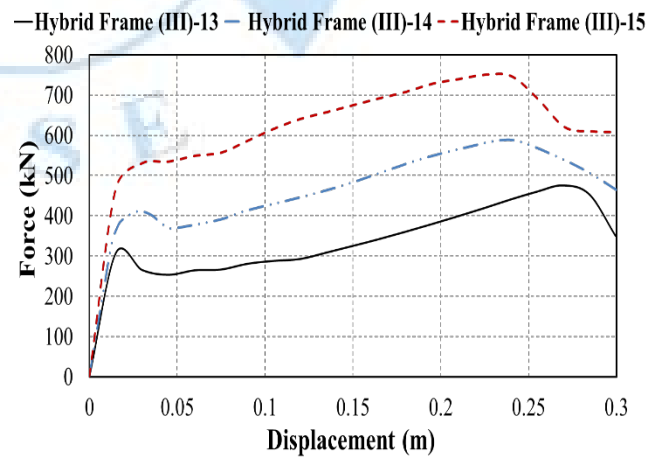
الف) مدل شماره ۳، ۲، ۱



د) مدل شماره ۱۰، ۱۱ و ۱۲



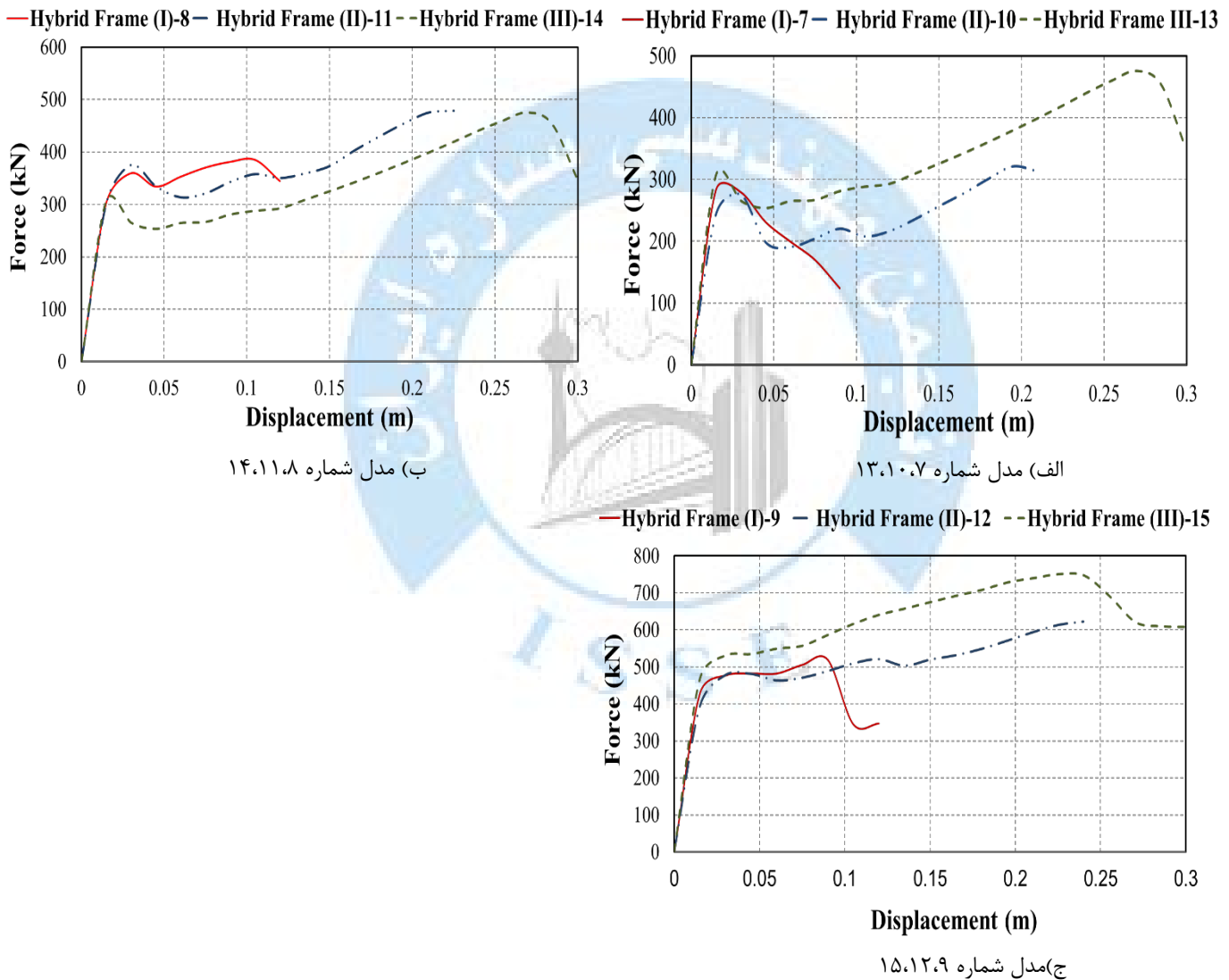
ج) مدل شماره ۷، ۸ و ۹



و) مدل شماره ۱۳، ۱۴ و ۱۵

شکل ۱۴: منحنی ظرفیت مدل‌های قاب با میانقاب هیبریدی معمولی، متوسط و ویژه

در شکل ۱۵ منحنی ظرفیت قاب‌های با میانقاب هیبریدی معمولی، متوسط و ویژه با مقاطع مختلف تیر و ستون با هم مقایسه شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، ظرفیت گسیختگی و ظرفیت شکل‌پذیری مدل‌های دارای میانقاب هیبریدی ویژه (III) نسبت به میانقاب هیبریدی معمولی (I) و متوسط (II) بیشتر می‌باشد. به طور مثال با توجه به شکل ۱۵-الف، برای قاب با مقطع تیر وستون W 8x18، گسیختگی قاب با میانقاب هیبریدی معمولی (مدل ۷) در مقدار تغییرمکان ۱۰ سانتی‌متر رخ می‌دهد در حالی که، مدل ۱۰ با میانقاب هیبریدی متوسط در تغییرمکانی برابر با ۲۰ سانتی‌متر و مدل ۱۳ با میانقاب هیبریدی ویژه در حدود ۳۰ سانتی‌متر گسیخته می‌شوند. همچنین مشاهده می‌شود، در هر سه نمودار سطح زیر منحنی نیرو-تغییرمکان در قاب با میانقاب هیبریدی ویژه بزرگتر از قاب با میانقاب هیبریدی متوسط و معمولی می‌باشد. همچنین سطح زیر نمودار نیرو-تغییرمکان در قاب با میانقاب هیبریدی متوسط از قاب دارای میانقاب هیبریدی معمولی بیشتر می‌باشد. بنابراین ظرفیت استهلاك انرژی و شکل‌پذیری قاب دارای میانقاب هیبریدی ویژه بیشتر از قاب با میانقاب هیبریدی متوسط و معمولی می‌باشد.



شکل ۱۵: مقایسه رفتار قاب با دیوار هیبریدی معمولی، متوسط و ویژه با مقاطع مختلف

۷- نتیجه گیری

میانقاب بنایی هیبریدی، یک سیستم سازه‌ای نسبتاً جدید است که می‌توان از آن در مناطق لرزه‌ای استفاده نمود و شامل پانل‌های بنایی متصل به قاب‌ها از طریق اتصالات فولادی است. دیوارهای بنایی هیبریدی از میانقاب بنایی به منظور افزایش شکل‌پذیری و مقاومت داخل قاب علاوه بر تحمل بارهای خمشی (خارج از صفحه) استفاده می‌کنند. اخیراً از سیستم‌های بنایی هیبریدی در سازه‌هایی با قاب خمشی بتنی و فولادی جهت مشارکت در شکل‌پذیری سازه استفاده شده است، که در این تحقیق رفتار قاب‌های فولادی با مقاطع مختلف و با میانقاب هیبریدی معمولی، متوسط و ویژه به کمک مدل‌سازی اجزای محدود و تحلیل استاتیکی غیرخطی بار افزون (پوش اور) مورد بررسی قرار گرفته و نتایج زیر به‌شدت آمده است:

- افزودن میانقاب به قاب فولادی منجر به افزایش ظرفیت باربری و گسیختگی قاب می‌گردد. همچنین ظرفیت تسلیم و گسیختگی قاب با میانقاب هیبریدی نسبت به قاب با میانقاب بتنی غیر مسلح بیشتر می‌باشد. به علاوه قاب‌های دارای میانقاب هیبریدی ویژه نسبت به قاب‌های دارای میانقاب هیبریدی متوسط و معمولی ظرفیت تسلیم و گسیختگی بیشتری دارد. همچنین سطح زیر منحنی ظرفیت قاب‌های دارای میانقاب هیبریدی نسبت به قاب با میانقاب بتنی غیرمسلح و قاب بدون میانقاب بیشتر است. از طرفی سطح زیر منحنی ظرفیت قاب دارای میانقاب هیبریدی ویژه نسبت به قاب با میانقاب هیبریدی متوسط و معمولی بیشتر بوده و در نتیجه ظرفیت استهلاک انرژی آن بیشتر است. بنابراین قاب فولادی با میانقاب هیبریدی ویژه در زلزله نسبت به میانقاب متوسط و معمولی رفتار شکل‌پذیرتری نشان می‌دهد.
- افزایش ممان اینرسی مقطع در قاب‌های بدون میانقاب و هم در قاب‌های با میانقاب بتنی غیرمسلح و میانقاب هیبریدی معمولی، متوسط و ویژه موجب افزایش سختی و ظرفیت تسلیم مقطع می‌گردد. این افزایش سختی در قاب با میانقاب هیبریدی معمولی تا ۵۱٪، میانقاب هیبریدی متوسط ۶۱٪ و در قاب با میانقاب هیبریدی ویژه ۵۲٪ می‌باشد.
- همچنین با افزایش ابعاد تیر و ستون قاب، ظرفیت استهلاک انرژی و در نتیجه شکل‌پذیری قاب‌ها افزایش می‌یابد. این افزایش در قاب با میانقاب هیبریدی معمولی ۱۳۶٪، در قاب با میانقاب هیبریدی متوسط ۱۲۵٪ و در قاب با میانقاب هیبریدی ویژه ۸۳٪ می‌باشد.
- در تحلیل پوش اور بعد از اعمال تغییر مکان ۳۰ سانتیمتری در محل اتصال تیر به ستون، در مقایسه حالت‌های مختلف قاب با میانقاب غیرمسلح و مسلح خصوصیات هندسی یکسان قاب با مقطع W8x18 و دیوار به ضخامت ۱۶/۵ سانتی‌متر، مشاهده می‌شود که در میانقاب هیبریدی معمولی (I) نسبت به میانقاب بنایی غیرمسلح، شکل‌پذیری به اندازه‌ی ۷۴ درصد افزایش یافته است. در حال‌که در میانقاب بنایی هیبریدی متوسط (II) نسبت به میانقاب بنایی غیرمسلح و میانقاب هیبریدی معمولی، شکل‌پذیری به ترتیب به اندازه ۳۵٪ و ۱۳۴٪ افزایش داشته است. همچنین در میانقاب هیبریدی ویژه (III) نسبت به مدل‌های دارای میانقاب غیرمسلح، هیبریدی معمولی و متوسط، شکل‌پذیری به ترتیب به میزان ۵۶٪، ۱۱۰٪ و ۲۶۶٪ افزایش یافته است.

مراجع

- [1] Biggs, D T. (2007). Hybrid masonry structures, In: *Proceedings of the 10th North American masonry conference*. Boulder (CO): The Masonry Society.
- [2] Holmes, M. (1961). Steel Frames with Brickwork and Concrete Infilling. In: *Proceedings of Civil Eng.*, Vol (19). 473-478.
- [3] Wood, R. H. (1980). Plasticity Composite Action and Collapse Design of Unreinforced Shear wall Panels in Frames, In: *Proceeding Institution of Civil Engineering*. Vol (65), 381-411.
- [4] DAWE, J. L. and SEAH, C. K. (1989). Behavior of masonry Infilled Steel frames. Department of Civil Engineering, University of New Brunswick, Fredericton, N. B., Canada E3B 53A.
- [5] Saneinejad, A. and Hobbs, B. (1985). Inelastic Design of Infilled Frame, *J. Struct. Eng.* 634-650.

- [6] Flanagan, R. and Bennett, R.(1999). Bidirectional behavior of structural clay tile infilled frames. *J struct. Eng.* 236-244.
- [7] Saari, W, Hajjar, J, Schultz, A. and Shield, C. (2005). Behavior of shear studs in steel frames with Reinforced concrete infill walls. *J ConstR. Steel Research*, Vol (60), 1453–1480.
- [8] Daryan, A, Ziaei, M, Golafshar, A, Pirmoz, A , and Assareh, M, A.(2009). Study of the Effect of Infilled Brick Walls on Behavior of Eccentrically Braced Frames. *Americ. J Eng. Applied. Science*.Vol (2), 96-104.
- [9] Cavaleri, L, and Trapani, T. (2014).Cyclic Response of Masonry Infilled RC Frames: Experimental Results and Simplified Modeling. *Soil Dyn. Earthq. Eng.* Vol (65), 224–242.
- [10] Nistor M, Zhenjia G, and Stanciulescu I.(2015). Through-bolt push out effects on the behavior of hybrid masonry systems. *J. Eng. Struct.*, Vol (97), 47–53.
- [11] Rahnavard, R., Hassanipour, A., and Mounesi, A. (2016). Numerical study on important parameters of composite steel-concrete shear walls, *J. Constr. Steel. Research*. Vol(121), 441–456.
- [12] Rahnavard, R., Suleiman, M., and Mokhtari, A. (2017). Evaluation on eccentrically braced frame with single and double shear panels, *J. Building. Eng.*, Vol (10), 13–25.
- [13] Lu, J., Yu, S., Xia, J., Qiao, X., and Tang, Y. (2018). Experimental study on the hysteretic behavior of steel plate shear wall with unequal length slits, *J. Constr. Steel. Research*. Vol (147), 477-487
- [14] Kildashti, K.(2004). Study on Seismic behavior of infilled Frame in reinforced Concrete Structures. Msc thesis. University of Tehran.
- [15] Dassault Systems (2010). Abaqus Analysis User's manual, Version 6.10 Abaqus INC.
- [16] Standard No.2800. 4th Edition. (2014). *Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings*. Road, Housing and Urban Development Research Center.
- [17] Rahnavard, R., Naghavi, M., Abudi, M., and Suleiman, M. (2018). Investigating Modeling Approaches of Buckling-Restrained Braces under Cyclic Loads. *Case Studies. Constr. Mat.*, Vol (8), 476–488.
- [18] Thomas, R.J., and Rahnavard, R. (2018). Numerical Evaluation of the Effects of Fire on Steel Connections; Part 1: Simulation Techniques, *Case Studies. Thermal. Eng.* Vol (12), 445-453.
- [19] Grecchi G. (2010). Material and Structural Behavior of Masonry: Simulation with a commercial code. University of Pavia.
- [20] Mohebkhah A, Tasnimi AA, Moghadam HA. (2008). Nonlinear analysis of masonry infilled steel frames with openings using discrete element method. *J Steel Research.*, Vol (64),1463–72.
- [21] Tong, Y.S.,and Qian, G.F. (1985). Deformation behavior and load capacity of reinforced concrete frames with brick filler walls, *J. Inst.Metall. Constr. Eng.*, Vol (42), 1-21.
- [22] Varela-Rivera, J. Moreno-Herrera, J., Lopez-Gutierrez, I., and Fernandez-Baqueiro, L. (2012). Out-of-plane strength of confined masonry walls. *J Struct. Eng.*, Vol (138), 1331–1341.
- [23] Rahnavard, R., and Siahpolo, N. (2017). Function comparison between moment frame and moment frame with centrally braced in high-rise steel structure under the effect of progressive collapse. *J Struct. Constr. Eng*, Vol (4), 42-57.
- [24] Rahnavard, R., Fathi Zadeh Fard, F., Hosseini, A., and Suleiman, M. (2018). Nonlinear analysis on progressive collapse of tall steel composite buildings, *Case Studies Constr. Mat.*, Vol(8), 359–379.
- [25] FEMA-356. (2000). *Prestandard and Commentary for the Rehabilitation of Buildings*. Federal Emergency Management Agency.
- [26] Code No.360. (2014). *Instruction for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*. Office of Deputy for Technical and Infrastructure Development Affairs.