

نشریه علمی پدافند غیرعامل

سال سیزدهم، شماره ۱، بهار ۱۴۰۱، (پیاپی ۴۹): صص ۱۸-۱

علمی - پژوهشی

بررسی عددی عملکرد لرزه‌های دیوارهای برشی فولادی لاغر بدون سخت کننده با رویکرد پدافند غیرعامل

سید احسان ابطحی^{۱*}، سید حسین حسینی لواسانی^۲

تاریخ دریافت: ۱۴۰۰/۰۴/۱۶

تاریخ پذیرش: ۱۴۰۰/۱۰/۲۹

چکیده

از سال ۱۹۷۳ سامانه دیوار برشی فولادی به‌عنوان یک سامانه باربر جانبی مورد نظر محققان و طراحان سازه قرار گرفته است. این سامانه باربر جانبی در مقابل تهدیدات عملکرد مناسبی از خود نشان داده است. با توجه به اصل هزینه-فایده در پدافند غیرعامل نتایج یک تحقیق روی رفتار دیوارهای برشی نشان می‌دهد که سامانه دیوار برشی فولادی حدود ۵۰ درصد در مصرف فولاد نسبت به سامانه قاب خمشی صرفه‌جویی به همراه خواهد داشت. از آنجایی که هدف پدافند غیرعامل کاهش آسیب‌پذیری دارایی در مقابل تهدیدات طبیعی و انسان‌ساخت است، سامانه دیوار برشی فولادی به‌عنوان یک سامانه باربر جانبی علاوه بر سبک بودن نسبت به دیوارهای برشی بتنی از سختی و شکل‌پذیری بالایی برخوردار بوده و علاوه بر کاهش اثرات تهدید طبیعی زلزله، در مقابل تهدیدات انسان‌ساخت از قبیل بمب و موشک و اثرات آن یعنی موج انفجار نیز به‌صورت مؤثر عمل خواهد کرد. با وجود کارایی بالا هنوز این سامانه به‌صورت چشمگیر در ایران مورد استفاده قرار نگرفته است. در این مقاله، پاسخ‌های گوناگون سامانه دیوار برشی فولادی لاغر بدون سخت کننده در برابر بارهای جانبی را بررسی نموده و تأثیر سه پارامتر اصلی این سامانه را مورد مطالعه قرار گرفته است. این سه پارامتر عبارتند از: نوع اتصال تیر به ستون، سختی تیر و ستون (سختی نقاط مرزی قاب) و نسبت سطح لاغری ورق (نسبت فاصله خط مرکزی ستون به ضخامت ورق).

کلید واژه‌ها: دیوار برشی فولادی، اتصال تیر به ستون، سختی تیر و ستون، مفصل پلاستیک

^۱ پژوهشگر دانشگاه جامع امام حسین (ع)، تهران، ایران - (ehsan_ab3001@yahoo.com) - نویسنده مسئول

^۲ استادیار، دانشگاه خوارزمی، تهران، ایران

۱- مقدمه

اولین برنامه تحقیقاتی وسیع روی رفتار ورق‌های دیوار برشی فولادی توسط تاکاهاشی^۱ و همکارانش در سال ۱۹۷۳ مدیریت شده است که در آن پیکربندی‌های مختلف ورق‌های برشی سخت شده تحت اثر بارگذاری چرخه‌ای غیر الاستیک قرار گرفته و به منظور تعیین مطلوبیت‌شان برای استفاده در ساختمان‌ها به‌عنوان یک سامانه باربر جانبی مورد مطالعه قرار گرفتند. ۱۲ پانل با ورق‌هایی با ضخامت متفاوت (۲/۳ و ۴/۵ میلی‌متری) و سخت کننده، مورد آزمایش قرار گرفتند و در اقدامی دیگر به‌عنوان یک نمونه کنترل که هیچ سخت‌کننده‌ای نداشت، همه ورق‌هایی که دارای ۹۰۰ میلی‌متر ارتفاع و ۱۲۰۰ میلی‌متر عرض بودند، تحت آزمایش قرار گرفتند. هر پانل با قاب‌های مستطیلی خیلی سخت و اتصالات با مقاومت بالا محصور شده بود.

از ۴ تا ۶ چرخه کامل بارگذاری برشی با افزایش تغییر شکل، در هر چرخه اعمال شده بود. علاوه بر این، دو آزمایش با مقیاس واقعی روی دیوارهای سخت‌شده در دو طبقه به انجام رسید. محققین نشان دادند که ورق‌های سخت‌شده انرژی قابل توجه‌تری را نسبت به پانل‌های سخت‌نشده مستهلک می‌کنند، گرچه هر دو نوع عموماً در یک حالت شکل‌پذیر و پایدار رفتار می‌کنند. بر اساس نتایج این مطالعه، محققان توصیه می‌کنند که دیوارهای برشی فولادی به‌صورت سخت‌شده طراحی شوند تا پانل‌های برشی کمانش الاستیک نکنند. اضافه بر این، توصیه می‌شود که کمانش غیرالاستیک باید اتفاق بیافتد. این مسئله به کمانش‌های موضعی بین اجزای سخت کننده محدود می‌شود، آنچه که نباید اتفاق بیافتد، کمانش کلی پانل سخت‌شده است. اگر چه تحقیقات وسیع‌تر اخیر روی دلایل اقتصادی تأکید، و بر روی دیوارهای برشی با ورق‌های سخت‌نشده که کمانش الاستیک دارند تمرکز دارد، تا حدودی رفتار هیستریتیک ویژه قاب‌های سخت‌شده به‌عنوان یک تحقیق توسط تاکاهاشی و همکارانش ارائه شده است [۲].

از اوایل تا اواسط دهه ۸۰، کولاک و همکاران او یک سری پروژه‌های تحقیقاتی که به دیوارهای برشی با ورق‌های لاغر سخت نشده به‌عنوان یک جایگزین پویا برای تأمین باربری جانبی اولیه برای ساختمان‌ها اعتبار می‌بخشید، انجام دادند. تحقیقات شامل یک پروژه تحلیلی توسط ثربرن^۲ و همکارانش در سال ۱۹۸۳، دو آزمایش با مقیاس بزرگ توسط تیملر و کولاک در سال ۱۹۸۳ و ترومپوش^۳ و کولاک در سال ۱۹۸۷ می‌باشد. ثربرن و همکارانش در سال ۱۹۸۳ مدل به اصطلاح نواری را که در آن ورق‌ها

سامانه دیوار برشی بتنی از سال‌ها قبل به‌عنوان یک سامانه باربر جانبی متداول در ساختمان‌های بلند مرتبه و مرتفع مورد استفاده قرار می‌گرفته است اما از سال ۱۹۷۰ پژوهشگران و مهندسان سازه، از دیوارهای برشی فولادی نیز، به‌عنوان یک سامانه مقاوم باربر جانبی مؤثر و اقتصادی در ساختمان‌های جدید، برای مقابله با نیروهای ناشی از باد و زلزله در برخی از ایالت‌های آمریکا، ژاپن و کانادا استفاده نموده‌اند. همچنین از این دیوارها برای مقاوم‌سازی سازه‌های موجود به‌منظور افزایش مقاومت و سختی استفاده شده است [۱۲].

مهم‌ترین وظیفه دیوارهای برشی صفحه‌ای فولادی، مقاومت در برابر برش افقی طبقه و لنگر واژگونی ناشی از بارهای جانبی است. به‌طور کلی سامانه دیوار برشی صفحه‌ای فولادی، شامل یک صفحه نازک فولادی، دو ستون مرزی و تیرهای افقی می‌باشد. چندین سؤال در مورد دیوار برشی فولادی که به‌عنوان یک سامانه باربر جانبی برای ساختمان‌ها عمل می‌کند در اوایل دهه ۷۰ مطرح شده است. قابل توجه‌ترین سؤال به این ارتباط دارد که کدام یک از پانل‌های میان‌قابی سخت‌شده یا سخت‌نشده عملکرد بهتری دارند، و یا چه نوع اتصالی باعث می‌شود که سامانه دیوار برشی فولادی عملکرد بهتری داشته باشد، اتصالات خمشی یا اتصالات ساده. سامانه دیوار برشی فولادی به دو نوع استاندارد و دوگانه تقسیم می‌شوند:

اگر قاب فولادی محاط اتصال تیر به ستون ساده (مفصلی) داشته باشد این سامانه را سامانه استاندارد می‌نامند و اگر اتصال تیر به ستون خمشی (گیردار) داشته باشد سامانه را سامانه دوگانه می‌نامند. در این مورد، قاب‌های خمشی شکل‌پذیر ویژه به‌صورت سامانه‌های ثانویه یا برگشتی در مقابل سامانه مقاوم باربر جانبی که دیوار برشی فولادی می‌باشد، عمل می‌کنند. همچنین ورق‌های میان‌قابی می‌توانند خودشان به حالت سخت شده یا سخت نشده که بستگی به فلسفه طراحی دارد، تقسیم شوند.

به علاوه دیوارهای برشی فولادی به انواع مختلف: دیوارهای برشی فولادی بدون سخت‌کننده یا لاغر، دیوارهای برشی فولادی با سخت‌کننده و دیوارهای برشی فولادی مرکب تقسیم می‌شود.

هدف این مقاله، تحقیق تحلیلی روی پاسخ‌های گوناگون قاب‌های فولادی دو بعدی مسلح شده با ورق‌های فولادی لاغر سخت‌نشده تحت اثر بارهای جانبی با استفاده از روش مدل نواری می‌باشد. در ادامه چند نمونه از کارهای انجام شده در بررسی رفتار این سامانه باربر جانبی مورد بررسی قرار خواهد گرفت.

¹ Takahashi² Thorburn³ Tromposch

۲٪ بارگذاری شده بودند. یک مسئله مهم مشاهده شده توسط پژوهشگران، این است که، حتی زمانی که ترک‌های برشی از ستون‌های بتنی به سمت پانل‌های میان‌قابی کمکی، می‌رود به آن‌ها اجازه می‌دهد تا در برابر بارهای محوری از آن‌ها حمایت کند [۶].

الگالی^۳ و همکارانش در سال ۱۹۹۳ از مدل‌های اجزاء محدود و مدل‌هایی بر اساس روش نواری تجدید نظر شده که به‌وسیله تیمرلر^۴ و کولاک^۵ (۱۹۸۳) پیشنهاد شده بود، برای تکرار نتایج به‌دست آمده توسط کاسز^۶ و همکارانش (۱۹۹۳) به‌صورت آزمایشگاهی استفاده کردند. در این مطالعه آن‌ها از یک شبکه مش ۶*۶ برای صفحه دیوار در هر طبقه استفاده کردند. در مدل‌های اجزاء محدود از ورق‌هایی به ضخامت ۱/۹ و ۲/۷ میلی‌متر شبیه به آنچه در کارهای آزمایشگاهی بود، استفاده شد. اتصالات تیر به ستون، گیردار در نظر گرفته شد. بار جانبی به‌صورت یک جهته تا زمانی که ناپایداری به دلیل تشکیل مفاصل پلاستیک در ستون و کمانش موضعی بال به وقوع پیوست، اعمال شد. نتیجه به‌دست آمده نشان داد که دیوار با ورق‌های ضخیم‌تر، خیلی قوی‌تر نمی‌باشد، به این دلیل که در هر دو حالت تسلیم ستون، عامل کنترل‌کننده است. مدل‌های اجزاء محدود با استفاده از المان‌های پوسته‌ای در مقایسه با نتایج آزمایشگاهی، مقدار سختی و ظرفیت را بیشتر پیش‌بینی کردند. این تفاوت‌ها به دلیل دشواری مدل‌سازی ورق‌ها با عیب اولیه و عدم توانایی در مدل کردن تغییر شکل‌های خارج از صفحه اعضای قاب بود. نمونه با استفاده از اتصالات تیر به ستون گیردار و ضخامت ورق ۱/۹ میلی‌متر، همچنین با استفاده از مدل چند نواری مدل‌سازی شد. دوازده نوار برای نمایش ورق در هر طبقه استفاده شد. زاویه نوارها ۴۲/۸ درجه به‌دست آمد که با نتایج مدل اجزاء محدود که کرنش‌های اصلی در وسط ورق‌ها را بین ۴۰ و ۵۰ درجه نسبت به خط قائم پیش‌بینی می‌کرد، مطابقت خوبی داشت. با ترسیم یک منحنی تنش-کرنش الاستیک در محدوده رفتار پلاستیک برای نوارها، نتایج قابل قبولی مطابق با نتایج آزمایشگاهی نسبت به سختی اولیه، مقاومت نهایی و تغییر مکان در مقاومت نهایی از مدل به‌دست آمد. با استفاده از یک رابطه تنش-کرنش چند خطی برای نوارها که به‌صورت تجربی به‌دست آمد، مطابقت بهتری با نتایج آزمایشگاهی حاصل شد. این مدل همچنین نتایج خوبی برای ورق‌هایی به ضخامت ۰/۷۶ و ۲/۶۶ میلی‌متر به‌دست آورد. یک مدل تحلیلی برای پیش‌بینی رفتار چرخه‌ای هیستریزس دیوارهای برشی فولادی با ورق نازک نیز گسترش

به‌عنوان یک سری نوارهای کششی مورب مجزا مدل می‌شوند را برای نمایش میدان کشش توسعه دادند. فرض بر این است که مقاومت ورق میان‌قابی قبل از کمانش ناچیز است. آن‌ها همچنین استفاده از بادبند‌های قطری معادل تنها برای ساده‌سازی تجزیه و تحلیل اولیه از دیوارهای برشی چند طبقه را مورد مطالعه قرار دادند. تیمرلر و کولاک در سال ۱۹۸۳ و ترومپوش و کولاک در سال ۱۹۸۷ آزمایش روی جفت دیوارهای برشی فولادی یک طبقه و آزمایش‌های قبلی که در درجه اول به‌منظور بررسی روش‌های تحلیلی ثبرن و همکارانش در سال ۱۹۸۳ بود را برای تأمین اولین شواهد تجربی با مقیاس بالا از عملکرد چنین سامانه‌ای انجام دادند، در حالی که بعد از آن به مطالعه رفتار چرخه‌ای این سامانه پرداختند. ابعاد اعضای قاب هر دو نمونه، به‌عنوان نماینده‌ای از ساختار نمونه‌های هم‌شکل انتخاب شده‌اند. المان‌های قابی نمونه تیمرلر و کولاک به وسیله اتصالات پیچی در چهار گوشه انتهایی مدل شدند، در حالی که نمونه ترومپوش و کولاک با اتصالات برشی عمیق پیچی هم‌شکل انجام گرفت و نمونه دوم نیز با استفاده از میله‌های پیش‌تنیده برای اعمال بار محوری ستون‌ها ساخته شد. نمونه‌ها پس از آن تحت اثر بارهایی با یک سری ۲۸ تایی از بار چرخه‌ای تمام برگشتی با حداکثر انحراف سمتی طبقه ۰/۸٪ قرار گرفتند، پاسخ نمونه تحت آزمایش در طول چرخه بارگذاری فاز یک، رفتار خیلی شکل‌پذیری را نشان می‌داد اما نمودارهای هیستریزس به شدت باریک شده بودند، زیرا ورق‌های میان‌قابی خیلی لاغر بوده و کمبود مقاومت خمشی در اتصالات قاب‌های مرزی مشاهده می‌شد. پس از آن شکل‌پذیری نمونه‌ها با یک بارگذاری یکنواخت نهایی با حداکثر انحراف سمتی طبقه ۰/۳۲٪ و همچنین رفتار چرخه‌ای که در این تغییر شکل زیاد، قبلاً مورد تحقیق قرار نگرفته بود، مورد بررسی قرار گرفت [۴-۷].

اویاما^۱ و یاماموتو^۲ در سال ۱۹۸۴ هفت آزمایش برای مطالعه روش‌های مقاوم‌سازی قاب‌های بتنی مسلح با ورق‌های فولادی لاغر سخت‌شده انجام دادند. این آزمایش‌ها نشان دهنده اولین بررسی‌ها در زمینه روش‌های استفاده از قاب‌های دارای ورق میان‌قابی فولادی، برای مقاوم‌سازی قاب‌های بتنی موجود بود. هر نمونه آزمایش، یک تک طبقه با سه مقیاس، قاب مقاوم تنها، با ورق‌های میان‌قابی متصل شده به قاب محاط با استفاده از ترکیب سرناودانی و میلگردهای مهاری همراه با رزین برای استحکام بیشتر بود. نمونه‌های آزمایش با بار محوری ستون و ترکیب سه یا چهار چرخه بارگذاری جانبی با حداکثر انحراف جانبی طبقه

³ Elgaaly

⁴ Timler

⁵ Kulak

⁶ Caccese

¹ Aoyama

² Yamamoto

۷/۵ متر بلندتر و ۳/۴ متر عرض‌تر بودند و ورق‌های میان‌قابی ضخامت‌های ۳/۴ و ۴/۸ میلی‌متر داشتند. تیرها و ستون‌ها دارای اتصال گیردار بودند که شامل اثر $P - \Delta$ و بارهای جانبی اعمال شده در چرخه‌های بازگشتی کامل در هر طبقه بود. ۳۰ چرخه بار با حداکثر انحراف سمتی ۰.۴٪ به نمونه اعمال شده بود. این آزمایش شکل‌پذیری و رفتار هیستریزس پایدار با ظرفیت اتلاف انرژی قابل توجه را نشان می‌داد. علاوه بر این، بعد از اینکه بارگذاری به نقطه اوج خود رسید، کاهش مقاومت تدریجی، را اثبات می‌کرد. یک مشاهده قابل توجه که توسط پژوهشگران صورت گرفت این است که علاوه بر افزایش ایجاد شده در مقاومت توسط سامانه دوگانه، افزایش مقاومت ثانویه نیز مشاهده می‌شود. وقتی که ترک‌ها و خرابی‌ها در ورق میان‌قابی بعد از چند چرخه بازگشتی توسعه یافت، بار خود را به‌طور مؤثر دوباره توزیع می‌کند که در نتیجه آن هیچ کاهش مقاومت قابل توجهی اتفاق نمی‌افتد. این آزمایش شواهدی با مقیاس بزرگ از رفتار چرخه‌ای برتر دیوارهای برشی فولادی در تغییر مکان‌های بزرگ ارائه کرده است [۱۰].

رضایی در سال ۱۹۹۹ اولین آزمایش میز لرزان روی دیوارهای برشی را انجام داد. نمونه، معادل با دیوارهای چند طبقه آزمایش شده توسط لوبل^۵ و همکارانش در سال ۲۰۰۰ بود و توده‌ها در هر سطح طبقه متمرکز بودند. میز لرزان در رساندن دیوار برشی به ظرفیت نهایی‌اش ناتوان بود، بنابراین رفتار الاستیک تمرکز اصلی کارش بود [۱۱].

لوبل و همکارانش در سال ۲۰۰۰ در دانشگاه بریتیش کلمبیا، یک دیوار برشی فولادی ۴ طبقه و دو دیوار برشی فولادی یک طبقه را آزمایش کردند. تمام نمونه‌ها دارای نسبت عرض به ارتفاع ۱:۱ بودند. عرض و ارتفاع نمونه‌ها ۹۰۰ میلی‌متر بود. در تمام ورق‌های میان‌قابی از ورق‌هایی با ضخامت ۱/۵ میلی‌متر با تنش تسلیم ۳۲ مگاپاسگال و در قاب‌های مرزی از اتصالات گیردار استفاده شده بود. بارگذاری در حالت چرخه‌ای شبه استاتیکی با استفاده از پروتکل ATC24 اعمال شد [۱۳].

کولاک و همکارانش در سال ۲۰۰۱ یک ساختمان ۸ طبقه را که مطابق آیین‌نامه کانادا و استانداردهای مورد استفاده در تجزیه و تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی دینامیکی طراحی شده بود را مورد مطالعه قرار دادند. آن‌ها فهمیدند که اگر چه حد پلاستیک تغییر شکل در اعضای قابی به دلیل افزایش ابعاد برای رسیدن به اهداف اتفاق افتاد، سازه از مجموعه سوابق زلزله جان سالم به می‌برد [۱۵].

یافت. این مدل بر اساس مدل نواری اما نوارهای متداخل بود، که برای به دست آوردن رفتار هیستریزس لازم است. با استفاده از یک رابطه تنش-کرنش تجربی، از مدل هیستریزس مذکور، مطابقت خوبی با نتایج آزمایشگاهی گزارش شد [۸].

می‌مورا^۱ و آکیاما^۲ در سال ۱۹۹۷ به شناسایی پدیده باریک‌شدگی در نمودار هیستریزس و همچنین خصوصیات رفتار هیستریزس دیوارهای برشی فولادی سخت نشده که صفحات آن‌ها ابتدا کماتش کرده و سپس به بار تسلیم برشی می‌رسند، پرداخته و یک منطق برای توجیه این رفتار جستجو کردند. به منظور فراهم کردن شواهد برای پشتیبانی مدل نظریشان، پژوهشگران یک سری آزمایش روی نمونه‌های تیر-ورق با تکیه‌گاه ساده انجام دادند، تا به یک نقطه بار چرخه‌ای در وسط دهانه دست یابند. برای بال‌ها و سخت‌کننده‌ها از نبشی‌های فلزی به منظور تقسیم ورق به پانل‌های مجزا استفاده شده بود. نسبت وجه پانل، ضخامت جان، تعداد پانل‌ها از ۲ تا ۸ نوار در هر صفحه و ابعاد اعضای سخت‌کننده و بال متفاوت انتخاب شده بودند و به صورت معمول، تنها دو چرخه بار اعمال، که همسویی با مدل‌های پیش‌بینی شده را نشان می‌دادند [۳].

ژو^۳ و لو^۴ در سال ۱۹۹۴ یک مطالعه تحلیلی روی پیکربندی دیوار برشی فولادی با ورق میان‌قابی لاغر، که باعث یک تحول در پیکربندی‌های سنتی صفحات مقاوم که در آن ورق به صورت کامل به تیر و ستون‌ها متصل می‌شد، انجام دادند. در هر مورد، یک نمونه سه قابی ۱۲ طبقه با اتصال تیر به ستون گیردار در صفحه مقاوم خارجی و ورق‌های میان‌قابی در داخل صفحه مورد استفاده قرار گرفته بود. قاب‌ها دارای اتصال گیردار یا ساده تیر و ستون در صفحه مقاوم داخلی و همچنین ورق‌های میان‌قابی که از چهار طرف و یا تنها به تیر (بدون اتصال به ستون) متصل شده بودند و در نهایت چهار ترکیب کلی را تشکیل می‌دادند، مورد مطالعه قرار گرفتند. بر اساس این تحلیل‌ها، یکی از چیزهایی که محققان شناسایی کردند، افزایش درخواست روی ستون‌ها بود که حضور ورق‌های میان‌قابی باعث می‌شد. به‌منظور کاهش این درخواست، آن‌ها توصیه کردند که ورق‌های میان‌قابی فقط باید به تیرها متصل شود. اگر چه این ایده هنوز به تأیید تجربی نرسیده است، بحث در مورد تقاضای ستون هم اکنون نیز ادامه دارد [۹].

درايور و همکارانش بین سال‌های ۱۹۹۷ تا ۱۹۹۸ اولین آزمایش روی نمونه دیوار برشی فولادی با پانل لاغر سخت‌نشده را با مقیاس بزرگ چند طبقه انجام دادند. نمونه‌های چهار طبقه

⁵ Lubell

¹ Mimura

² Akiyama

³ Xue

⁴ Lu

دراپور و همکاریانش در سال ۲۰۰۵ با استفاده از مدل نواری اصلاح شده به تجزیه و تحلیل دیوارهای برشی فولادی پرداختند. آن‌ها استفاده از دیوارهای برشی فولادی سخت‌نشده در ساختمان‌هایی که تحت اثر باد و زلزله قرار دارند را روشی اقتصادی و مؤثر برای مقاومت در برابر بارهای جانبی می‌دانستند [۲۰].

خرازی در سال ۲۰۰۵ دو آزمایش بر روی نمونه‌های دیوار برشی فولادی یک طبقه تحت بارگذاری چرخه‌ای، در دانشگاه بریتیش کلمبیا انجام داد. دو نمونه تفاوتی در زمینه مقاومت تسلیم ورق با هم داشتند. در نمونه اول، او از ورق فولادی با تنش تسلیم ۲۵۰ مگاپاسکال و در نمونه دوم از ورق فولاد نرم با تنش تسلیم ۱۵۰ مگاپاسکال استفاده کرده بود. او نمونه‌ها را بر اساس پروتکل‌های بارگذاری ATC-24 به ترتیب تحت ۲۷ و ۲۹ چرخه بارگذاری قرار داد و نتیجه گرفت که منحنی‌های هیستریزس به صورت S شکل بوده و قابلیت جذب انرژی بالا و شکل‌پذیری مناسب از ویژگی‌های نمونه‌ها به شمار می‌رود [۲۱].

پارک^۴ و همکاریانش در سال ۲۰۰۷ پنج نمونه دیوار برشی فولادی با مقیاس تقریباً یک سوم که دارای ضخامت‌های ورق ۲، ۴، ۶ میلی‌متر و دو نوع مقطع ستون بود را تحت بارگذاری قرار دادند. تمام تیرها، ستون‌ها و ورق‌ها از فولاد پر مقاومت انتخاب شدند. بارگذاری جانبی فقط در طبقه سوم اعمال گردید و هیچگونه بار ثقیلی بر روی نمونه‌ها وارد نشد. زمانی که بارگذاری اعمال شد فقط ورق نمونه‌هایی که دارای ضخامت ورق ۲ میلی‌متر و همچنین مقطع ستون قوی بودند، قبل از خرابی ستون‌ها به حد تسلیم رسیدند و در بقیه نمونه‌ها به علت عدم تناسب سختی و مقاومت ستون‌ها با ورق‌ها، ستون‌ها قبل از تسلیم ورق‌ها دچار کماتش‌های موضعی و کلی شدند [۲۲].

صبوری قمی و قلهکی در سال ۲۰۰۸ تحقیقی آزمایشگاهی را در زمینه شکل‌پذیری دیوارهای برشی فولادی لاغر بر اساس ATC 24 صورت دادند. آن‌ها دو نمونه دیوار برشی فولادی سخت‌نشده سه طبقه را تحت اثر بارگذاری چرخه‌ای قرار دادند. جزئیات مدل‌شان به این صورت بود که برای ورق‌های میان‌قابی از فولاد با مقاومت پایین و برای المان‌های قاب مرزی از فولاد با مقاومت بالا استفاده نمودند. در نهایت آن‌ها نتیجه گرفتند که ضریب شکل‌پذیری در دیوارهای برشی فولادی می‌تواند بین ۶/۵ تا ۱۳ در نظر گرفته شود [۲۳].

علی نیا و حبشی در سال ۲۰۰۹ در زمینه پاسخ‌های غیرخطی سامانه دیوار برشی فولادی تحت اثر بارگذاری جانبی با توجه به اثر متقابل ورق‌های میان‌قابی و اعضای قاب مطالعاتی را

بهبهانی فرد و همکاریانش در سال ۲۰۰۳ تحقیقی دیگر به‌منظور بررسی عددی و آزمایشگاهی روی دیوارهای برشی با ورق فولادی انجام دادند. نمونه آزمایشگاهی به‌طور مستقیم از یک نمونه آزمایش شده توسط دراپور (۱۹۹۸) با برداشتن پانل پایینی از نمونه اصلی انتخاب شد. بدین ترتیب یک نمونه سه طبقه یک‌دهانه بزرگ مقیاس حاصل شد. بارگذاری نمونه بر اساس آیین‌نامه ATC-24 انجام گرفت. قبل از اینکه مقاومت نهایی نمونه حاصل شود، تیر طبقه اول از ناحیه بال بالایی و جان در اتصال تیر به ستون بعد از ۵۰ چرخه بارگذاری گسیخته شد. از آنجایی که یکی از اهداف آزمایش مشاهده ظرفیت نهایی دیوار و رفتار اعضای مرزی تحت شرایط حداکثر بارگذاری بود، نمونه اصلاح و آزمایش ادامه یافت. در پایان نمونه سختی الاستیک بالا و شکل‌پذیری زیاد و مقدار زیادی اتلاف انرژی و نیز پایداری حلقه‌های هیستریزس را در تعداد زیادی تکرار از خود به نمایش گذاشت [۱۶].

برمن^۱ و برونو در سال ۲۰۰۳ با به‌کارگیری تئوری آنالیز پلاستیک و فرض نوارهای مجزا برای دیوارهای برشی ورق فولادی، معادلاتی را برای محاسبه مقاومت نهایی دیوارهای برشی یک طبقه و چند طبقه با هر دو نوع اتصال تیر به ستون ساده و گیردار ارائه کردند [۱۷].

برونو^۲ و وایان^۳ در سال ۲۰۰۴ یک برنامه مطالعاتی تجربی روی دیوارهای برشی فولادی انجام دادند و نتایج آن را ارائه کردند. در نمونه‌های آزمایش شده از ورق‌های میان‌قابی با مقاومت تسلیم پایین (LYS) و مقاطع تیر کاهش یافته (RBS) در انتهای تیر استفاده شده بود. آن‌ها دو نمونه مقاوم‌سازی شده را مورد مطالعه قرار دادند. اولین مدل شامل چندین سوراخ در ورق فولادی و دومین مدل نیز در گوشه‌های ورق برش‌های یک چهارم دایره‌ای داشت که برای انتقال نیروهای پانل به قاب‌های مجاور تعبیه شده بود. آن‌ها مشاهده کردند که مقاومت تسلیم پایین منجر به کاهش سختی و شروع زودتر فرآیند اتلاف انرژی شده است [۱۸].

خرازی و صبوری قمی در سال ۲۰۰۴ یک مدل عددی را که مدل اصلاح شده اندرکنش ورق و قاب نامیده می‌شد را برای آنالیز برشی و خمشی دیوارهای برشی فولادی شکل‌پذیر پیشنهاد کردند. مدل اندرکنش ورق و قاب اصلاح شده، رفتار دیوارهای برشی ورق فولادی شکل‌پذیر را در سه حالت کماتش الاستیک، پس‌کمانش و جاری شدگی مورد بررسی قرار می‌دهد [۱۹].

⁴ Park

¹ Berman

² Bruneau

³ Vian

یک یا چند دهانه از سازه و به شکل یک دیوار طره‌ای در تمام ارتفاع سازه ادامه یابد. تحقیقات نشان داده است که دیوارهای برشی فولادی همواره تحت اثر تغییر شکل‌های غیر ارتجاعی رفت و برگشتی می‌باشند. با داشتن سختی کافی و رفتاری بسیار شکل‌پذیر، این دیوارها مقدار زیادی از انرژی را مستهلک می‌نمایند. تمامی این خصوصیات، این سامانه را برای تحمل بارهای جانبی مناسب می‌سازد. لازم به ذکر است که اتصال تیر به ستون در دیوارهای برشی فولادی می‌تواند مفصلی یا گیردار باشد، ولی برخی از آیین‌نامه‌ها برای مناطق با لرزه‌خیزی بالا اتصالات گیردار را ارجح می‌دانند.

برای مدل‌سازی دیوارهای برشی فولادی لاغر بدون سخت‌کننده چندین روش وجود دارد، روش ساده شده برای تجزیه و تحلیل دیوارهای برشی فولادی لاغر سخت نشده، مدل نواری است که اولین بار توسط ثبرن و همکارانش در سال ۱۹۸۳ ارائه شد. در مدل نواری فرض بر این است، اقدام برجسته‌ای که در برابر برش طبقه مقاومت می‌کند، میدان کششی مورب است که بعد از اینکه ورق میان‌قابی لاغر سخت نشده کمانش کرد، توسعه می‌یابد و ظرفیت تحمل برش ورق‌های لاغر قبل از کمانش برشی نادیده گرفته می‌شود (عموماً، کمانش در بارهای جانبی به نسبت پایین به دلیل اینکه ابعاد بزرگ ورق‌ها با توجه به ضخامتشان و همچنین خرابی‌های اولیه برون صفحه‌ای اجتناب ناپذیرند، اتفاق می‌افتد). به دلیل تسلط این رفتار، میدان کشش با یک سری نوارهای دو سر مفصل، که فقط قادر به انتقال نیروهای کششی هستند و تمایل به جهت‌گیری‌های یکسان به‌عنوان میدان کشش دارند، مدل می‌شوند. این چنین فرض می‌شود که فشرده‌سازی در جهت متعام ناچیز است و اینکه زاویه مایل میدان کشش می‌تواند به‌صورت منطقی پیش‌بینی شود. ثبرن و همکارانش در سال ۱۹۸۳ نشان دادند که مدل‌سازی هر پانل با ۱۰ نوار، دقت کافی برای هندسه دیوارهای برشی معمول را فراهم می‌آورد [۴].

به‌منظور شکل دادن یک مدل نواری برای دیوارهای برشی فولادی لاغر سخت‌نشده، زاویه مایل میدان کشش باید تخمین زده شود. محاسبه زاویه مایل میدان کشش اولین بار به شکل یک رابطه از مطالعات ثبرن و همکارانش در سال ۱۹۸۳ که با فرضیات، کوچک‌سازی انرژی جذب شده، پانل فولادی مقاوم یک طبقه تحت اثر برش خالص، اتصالات تیر به ستون دوخته شده، صرف نظر از خمش ستون و تیرهای طبقه در خمش بی‌نهایت صلب در نظر گرفته شده بودند، استخراج شد. زاویه میدان کشش (α) با فرض اینکه نیروهای میدان کشش برای هر دو طبقه مجاور تفاوت ناچیزی داشته و مخالف جهت یکدیگر هستند از طریق رابطه (۱) محاسبه می‌شود [۴]:

$$\tan^4 \alpha = \frac{[1 + (L \times t)/2A_c]}{[1 + (h \times t)/A_b]} \quad (1)$$

ترتیب دادند. تحقیق آن‌ها نشان داد که ورق‌های میان‌قابی در گام‌های اولیه بارگذاری با حداکثر انحراف زاویه ۱٪ و جذب بخش قابل توجهی از برش طبقه، کارآمدی خوبی دارند. اما یکبارہ تسلیم مورب در ورق‌های میان‌قابی توسعه یافته و این ورق‌ها کارآمدی خود را از دست می‌دهند و زمانی که ناحیه تسلیم در ورق گسترش یافت، اضافه باری که اعمال می‌شود از طریق اعضای قاب تحمل می‌شود [۲۴].

کوپال^۱ در سال ۲۰۱۲ تحقیقی عددی را در زمینه دیوارهای برشی فولادی و بهبود عملکرد لرزه‌ای آن‌ها انجام داد. او برای اعتبار بخشیدن به تحقیق دیوار برشی فولادی سوراخ‌دار و بدون سوراخ خود در محیط اجزاء محدود از دو آزمایش انجام شده در دانشگاه بوفالو نیویورک استفاده کرد. او نشان داد که بین مدل اجزاء محدود و آزمایش‌هایی که برای پانل‌های ساده و سوراخ‌دار صورت گرفته، تطابق خوبی وجود دارد [۲۵].

صبوری قمی و اسعد سجادی در سال ۲۰۱۳ تحقیقی را برای بررسی اثر سخت‌کننده روی رفتار دیوارهای برشی فولادی و همچنین بررسی دقت نظریه PFI برای سامانه‌های سخت‌شده و سخت‌نشده صورت دادند. برای این هدف، دو نمونه تجربی از دیوارهای برشی فولادی سخت‌شده و سخت‌نشده و همچنین یک نمونه تجربی قاب محاط را در آزمایشگاه ساختند و تحت اثر نیروی برشی جانبی قرار دادند. این نمونه‌ها شامل یک دیوار برشی فولادی یک طبقه با مقیاس یک سوم بود، که عرض، ارتفاع و ضخامت ورق آن‌ها به ترتیب ۱۴۱۰، ۹۶۰ و ۲ میلی‌متر در نظر گرفته شده بود. برای ورق میان‌قابی از ST14، تیر و ستون ST52 و سخت‌کننده‌ها ST37 استفاده شده بود. نتایج آزمایش‌ها نشان داد که نصب سخت‌کننده روی ورق فولادی اثر چندانی روی مقاومت برشی ندارد، اما اثر آن روی سختی برشی و جابه‌جایی تسلیم برشی قابل توجه است. نتایج نشان داد که نصب سخت‌کننده، جابه‌جایی تسلیم برشی ورق‌های فولادی لاغر سخت‌شده را ۲۵/۴٪ کاهش و سختی برشی ورق‌های فولادی سخت‌شده را در مقایسه با ورق‌های فولادی سخت‌نشده ۵۱/۱٪ افزایش می‌دهد. علاوه بر این سخت‌کننده ظرفیت اتلاف انرژی دیوار برشی فولادی را ۲۶٪ افزایش می‌دهد [۲۶].

۲- روش تحقیق

نیروهای وارده به ساختمان به لحاظ جهت یا امتداد به دو دسته نیروهای قائم و نیروهای جانبی تقسیم می‌شوند. سازه‌ها برای انتقال این نیروها نیاز به سامانه‌های مقاوم به خصوصی دارند. سامانه دیوار برشی از رده سامانه‌های مقاوم جانبی می‌باشد که شامل یک صفحه فولادی است، که به اعضای مرزی که همان تیرها و ستون‌ها می‌باشند، متصل می‌شود. این سامانه می‌تواند در

^۱ Koppal

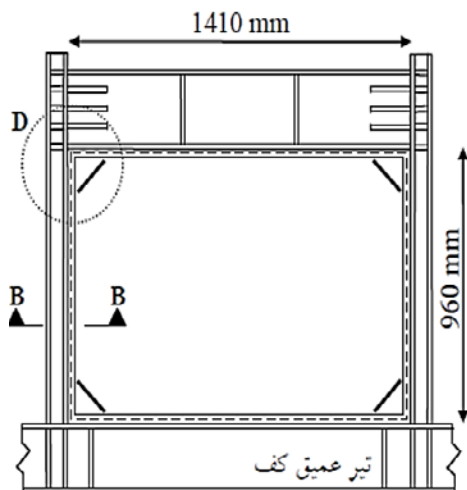
پایین برای اطمینان از توسعه سازوکار اتلاف انرژی مورد نظر (یعنی تسلیم ورق) و حصول اطمینان از اثر بخشی سامانه به‌عنوان یک سامانه باربر جانبی ضروری است [۱۸].

۳- صحت‌سنجی مدل

در این مطالعه، از مقاله صبوری قمی و اسعد سجادی که به بررسی آزمایشگاهی ضریب رفتار و جذب انرژی دیوارهای برشی فولادی شکل‌پذیر با سخت‌کننده و بدون سخت‌کننده پرداخته‌اند، استفاده شده است. به‌طوری که مدل آزمایشگاهی آن‌ها با تمام شرایط بارگذاری، تنظیمات، ابعاد ورق‌ها، شرایط اتصالات و دیگر موارد در نرم‌افزار ABAQUS مدل‌سازی شده و نتایج تحلیل آن با نتایج به‌دست آمده از مدل آزمایشگاهی مقایسه شده است و به تطابق خوب مدل‌سازی آزمایشگاهی و رایانه‌ای آن پی برده شد [۲۶].

۳-۱- مشخصات نمونه آزمایشگاهی

مشخصات نمونه دیوار برشی فولادی در شکل (۱) نشان داده شده است. نمونه دارای مقیاس یک سوم بوده و ارتفاع و عرض آن‌ها به ترتیب ۱۲۵۰ و ۱۵۹۰ میلی‌متر می‌باشد. همچنین برای جلوگیری از پدیده زیپ‌شدگی از ۴ سخت‌کننده در گوشه‌ها استفاده شده است.



شکل (۱): مدل دیوار برشی فولادی لاغر بدون سخت‌کننده صبوری قمی و اسعد سجادی [۲۶]

در نمونه آزمایشگاهی ورق میان‌قابی دیوار برشی فولادی دارای ضخامت ۲ میلی‌متر می‌باشد. در نمونه دیوار برشی فولادی بدون سخت‌کننده، چهار سخت‌کننده در چهار گوشه ورق برای جلوگیری از پدیده زیپ شدن ورق از گوشه‌ها در یک طرف ورق تعبیه شده است که مشخصات آن را می‌توان در شکل (۲) مشاهده نمود [۲۶].

که در این رابطه، t ضخامت صفحه دیوار، A_c و A_b به ترتیب سطح مقطع عرضی ستون و تیر، L طول دهانه دیوار و h ارتفاع دیوار می‌باشد. در این رابطه اتصالات دو انتهای تیر مفصلی فرض شده و تنها سختی محوری اعضاء در نظر گرفته شده است.

تیملر و کولاک در سال ۱۹۸۳ رابطه گسترده‌ای برای زاویه مایل میدان کشش، مشتمل بر توزیع خمش ستون‌ها که بر اساس کارهای ثبرن بود، را تعریف کردند. زاویه تصحیح شده α که به وسیله تیملر و کولاک تعریف شد به شرح زیر است [۵]:

$$\alpha = \tan^{-1} \left[\frac{1 + \frac{wL}{2A_c}}{1 + wh \left[\frac{1}{A_b} + \frac{h^3}{360I_cL} \right]} \right]^{\frac{1}{4}} \quad (2)$$

که در آن، I_c ممان اینرسی ستون است.

توزیع یکنواخت و مؤثر میدان کشش نمی‌تواند به‌صورت مؤثر توسعه یابد، مگر اینکه سختی کمینه ستون تأمین شود. تحقیقات قبلی که توسط کوهن در سال ۱۹۵۲ صورت گرفت، نشان می‌دهد که رفتار رضایت‌بخش مستلزم آن است که رابطه زیر برقرار باشد [۲۷]:

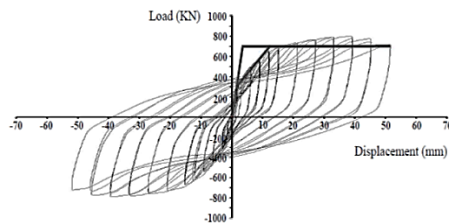
$$w_h = 0.7 h \left[\frac{w}{2LA_c} \right]^{0.25} < 2.5 \quad (3)$$

که در آن، w_h ضریب انعطاف پذیری می‌باشد.

کوهن همچنین گزارش داد که تنش کششی در نزدیکی تیرهای افقی در بالا و پایین پانل دیوار، افزایشی کمتر از ۲۰٪ تنش یکنواخت برای عمل میدان کششی کامل فراهم کرده تا ضریب انعطاف پذیری ستون از ۲/۵ تجاوز نکند. برای جلوگیری از تغییر شکل‌های بیش از حد که منجر به کمانش زودرس تحت اثر کمانش‌های خارج از صفحه (عمل بیرون کشیدگی) ورق اتفاق می‌افتد، رابطه زیر برای محاسبه حداقل ممان اینرسی مورد نیاز ستون‌ها استفاده می‌شود:

$$I_c \gg \frac{0.000307wh^4}{L} \quad (4)$$

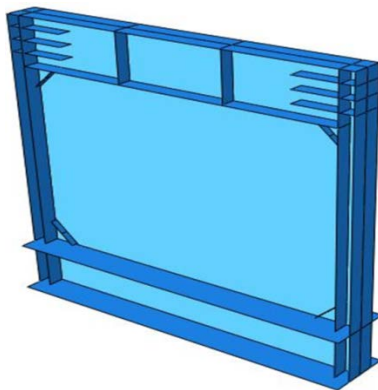
تحقیقات گذشته نشان می‌دهد که مدل‌سازی دیوارهای برشی فولادی لاغر سخت‌نشده با نوار به‌صورت منطقی برای نسبت‌های بعد پانل L/h که بیش از ۸/۰ است، بر اساس فعالیت‌های رضایی در سال ۱۹۹۹ دقیق می‌باشد و هیچ کران بالایی به‌صورت تئوریک برای L/h وجود ندارد. با این حال، اخیراً تحقیقاتی روی رفتار لرزه‌ای دیوارهای برشی فولادی لاغر سخت‌نشده که نسبت بعد پانل آن‌ها L/h بزرگ‌تر از ۲ باشد، صورت نگرفته است [۱۲]. مطالعات تحلیلی که توسط برونو در سال ۲۰۰۲ انجام شد، نشان می‌دهد که تناسب خوب اجزای مرزی و نسبت بعد پانل L/h



شکل (۴): نمودار هیستریزس نمونه آزمایشگاهی صبوری قمی و اسعد سجادی [۲۶]

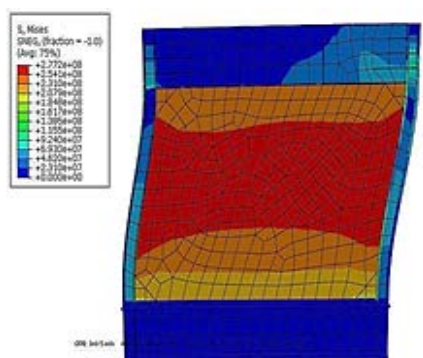
۳-۲- مدل سازی در نرم افزار ABAQUS

مدل آزمایشگاهی صبوری قمی و اسعد سجادی که به ترتیب دارای ارتفاع و عرض ۱۲۵۰ و ۱۵۹۰ میلی متر می باشد و جزئیات آن در قسمت قبل ذکر شد، در برنامه ABAQUS مدل سازی شده است که می توان آن را در شکل (۵) مشاهده نمود.



شکل (۵): مدل دیوار برشی فولادی لاغر بدون سخت کننده صبوری قمی و اسعد سجادی

پس از اینکه فرآیند مدل سازی تکمیل شد، باید مدل را تحت اثر بارگذاری قرار داد که می توان اعمال تنش ها به نمونه را در شکل (۶) مشاهده نمود.



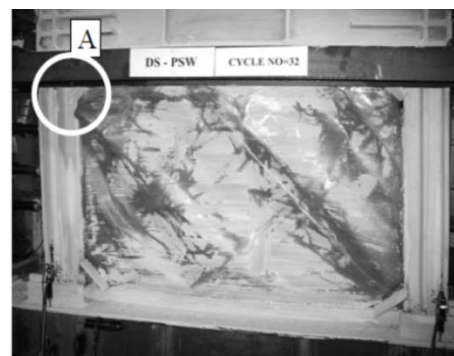
شکل (۶): اعمال تنش به سازه دیوار برشی فولادی لاغر بدون سخت کننده

در این مرحله پس از اعمال بار به نمونه تغییر شکل هایی در نمونه به وجود می آید که این تغییر شکل ها را می توان در شکل (۷) مشاهده نمود.



شکل (۲): نمونه آزمایشگاهی دیوار برشی فولادی لاغر بدون سخت کننده صبوری قمی و اسعد سجادی [۲۶]

در نمونه های دیوار برشی فولادی برای اتصال ورق به قاب از نبشی ۶ × ۶۰ × ۶۰ میلی متر استفاده شده است. ورق به کار گرفته شده از جنس فولاد نرم (فولاد با مقاومت جاری شدگی پایین) می باشد. همچنین در طراحی از تئوری و فلسفه فولاد نرم (فولاد جاذب انرژی) استفاده شده است که نشان دهنده این مسئله است که دیوارهای برشی فولادی از نوع شکل پذیر می باشند. پس از اینکه مدل تحت بارگذاری قرار گرفت، دچار تغییر شکل و کمانش می شود. همان طور که مشاهده می شود پارگی هایی در گوشه دیده می شود که اگر سخت کننده وجود نداشتند گسترش می یافتند. شکل (۳) نمونه آزمایشگاهی را پس از اعمال بار نشان می دهد [۲۶].



شکل (۳): مدل آزمایشگاهی تغییر شکل یافته صبوری قمی و اسعد سجادی [۲۶]

پس از اعمال بار به دیوار برشی فولادی و بروز تغییر شکل ها در نمونه، می توانید در شکل (۴) نمودار هیستریزس این نمونه آزمایشگاهی را مشاهده و به منظور صحت سنجی با مدل تغییر شکل یافته نرم افزار اجزاء محدود ABAQUS و نمودار هیستریزس آن مقایسه کنید. در این تحقیق نمودار هیستریزس به منظور بررسی رفتار مدل های آزمایشگاهی و نرم افزاری تحت اثر بارهای رفت و برگشتی (کشش و فشار) در زمان وقوع زلزله مورد استفاده قرار گرفته است و برای تحلیل غیرخطی، شناخت رفتار اجزاء دیوار برشی فولادی و نمودار هیستریزس آن ضروری می باشد.

ستون، سختی تیر و ستون (سختی نقاط مرزی قاب) و نسبت لاغری ورق (نسبت فضای مرکزی ستون به ضخامت ورق) می‌باشند. همچنین رفتار مقاوم خمشی قاب‌ها بدون صفحات میان‌قابی به‌عنوان موارد پایه ارزیابی می‌شود. تحلیل مدل دیوار برشی فولادی لاغر بدون سخت‌کننده چهار طبقه، با استفاده از برنامه SAP به روش پوش‌اور^۱ صورت می‌گیرد. در این مطالعه چندین فرض در نظر گرفته می‌شود، که این فرض‌ها به شرح زیر خواهند بود:

(۱) از مشارکت سقف طبقه صرف نظر می‌شود. تیرهای قاب مستقل از سقف طبقه فرض می‌شود.

(۲) فرض می‌شود که توزیع جرم المان‌ها به‌صورت یکنواخت است.

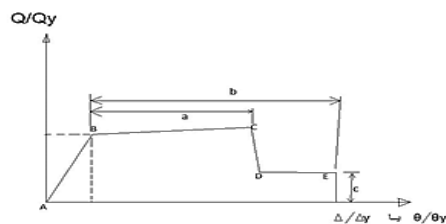
(۳) تنها وزن المان در جهت عمودی در نظر گرفته و دیگر بارهای مرده اعمال شده نادیده گرفته می‌شود.

(۴) بارهای جانبی در طول ارتفاع مدل‌ها مطابق اولین حالات سازه‌ها توزیع می‌شود.

(۵) الگوی افزایش بار به‌صورت یکنواخت برای بارگذاری جانبی استفاده می‌شود.

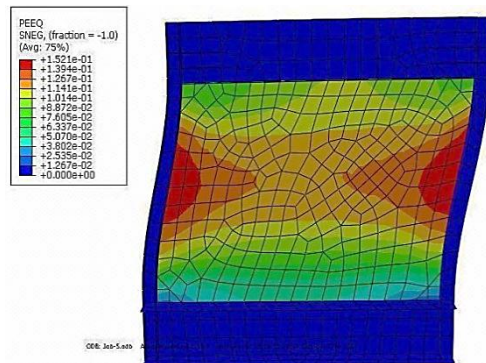
(۶) تنها غیر خطی بودن مواد در تحلیل پوش‌اور غیر خطی در نظر گرفته می‌شود و از هندسه غیر خطی مانند P-Delta و اثر جابه‌جایی‌های بزرگ چشم پوشی می‌شود.

(۷) خواص مواد المان‌ها به‌صورت الاستو پلاستیک با کرنش سخت شوندگی و نیرو در مقابل منحنی تغییر شکل برگرفته از FEMA ۳۵۶ در نظر گرفته می‌شود [۱۴].



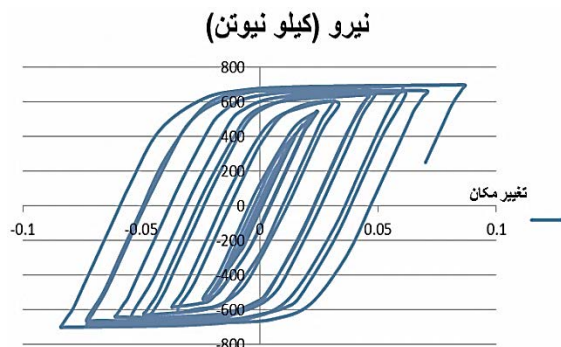
شکل (۹): منحنی نیرو - تغییر شکل برای رفتار غیر خطی المان‌های فولادی [۱۴]

در این منحنی Q و Q_y بار عمومی (تعمیم یافته) و مقاومت تسلیم عمومی (تعمیم یافته) المان‌ها هستند. برای ستون‌ها و تیرها، θ چرخش الاستیک و پلاستیک کلی تیر و ستون و θ_y پیچش در تسلیم می‌باشند. برای اعضای نواری، Δ جابه‌جایی الاستیک و پلاستیک کلی و Δ_y جابه‌جایی تسلیم می‌باشند. نقطه A نشان دهنده مبدأ می‌باشد.



شکل (۷): کرنش ایجاد شده در مدل دیوار برشی فولادی لاغر بدون سخت‌کننده

پس از اعمال بار به نمونه مطابق با شرایط بارگذاری نمونه آزمایشگاهی می‌توان نمودار هیستریزس مدل نرم‌افزاری را ترسیم کرد که این نمودار در شکل (۸) نشان داده شده است.



شکل (۸): نمودار هیستریزس نمونه نرم‌افزاری

همان‌طور که مشاهده می‌شود تغییر شکل‌ها و نمودار هیستریزس نمونه آزمایشگاهی و نمونه نرم‌افزاری رفتار تقریباً یکسانی را نشان می‌دهند. آنچه مشاهده می‌شود، این است که تعداد سیکل‌های بارگذاری و تقارن منحنی هیستریزس که نشان دهنده پایداری و رفتار یکنواخت اعضای تحت بارگذاری متناوب است، در هر دو نمونه یکسان می‌باشد. بنابراین با توجه به نتایج به‌دست آمده از مدل آزمایشگاهی و مدل نرم‌افزاری و همچنین قرابت این نتایج به هم می‌توان نتیجه گرفت که این مقاله از نظر صحت‌سنجی قابل قبول است.

۴- بررسی عددی اعضای مرزی روی عملکرد دیوارهای برشی فولادی لاغر بدون سخت‌کننده

۴-۱- مشخصات و فرضیات مدل

در این مقاله پاسخ‌های گوناگون سامانه دیوار برشی فولادی لاغر بدون سخت‌کننده در برابر بارهای جانبی را بررسی می‌شود. تأثیرات سه پارامتر اصلی روی پاسخ‌های سامانه الاستیک و غیر الاستیک مطالعه می‌شود. این سه پارامتر، نوع اتصال تیر به

^۱ PUSH-OVER

متفاوت با ۷ ضخامت ورق متفاوت همراه با ۲ نوع اتصال تیر به ستون ساده و گیردار مورد تجزیه و تحلیل قرار گرفته و رفتار ۷ قاب متفاوت بدون هیچ ورق و با انواع اتصالات تیر به ستون متفاوت به عنوان موارد پایه مورد ارزیابی قرار گرفته است. کلاً ۱۱۲ مدل در این بخش مورد تجزیه و تحلیل قرار گرفته است. ضخامت‌های ورق ۱، ۲، ۵، ۸، ۱۰، ۱۳ و ۱۵ میلی‌متر انتخاب شده است. با انتخاب IPE 200 برای مقطع تیر و ثابت نگهداشتن آن، برای مقاطع ستون هم IPE 300، IPE 400، IPE 450، IPE 500 و IPE 550 انتخاب می‌شود. با انتخاب IPE 550 برای مقطع ستون و ثابت نگهداشتن آن، برای مقاطع تیر هم IPE 200، IPE 300 و IPE 400 انتخاب می‌شود.

اتصال ساده (مفصلی) و مقاوم خمشی برای انواع اتصالات تیر به ستون انتخاب شده است. مشخصات مقاطع انتخاب شده تیر و ستون به شرح زیر است:

ستون	IPE200	A=28.542cm ²	I=1940 cm ⁴	G=22.4 kg/m
تیر	IPE300	A=53.842cm ²	I=8360 cm ⁴	G=42.4 kg/m

بسته به مقاطع تیر و ستون انتخاب شده و ضخامت‌های ورق مختلف و همچنین با $h = 200\text{cm}$ و $L = 300\text{cm}$ که L و h به ترتیب ارتفاع و عرض پانل میان‌قابی هستند، زاویه شیب مدل‌ها از رابطه‌های تیملر و کولاک به شرح جدول (۲) محاسبه می‌شود.

جدول (۲): مقادیر زاویه شیب مدل‌ها

زاویه شیب (درجه)								قاب	
ضخامت ورق (میلی‌متر)								تیر	ستون
۱۵	۱۳	۱۰	۸	۵	۲	۱	۱	۱	
۳۷/۸	۳۷/۹	۳۸/۲	۳۸/۵	۳۹/۲	۴۰/۹	۴۲/۲	IPE200	IPE300	
۲۶/۳	۳۶/۵	۳۶/۹	۳۷/۳	۳۸/۳	۴۰/۵	۴۲/۱	IPE200	IPE400	
۳۵/۷	۳۵/۹	۳۶/۴	۳۶/۹	۳۷/۹	۴۰/۳	۴۲/۰۳	IPE200	IPE450	
۳۵/۱	۳۵/۴	۳۵/۹	۳۶/۴	۳۷/۶	۴۰/۲	۴۱/۹	IPE200	IPE500	
۳۴/۵	۳۴/۸	۳۵/۴	۳۶	۳۷/۳	۴۰/۱	۴۱/۸	IPE200	IPE550	
۳۸/۲	۳۸/۵	۳۸/۹	۳۹/۴	۴۰/۴	۴۲/۳	۴۳/۳	IPE300	IPE550	
۴۰/۷	۴۰/۸	۴۱/۲	۴۱/۵	۴۲/۲	۴۳/۴	۴۴/۱	IPE400	IPE550	

زاویه شیب‌های ۴۹ مدل بین ۳۴/۵ درجه و ۴۴/۱ درجه متغیر است. همان‌طور که می‌دانید اثر زاویه شیب روی پاسخ‌های الاستیک و غیر الاستیک مدل‌ها ناچیز است. برای ساده سازی محاسبات یک مقدار متوسط ۴۰ درجه به عنوان زاویه شیب برای همه مدل‌ها انتخاب می‌شود. بسته به مقاطع ستون و ضخامت‌های انتخاب شده با $h = 200\text{cm}$ و $L = 300\text{cm}$ ، ضریب انعطاف پذیری محاسبه شده مدل‌ها از رابطه کوهن و همچنین نسبت لاغری ورق‌ها مطابق جدول (۳) به دست می‌آید [۱].

- نقطه B تسلیم را نشان می‌دهد. هیچ تغییر شکلی تا نقطه B رخ نمی‌دهد.

- نقطه C ظرفیت نهایی برای تجزیه و تحلیل پوش‌اور را نشان می‌دهد.

- نقطه D مقاومت باقی مانده برای تجزیه و تحلیل پوش‌اور را نشان می‌دهد.

- نقطه E شکست کلی را نشان می‌دهد.

پارامترهای مدل برای مواد غیرخطی که در شکل (۹) نشان داده شده است، برای ستون‌ها، تیرها و اعضای نواری به شرح جدول (۱) است.

جدول (۱): پارامترهای مدل برای اعضای قاب محاط دیوار برشی

	چرخش پلاستیک تغییر شکل / زاویه		نسبت مقاومت پسماند C
	a	b	
ستون	90y	110y	۰/۶
تیر	90y	110y	۰/۶
نوار	11Δy	14Δy	۰/۶

(۸) ورق مورد استفاده فولاد ST۳۷ با مقاومت تسلیم ۲/۴ تن بر سانتی‌متر مربع می‌باشد.

(۹) فرض می‌شود، ورق میان‌قابی دارای خواص یک شکل، گرم نورد شده سازه‌های فولادی است.

(۱۰) فرض می‌شود، ستون‌های قاب محاط زمانی که سطح مقطع آن‌ها تحت اثر ترکیب نیروهای محوری و خمشی دچار تسلیم کامل شده است، به شکل مفصل پلاستیک درآمده است.

(۱۱) فرض می‌شود، تیرهای قاب محاط زمانی که سطح مقطع آن‌ها تحت اثر نیروی‌های خمشی دچار تسلیم کامل شده است، به شکل مفصل پلاستیک در آمده است.

۴-۲- مدل سازی در نرم افزار SAP

در این بخش، تحلیل‌های پوش‌اور استاتیکی غیرخطی برای بررسی اثر تفاوت در:

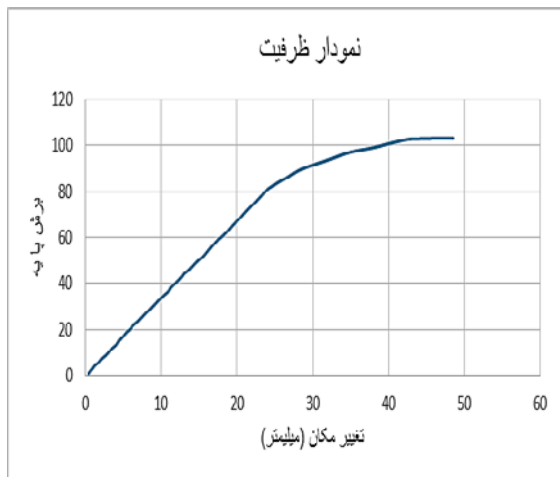
- ضخامت ورق؛

- مقطع ستون؛

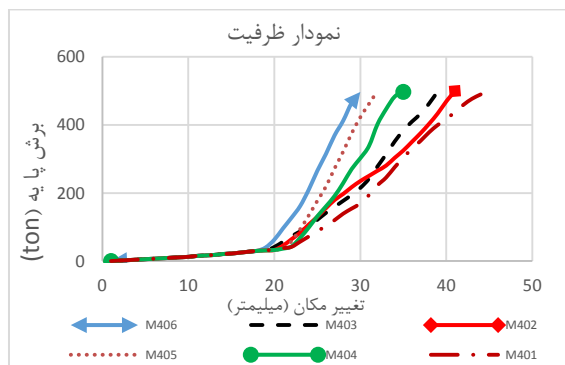
- مقطع تیر و

- انواع اتصالات تیر به ستون می‌باشد.

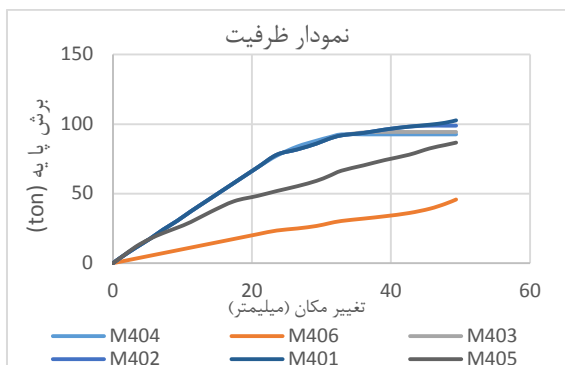
روی پاسخ دیوارهای برشی فولادی لاغر بدون سخت کننده تحت اثر بارهای جانبی ارائه می‌شود. تنظیمات ۷ المان قابی



شکل (۱۰): نمودار ظرفیت مدل شماره یک با ضخامت ورق ۲ میلی‌متر



شکل (۱۱): نمودار ظرفیت مدل‌های شماره ۱، ۲، ۳، ۴، ۵ و ۶ با ضخامت ورق ۲ میلی‌متر با اتصال تیر به ستون خمشی

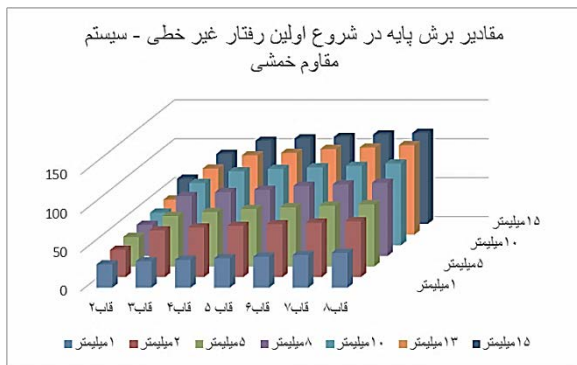


شکل (۱۲): نمودار ظرفیت مدل‌های شماره ۱، ۲، ۳، ۴، ۵ و ۶ با ضخامت ورق ۲ میلی‌متر با اتصال تیر به ستون ساده

جدول (۳): مقادیر نسبت لاغری و ضریب انعطاف پذیری به‌دست آمده از مدل کوهن [۲۷]

نسبت لاغری	ضریب انعطاف پذیری					ضخامت ورق (mm)
	مقطع ستون					
	IPE 550	IPE 500	IPE 450	IPE 400	IPE 300	
۳۰۰۰	۰/۹۸۸	۱/۰۷	۱/۱۷	۱/۲۹	۱/۶۶	۱
۱۵۰۰	۱/۱۷۵	۱/۲۷	۱/۳۹	۱/۵۳	۱/۹۷	۲
۶۰۰	۱/۴۷۸	۱/۶۰	۱/۷۵	۱/۹۲	۲/۴۸	۵
۳۷۵	۱/۶۶۲	۱/۸۰	۱/۹۷	۲/۲۲	۲/۸۷	۸
۳۰۰	۱/۷۵۷	۱/۹۰	۲/۰۸	۲/۲۹	۲/۹۶	۱۰
۲۳۱	۱/۸۷۷	۲/۰۳	۲/۲۲	۲/۴۵	۳/۱۶	۱۳
۲۰۰	۱/۹۴۵	۲/۱۱	۲/۳۱	۲/۵۴	۳/۲۷	۱۵

سامانه دیوار برشی فولادی باید یک ضریب انعطاف پذیری کمتر از ۲/۵ داشته باشد که این مسئله در آیین‌نامه کانادا (طراحی حد مجاز سازه‌های فولادی) بیان شده است. مدل‌های نشان داده شده در جدول (۳)، با ضرایب انعطاف پذیری بیش از ۲/۵ با هدف آزمایش رفتار مدل‌ها با ضریب انعطاف پذیری بزرگ‌تر از ۲/۵ تنظیم شده است. جدول ارائه شده در بالا به نوع اتصالات تیر و ستون و سامانه‌هایی که دارای اتصالات تیر به ستون ساده (مفصلی) یا مقاوم خمشی هستند وابسته نیست. شکل‌های (۱۰-۱۷) ظرفیت مدل‌ها با ضخامت‌های ورق میان‌قابی متفاوت را نشان می‌دهد.

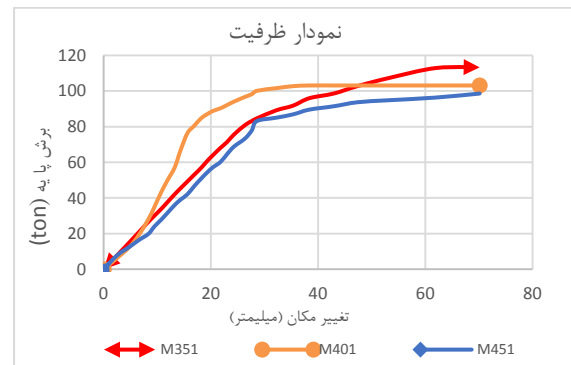


شکل (۱۷): نمودار مقادیر برش پایه قاب‌های ۲، ۳، ۴، ۵، ۶، ۷ و ۸ در شروع اولین رفتار غیر خطی

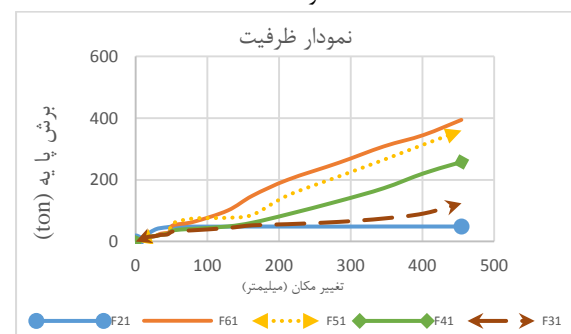
مقایسه نمودارهای ظرفیت بین مدل‌هایی که تنظیمات قاب محاط یکسان اما ضخامت‌های ورق میان‌قابی متفاوت دارند، مدل‌هایی که مقطع تیر و ضخامت ورق میان‌قابی یکسان اما مقاطع ستون متفاوت دارند، مدل‌هایی که مقطع ستون و ضخامت ورق یکسان اما مقاطع تیر متفاوت دارند و بین مدل‌هایی که مقاطع تیر و ستون و ضخامت ورق یکسان اما اتصالات تیر به ستون متفاوت دارند، انجام گرفته است. اثر ضخامت ورق و سختی اعضای قاب محاط روی سختی الاستیک و غیر الاستیک کلی سامانه را می‌توان در جدول‌های (۱۱-۴) مشاهده کرد.

جدول (۴): مقادیر سختی الاستیک اولیه، برش پایه و مقاومت نهایی برای اتصالات و ضخامت‌های مختلف، قاب بدون ورق میان‌قابی

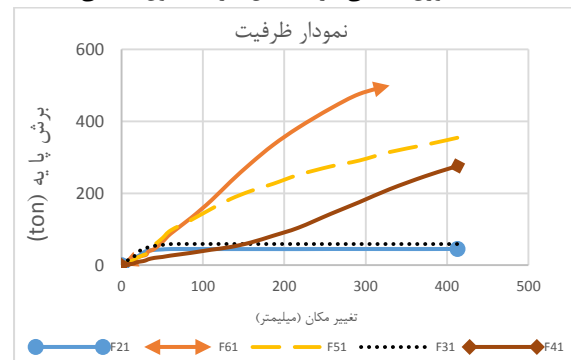
قاب بدون ورق میان‌قابی			انواع		
مقاومت نهایی کلی	برش پایه در اولین شروع رفتار غیر الاستیک	سختی الاستیک اولیه	المان‌های مرزی		
			تیر	ستون	اتصالات
مقاوم خمشی	۱۴/۵	۱۰/۴	۰/۱۸۴	IPE200	IPE300
	۲۱/۳	۱۴	۰/۲۶۲	IPE200	IPE400
	۲۵/۲	۲۰/۹	۰/۳۰۶	IPE200	IPE450
	۳۰/۱	۲۴/۸	۰/۳۶۴	IPE200	IPE500
	۳۶/۱	۲۹/۵	۰/۴۳۶	IPE200	IPE550
اتصال ساده	۵۰/۶	۳۷/۷	۰/۵۵۵	IPE300	IPE550
	۷۰/۳	۵۷/۸	۱/۵۰	IPE400	IPE550
	۶/۴	۶/۴	۰/۰۳	IPE200	IPE300
	۱۳/۳	۱۳/۳	۰/۰۸	IPE200	IPE400
	۱۷/۳	۱۷/۳	۰/۱۲	IPE200	IPE450
اتصال ساده	۲۲/۳	۲۲/۳	۰/۱۷	IPE200	IPE500
	۲۸/۳	۲۸/۳	۰/۲۵	IPE200	IPE550
	۲۸/۳	۲۸/۳	۰/۲۵	IPE300	IPE550
	۲۸/۳	۲۸/۳	۰/۲۵	IPE400	IPE550



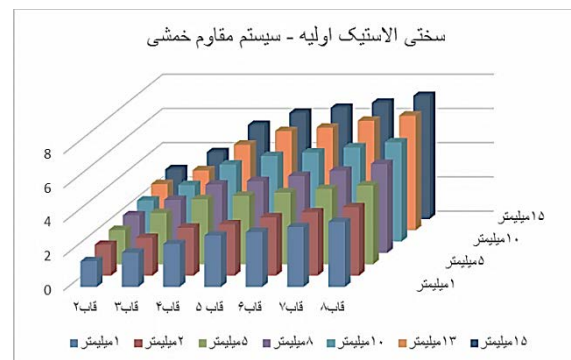
شکل (۱۳): نمودار ظرفیت مدل شماره یک با زاویه‌های شیب ۴۰، ۳۵ و ۴۵



شکل (۱۴): نمودار ظرفیت مدل‌های شماره ۱، ۲، ۳، ۴، ۵ و ۶ با ضخامت ورق ۱ میلی‌متر با اتصال تیر به ستون خمشی



شکل (۱۵): نمودار ظرفیت مدل‌های شماره ۱، ۲، ۳، ۴، ۵ و ۶ با ضخامت ورق ۱ میلی‌متر با اتصال تیر به ستون ساده



شکل (۱۶): نمودار مقادیر سختی الاستیک اولیه قاب‌های ۲، ۳، ۴، ۵، ۶، ۷ و ۸ با ضخامت‌های متفاوت

جدول (۵): مقادیر سختی الاستیک اولیه، برش پایه و مقاومت نهایی برای اتصالات و ضخامت‌های مختلف، قاب با و روق میان قابی ۱ میلی‌متری

انواع				المان‌های مرزی		
اتصالات	ستون	تیر	سختی الاستیک اولیه	برش پایه در اولین شروع رفتار غیر الاستیک	مقاومت نهایی کلی	نهایی / الاستیک
۱/۲۳	۴۸/۷	۳۹/۵	۱/۵	۳۹/۵	۴۸/۷	۱/۲۳
۱/۴۱	۵۸/۸	۴۱/۶	۱/۸۵	۴۱/۶	۵۸/۸	۱/۴۱
۱/۵۶	۶۴/۳	۴۱/۱	۱/۹۸	۴۱/۱	۶۴/۳	۱/۵۶
۱/۵۴	۶۸/۹	۴۴/۸	۲/۱۳	۴۴/۸	۶۸/۹	۱/۵۴
۱/۶۲	۷۴/۸	۴۶/۲	۲/۲۸	۴۶/۲	۷۴/۸	۱/۶۲
۱/۷۸	۸۶/۹	۴۸/۹	۲/۶۹	۴۸/۹	۸۶/۹	۱/۷۸
۱/۵۸	۹۷/۳	۶۱/۸	۳/۱۳	۶۱/۸	۹۷/۳	۱/۵۸
۱/۱۵	۴۵/۱	۳۹/۱	۱/۳۱	۳۹/۱	۴۵/۱	۱/۱۵
۱/۲۹	۵۴/۲	۴۲/۲	۱/۶۱	۴۲/۲	۵۴/۲	۱/۲۹
۱/۴۱	۵۸/۷	۴۱/۶	۱/۷۳	۴۱/۶	۵۸/۷	۱/۴۱
۱/۴۴	۶۴/۱	۴۴/۴	۱/۸۸	۴۴/۴	۶۴/۱	۱/۴۴
۱/۵۴	۶۹/۷	۴۵/۴	۱/۹۹	۴۵/۴	۶۹/۷	۱/۵۴
۱/۵۱	۷۲/۶	۴۸/۱	۲/۱۶	۴۸/۱	۷۲/۶	۱/۵۱
۱/۴۹	۷۲/۹	۴۹/۱	۲/۲۷	۴۹/۱	۷۲/۹	۱/۴۹

جدول (۷): مقادیر سختی الاستیک اولیه، برش پایه و مقاومت نهایی برای اتصالات و ضخامت‌های مختلف، قاب با و روق میان قابی ۵ میلی‌متری

انواع				المان‌های مرزی		
اتصالات	ستون	تیر	سختی الاستیک اولیه	برش پایه در اولین شروع رفتار غیر الاستیک	مقاومت نهایی کلی	نهایی / الاستیک
۱/۷۴	۸۲/۱	۴۷/۲	۲/۵۲	۴۷/۲	۸۲/۱	۱/۷۴
۱/۶۶	۱۱۴/۴	۶۹	۳/۴۳	۶۹	۱۱۴/۴	۱/۶۶
۱/۶۴	۱۲۳/۷	۷۵/۶	۳/۷۸	۷۵/۶	۱۲۳/۷	۱/۶۴
۱/۵۹	۱۴۱/۶	۸۸/۸	۴/۱۷	۸۸/۸	۱۴۱/۶	۱/۵۹
۱/۵۴	۱۵۷/۷	۹۸/۲	۴/۵۶	۹۸/۲	۱۵۷/۷	۱/۵۴
۱/۴۴	۱۵۵/۱	۱۰۷/۶	۵/۲۱	۱۰۷/۶	۱۵۵/۱	۱/۴۴
۱/۴۳	۱۵۴/۵	۱۰۷/۸	۵/۶۴	۱۰۷/۸	۱۵۴/۵	۱/۴۳
۱/۷۶	۸۲/۹	۴۷/۱	۲/۳۳	۴۷/۱	۸۲/۹	۱/۷۶
۱/۵۷	۱۰۸/۱	۶۹	۳/۱۷	۶۹	۱۰۸/۱	۱/۵۷
۱/۶	۱۲۰/۱	۷۴/۸	۳/۵۲	۷۴/۸	۱۲۰/۱	۱/۶
۱/۵۲	۱۳۴	۸۸/۳	۳/۸۹	۸۸/۳	۱۳۴	۱/۵۲
۱/۴۹	۱۴۷	۹۸/۲	۴/۲۶	۹۸/۲	۱۴۷	۱/۴۹
۱/۴۹	۱۵۸/۳	۱۰۶/۵	۴/۷۵	۱۰۶/۵	۱۵۸/۳	۱/۴۹
۱/۴۷	۱۵۶/۶	۱۰۶/۵	۵/۰۲	۱۰۶/۵	۱۵۶/۶	۱/۴۷

جدول (۶): مقادیر سختی الاستیک اولیه، برش پایه و مقاومت نهایی برای اتصالات و ضخامت‌های مختلف، قاب با و روق میان قابی ۲ میلی‌متری

انواع				المان‌های مرزی		
اتصالات	ستون	تیر	سختی الاستیک اولیه	برش پایه در اولین شروع رفتار غیر الاستیک	مقاومت نهایی کلی	نهایی / الاستیک
۱/۵۷	۶۹	۴۳/۹	۱/۹۷	۴۳/۹	۶۹	۱/۵۷
۱/۳۸	۸۶/۲	۶۲/۲	۲/۵۴	۶۲/۲	۸۶/۲	۱/۳۸
۱/۳	۹۱/۵	۷۰/۳	۲/۷۶	۷۰/۳	۹۱/۵	۱/۳
۱/۲۶	۹۸/۷	۷۸/۱	۳	۷۸/۱	۹۸/۷	۱/۲۶
۱/۲۴	۱۰۷/۶	۸۶/۷	۳/۲۳	۸۶/۷	۱۰۷/۶	۱/۲۴
۱/۲۷	۱۱۳/۳	۸۹/۴	۳/۷۰	۸۹/۴	۱۱۳/۳	۱/۲۷
۱/۲۹	۱۲۰/۱	۹۲/۸	۴/۱۱	۹۲/۸	۱۲۰/۱	۱/۲۹
۱/۵۵	۶۶/۹	۴۳/۲	۱/۷۸	۴۳/۲	۶۶/۹	۱/۵۵
۱/۳۴	۸۳/۸	۶۲/۶	۲/۹۵	۶۲/۶	۸۳/۸	۱/۳۴
۱/۳۲	۹۱/۵	۵۹/۵	۲/۵	۵۹/۵	۹۱/۵	۱/۳۲
۱/۲۳	۹۶	۷۸	۲/۷۱	۷۸	۹۶	۱/۲۳
۱/۲	۱۰۱/۸	۸۵/۱	۲/۹۲	۸۵/۱	۱۰۱/۸	۱/۲
۱/۱۷	۱۰۴/۲	۸۹/۱	۳/۱۹	۸۹/۱	۱۰۴/۲	۱/۱۷
۱/۱۶	۱۰۵/۶	۹۱	۳/۳۷	۹۱	۱۰۵/۶	۱/۱۶

جدول (۸): مقادیر سختی الاستیک اولیه، برش پایه و مقاومت نهایی برای اتصالات و ضخامت‌های مختلف، قاب با و روق میان قابی ۸ میلی‌متری

انواع				المان‌های مرزی		
اتصالات	ستون	تیر	سختی الاستیک اولیه	برش پایه در اولین شروع رفتار غیر الاستیک	مقاومت نهایی کلی	نهایی / الاستیک
۱/۵۷	۷۳/۲	۴۸/۷	۲/۷۱	۴۸/۷	۷۳/۲	۱/۵۷
۱/۶۷	۱۱۵/۹	۶۹/۴	۳/۷۷	۶۹/۴	۱۱۵/۹	۱/۶۷
۱/۷۷	۱۳۹/۱	۷۸/۷	۴/۲۱	۷۸/۷	۱۳۹/۱	۱/۷۷
۱/۷۲	۱۵۳/۵	۸۹/۳	۴/۵۹	۸۹/۳	۱۵۳/۵	۱/۷۲
۱/۶۲	۱۶۴/۷	۱۰۱/۷	۵/۱۵	۱۰۱/۷	۱۶۴/۷	۱/۶۲
۱/۵۱	۱۶۴/۴	۱۰۸/۹	۵/۹۱	۱۰۸/۹	۱۶۴/۴	۱/۵۱
۱/۴۶	۱۶۴/۴	۱۱۲/۸	۶/۳۸	۱۱۲/۸	۱۶۴/۴	۱/۴۶
۱/۶۴	۷۶/۷	۴۶/۸	۲/۵۵	۴۶/۸	۷۶/۷	۱/۶۴
۱/۶۵	۱۱۶/۴	۷۰/۳	۳/۵۵	۷۰/۳	۱۱۶/۴	۱/۶۵
۱/۷	۱۳۳/۳	۷۸/۵	۳/۹۷	۷۸/۵	۱۳۳/۳	۱/۷
۱/۷	۱۵۳/۳	۹۰/۱	۴/۴۲	۹۰/۱	۱۵۳/۳	۱/۷
۱/۵۹	۱۵۰/۶	۱۰۰/۷	۴/۸۲	۱۰۰/۷	۱۵۰/۶	۱/۵۹
۱/۶	۱۷۱/۶	۱۰۷	۵/۴۸	۱۰۷	۱۷۱/۶	۱/۶
۱/۴۸	۱۶۵/۱	۱۱۱/۲	۵/۸۵	۱۱۱/۲	۱۶۵/۱	۱/۴۸

جدول (۱۱): مقادیر سختی الاستیک اولیه، برش پایه و مقاومت نهایی برای اتصالات و ضخامت‌های مختلف، قاب با ورق میان‌قابی ۱۵ میلی‌متری

قاب با ورق میان‌قابی ۱۵ میلی‌متر				انواع		
انواع	مقاومت نهایی کلی	برش پایه در اولین شروع رفتار غیر الاستیک	سختی الاستیک اولیه	المان‌های مرزی		اتصالات
				ستون	تیر	
اتصال مقاوم خمشی	۷۸/۹	۴۷/۸	۲/۹۱	IPE 200	IPE 300	
	۱۱۹/۹	۷۱/۸	۴/۱۴	IPE 200	IPE 400	
	۱۳۷/۹	۸۱/۷	۴/۶۶	IPE 200	IPE 450	
	۱۶۰/۸	۹۳	۵/۲۳	IPE 200	IPE 500	
	۱۷۵	۱۰۴/۵	۵/۷۹	IPE 200	IPE 550	
	۱۷۴/۱	۱۱۴/۴	۶/۶۷	IPE 300	IPE 550	
	۱۷۰/۸	۱۱۷/۹	۷/۲۰	IPE 400	IPE 550	
اتصال ساده	۷۶/۷	۴۷/۲	۲/۷۸	IPE 200	IPE 300	
	۱۲۰/۹	۷۱/۳	۳/۹۵	IPE 200	IPE 400	
	۱۴۰/۸	۸۱/۲	۴/۴۵	IPE 200	IPE 450	
	۱۵۵/۴	۹۲/۵	۵/۰۱	IPE 200	IPE 500	
	۱۶۶/۵	۱۰۳/۸	۵/۵۴	IPE 200	IPE 550	
	۱۷۱/۱	۱۱۲/۹	۶/۲۳	IPE 300	IPE 550	
	۱۷۱/۹	۱۱۷/۸	۶/۷۴	IPE 400	IPE 550	

۵- نتایج و بحث

سامانه‌های دارای قاب خمشی و فاقد قاب خمشی و بدون ورق به‌عنوان موارد پایه برای بررسی اثر ضخامت ورق روی صلبیت تیر و ستون و نوع اتصال تیر به ستون روی پاسخ دیوارهای برشی فولادی لاغر بدون سخت‌کننده تحت اثر بارهای جانبی مورد ارزیابی قرار می‌گیرند. یک سامانه دیوار برشی فولادی لاغر بدون سخت‌کننده شامل یک ورق میان‌قابی است که توسط قاب مرزی با اتصال تیر به ستون مقاوم خمشی و یا غیرخمشی محدود شده است. سختی کلی سامانه از طریق توزیع این دو پارامتر به‌دست می‌آید. در این مطالعه، مشاهده می‌شود که درصد توزیع این پارامترها در تنظیمات سامانه‌های مختلف، متفاوت است. درصدهای سهم ورق‌های میان‌قابی در سختی‌های الاستیک سامانه را می‌توان در جدول (۱۲) مشاهده نمود.

جدول (۹): مقادیر سختی الاستیک اولیه، برش پایه و مقاومت نهایی برای اتصالات و ضخامت‌های مختلف، قاب با ورق میان‌قابی ۱۰ میلی‌متری

قاب با ورق میان‌قابی ۱۰ میلی‌متر				انواع		
انواع	مقاومت نهایی کلی	برش پایه در اولین شروع رفتار غیر الاستیک	سختی الاستیک اولیه	المان‌های مرزی		اتصالات
				ستون	تیر	
اتصال مقاوم خمشی	۷۴/۷	۴۷/۱	۲/۷۹	IPE 200	IPE 300	
	۱۱۷/۳	۷۰/۳	۳/۹۲	IPE 200	IPE 400	
	۱۳۷	۷۹/۹	۴/۳۸	IPE 200	IPE 450	
	۱۵۹/۱	۹۰/۸	۴/۹۰	IPE 200	IPE 500	
	۱۷۶/۳	۱۰۱/۸	۵/۴۰	IPE 200	IPE 550	
	۱۷۲/۱	۱۱۱/۱	۶/۲۱	IPE 300	IPE 550	
	۱۷۳/۸	۱۱۴/۷	۶/۶۸	IPE 400	IPE 550	
	۷۴/۴	۴۶/۵	۲/۶۴	IPE 200	IPE 300	
	۱۱۸/۹	۶۹/۸	۳/۷۰	IPE 200	IPE 400	
	۱۳۸	۷۹/۳	۴/۱۵	IPE 200	IPE 450	
اتصال ساده	۱۶۴	۹۰	۴/۶۴	IPE 200	IPE 500	
	۱۶۷/۹	۱۰۱	۵/۱۴	IPE 200	IPE 550	
	۱۷۷/۷	۱۰۹/۴	۵/۸۱	IPE 300	IPE 550	
	۱۷۷/۹	۱۱۳/۸	۶/۱۹	IPE 400	IPE 550	

جدول (۱۰): مقادیر سختی الاستیک اولیه، برش پایه و مقاومت نهایی برای اتصالات و ضخامت‌های مختلف، قاب با ورق میان‌قابی ۱۳ میلی‌متری

قاب با ورق میان‌قابی ۱۳ میلی‌متر				انواع		
انواع	مقاومت نهایی کلی	برش پایه در اولین شروع رفتار غیر الاستیک	سختی الاستیک اولیه	المان‌های مرزی		اتصالات
				ستون	تیر	
اتصال مقاوم خمشی	۷۷/۸	۴۷/۵	۲/۸۷	IPE 200	IPE 300	
	۱۱۹/۶	۷۱/۳	۴/۰۷	IPE 200	IPE 400	
	۱۳۳/۸	۸۱/۱	۴/۵۷	IPE 200	IPE 450	
	۱۴۹/۴	۹۲/۳	۵/۱۲	IPE 200	IPE 500	
	۱۷۱	۱۰۴/۶	۵/۶۶	IPE 200	IPE 550	
	۱۶۸/۸	۱۱۳/۳	۶/۵۲	IPE 300	IPE 550	
	۱۶۸/۸	۱۱۳/۳	۶/۵۲	IPE 300	IPE 550	
	۱۵۹/۱	۱۱۶/۹	۷/۰۳	IPE 400	IPE 550	
	۷۶/۸	۴۷	۲/۷۳	IPE 200	IPE 300	
	۱۲۰/۵	۷۰/۸	۳/۸۷	IPE 200	IPE 400	
اتصال ساده	۱۳۹/۵	۸۰/۶	۴/۳۵	IPE 200	IPE 450	
	۱۵۰/۹	۹۱/۶	۴/۸۸	IPE 200	IPE 500	
	۱۷۳/۱	۱۰۲/۸	۵/۴۰	IPE 200	IPE 550	
	۱۷۰	۱۱۱/۷	۶/۱۳	IPE 300	IPE 550	
	۱۷۰/۷	۱۱۶/۴	۶/۵۶	IPE 400	IPE 550	

۴-قاب	۹۲/۸	۹۵	۹۶/۵	۹۶/۹	۹۷	۹۷/۱	۹۷/۲
۵-قاب	۹۰/۵	۹۳/۵	۹۵/۵	۹۶	۹۶/۲	۹۶/۴	۹۶/۵
۶-قاب	۸۷/۶	۹۱/۶	۹۴/۲	۹۴/۹	۹۵/۲	۹۵/۴	۹۵/۶
۷-قاب	۸۸/۶	۹۲/۳	۹۴/۸	۹۵/۵	۹۵/۸	۹۶	۹۶/۱
۸-قاب	۸۹/۲	۹۲/۷	۹۵/۱	۹۵/۸	۹۶	۹۶/۲	۹۶/۳

همچنین مشاهده می‌شود که سهم ورق‌های میان‌قاب‌ی در سختی‌های الاستیک در سامانه‌هایی که قاب مقاوم غیر خمشی دارند بزرگ‌تر است که دلیل آن این است که سختی اولیه قاب‌ها با اتصال تیر به ستون صلب خیلی بیشتر از اتصال تیر به ستون ساده (مفصلی) می‌باشد. در سامانه‌هایی که دارای اتصال تیر به ستون ساده (مفصلی) هستند، سهم ورق‌های میان‌قاب‌ی با افزایش صلبیت تیر و ستون کاهش می‌یابد. افزایش سهم ورق‌های میان‌قاب‌ی با افزایش صلبیت تیر صورت می‌گیرد، زیرا سختی اولیه قاب‌های مقاوم غیر خمشی بدون تغییر باقی می‌ماند و سختی الاستیک سامانه با اتصالات تیر به ستون ساده (مفصلی) با افزایش صلبیت تیر، افزایش می‌یابد. اما، افزایش سختی الاستیک سامانه با افزایش صلبیت تیر قابل انتظار نبود، زیرا در سامانه بدون ورق مشاهده شده بود که صلبیت تیر هیچ تأثیری در سختی الاستیک اولیه قاب‌های با اتصال تیر به ستون ساده ندارد. این افزایش پیش‌بینی نشده در سختی الاستیک سامانه نشان می‌دهد که تیرها نه تنها با اتصال تیر به ستون مقاوم خمشی باعث سختی قاب می‌شوند بلکه از نوارهای کششی تحت اثر لنگر خمشی هم پشتیبانی می‌کنند پس از افزایش در سختی الاستیک سامانه با قاب مقاوم غیر خمشی می‌توان افزایش صلبیت تیر را به افزایش حمایت تیر از اعضای نواری نسبت داد. مشاهده دیگر این است، زمانی که صلبیت تیر و ستون افزایش یافت در حالی که ضخامت ورق میان‌قاب‌ی ثابت نگه داشته شده است سهم قاب‌های مقاوم خمشی افزایش می‌یابد. با این حال، افزایش در سهم قاب‌ها، زمانی که صلبیت تیر افزایش می‌یابد، قابل توجه‌تر خواهد بود. همچنین مشاهده می‌شود که سهم قاب‌های محاط با افزایش ضخامت ورق کاهش می‌یابد، و این کاهش در قاب‌های با مقاطع تیر سخت‌تر، بزرگ‌تر می‌باشد. اما در حالی که مقدار سهم قاب‌ها در ضخامت‌های پایین ورق میان‌قاب‌ی بالاتر است، زمانی که ضخامت ورق افزایش می‌یابد، مقدار کاهش مشارکت قاب در سختی سامانه کمتر می‌شود. این مسئله نشان می‌دهد که افزایش

جدول (۱۲): سهم ورق‌های میان‌قاب‌ی در سختی الاستیک سامانه

ورق / قاب	سهم ورق‌های میان‌قاب‌ی با ضخامت‌های مختلف روی سختی الاستیک سامانه در سامانه قاب خمشی (%)							
	۱ میلی‌متر	۲ میلی‌متر	۵ میلی‌متر	۸ میلی‌متر	۱۰ میلی‌متر	۱۳ میلی‌متر	۱۵ میلی‌متر	
۲-قاب	۸۷/۸	۹۰/۷	۹۲/۷	۹۳/۳	۹۳/۵	۹۳/۶	۹۳/۷	۹۳/۷
۳-قاب	۸۵/۹	۸۹/۷	۹۲/۴	۹۳/۱	۹۳/۳	۹۳/۶	۹۳/۷	۹۳/۷
۴-قاب	۸۴/۶	۸۸/۹	۹۱/۹	۹۲/۷	۹۳	۹۳/۳	۹۳/۴	۹۳/۴
۵-قاب	۸۳	۸۷/۹	۹۱/۳	۹۲/۲	۹۲/۶	۹۲/۹	۹۳	۹۳
۶-قاب	۸۰/۹	۸۶/۵	۹۰/۴	۹۱/۵	۹۱/۹	۹۲/۳	۹۲/۵	۹۲/۵
۷-قاب	۶۷/۳	۷۶/۲	۸۳/۱	۸۵/۱	۸۵/۸	۸۵/۵	۸۶/۸	۸۶/۸
۸-قاب	۵۲	۶۳/۴	۷۳/۴	۷۶/۵	۷۷/۵	۷۸/۶	۷۹/۱	۷۹/۱

سهم ورق‌های میان‌قاب‌ی با ضخامت‌های مختلف روی سختی الاستیک سامانه در سامانه قاب ساده

ورق / قاب	سهم ورق‌های میان‌قاب‌ی با ضخامت‌های مختلف روی سختی الاستیک سامانه در سامانه قاب ساده							
	۱ میلی‌متر	۲ میلی‌متر	۵ میلی‌متر	۸ میلی‌متر	۱۰ میلی‌متر	۱۳ میلی‌متر	۱۵ میلی‌متر	
۲-قاب	۹۷/۶	۹۸/۳	۹۸/۷	۹۸/۸	۹۸/۸	۹۸/۹	۹۸/۹	۹۸/۹
۳-قاب	۹۴/۷	۹۶/۳	۹۷/۳	۹۷/۶	۹۷/۷	۹۷/۸	۹۷/۸	۹۷/۸

پایه در تکیه‌گاه‌ها اتفاق می‌افتد. خرابی قاب مقاوم خمشی و غیر خمشی ۲ با ضخامت ورق ۲ میلی‌متر از طریق تسلیم ورق میان‌قابی طبقه اول و تسلیم ستون‌های طبقه پایه در تکیه‌گاه‌ها و اتصالات تیر به ستون طبقه اول اتفاق می‌افتد. خرابی قاب‌های مقاوم غیر خمشی ۲، ۳، ۴، ۵، ۶، ۷ و ۸ با ضخامت ورق ۵، ۸، ۱۰، ۱۳ و ۱۵ میلی‌متر از طریق تسلیم ورق میان‌قابی طبقه اول و تسلیم ستون‌های طبقه پایه در تکیه‌گاه پایه و اتصالات تیر به ستون طبقه اول اتفاق می‌افتد. همان‌طور که در بالا شرح داده شد، در این مطالعه، دو نوع سازوکار خرابی در سامانه‌های تحلیل شده، مشاهده می‌شود که این دو، سازوکار تسلیم یک شکل (یکنواخت) و سازوکار تسلیم طبقه نرم می‌باشند.

۶- نتیجه‌گیری

در این پژوهش، یک سامانه دیوار برشی فولادی لاغر بدون سخت کننده شامل یک ورق میان‌قابی با ضخامت‌های مختلف که توسط قاب مرزی، با ابعاد متفاوت تیر و ستون و با اتصال تیر به ستون خمشی و ساده محاط شده است، به منظور بررسی پاسخ‌های این سامانه تحت اثر بارهای جانبی به منظور کاهش آسیب‌پذیری سازه در مقابل تهدیدات طبیعی و انسان‌ساخت مورد ارزیابی قرار گرفت و نتایج زیر حاصل شد:

(۱) درصد مشارکت ورق‌های میان‌قابی در سختی الاستیک اولیه، در سامانه‌هایی که قاب ساده (مفصلی) دارند، بزرگ‌تر از سامانه‌هایی است که دارای قاب مقاوم خمشی هستند و دلیل آن این است که سختی اولیه قاب‌ها با اتصال تیر به ستون صلب خیلی بیشتر از اتصال تیر به ستون ساده (مفصلی) می‌باشد و به همین دلیل ورق میان‌قابی اثر کمی روی سختی سامانه دارد.

(۲) درصد مشارکت ورق‌های میان‌قابی در سختی الاستیک اولیه سامانه‌هایی که دارای اتصال تیر به ستون ساده (مفصلی) می‌باشند، با افزایش صلبیت تیر و ستون کاهش می‌یابد.

(۳) در سامانه‌هایی که دارای اتصال تیر به ستون ساده (مفصلی) هستند، افزایش مشارکت ورق‌های میان‌قابی در سختی سامانه با افزایش صلبیت تیر صورت می‌گیرد و انتخاب مقطع تیر متناسب، تأثیر قابل توجهی روی رفتار سامانه دیوار برشی فولادی بدون سخت کننده دارد.

(۴) با وجود اینکه صلبیت تیر اثر بیشتری روی سختی سامانه دارد اما با انتخاب مقطع ستون متناسب، که از سختی کافی برای پشتیبانی از سامانه برخوردار باشد، عملکرد سامانه مطلوب‌تر خواهد شد.

ضخامت ورق تأثیر کمی روی سهم ورق میان‌قابی در سختی الاستیک سامانه دارد. افزایش در سهم قاب‌ها با افزایش صلبیت تیر و ستون‌ها کاهش می‌یابد ولی افزایش در سهم قاب‌ها با افزایش صلبیت ستون در مقایسه با افزایش ضخامت ورق ناچیز است. این مشاهدات برای سامانه قاب مقاوم خمشی نشان می‌دهد که مقطع تیر متناسب، تأثیر قابل توجهی روی رفتار سامانه دیوار برشی فولادی بدون سخت کننده دارد. با این حال، باید یادآور شد که این تأثیر قابل توجه مقطع تیر می‌تواند با مقطع ستون متناسب، که از سختی کافی برای پشتیبانی از سامانه برخوردار است، معتبرتر شود. به منظور بررسی تأثیر ضخامت ورق، صلبیت تیر و ستون و نوع اتصال تیر به ستون روی پاسخ‌های الاستیک و غیر الاستیک مدل‌ها، رفتار غیر خطی و سازوکار خرابی قاب‌های تحلیل شده، باید مورد ارزیابی قرار گیرد. به جز قاب‌های با ضخامت ۱ میلی‌متر، در هر مدل مشاهده شد که رفتار غیر خطی سامانه با تسلیم ستون‌های طبقه پایه آغاز شده است. این بدان معناست که پاسخ سامانه با ضخامت‌های ورق میان‌قابی ۲، ۵، ۸، ۱۰، ۱۳ و ۱۵ میلی‌متر تا زمان تشکیل مفصل پلاستیک در ستون‌های پایه خطی-الاستیک بوده است. پس از آن، سامانه هنوز توانایی مقاومت در برابر افزایش بار را داشته و رفتار غیر الاستیک در دیگر نواحی قاب و پانل میان‌قابی پیشرفت کرده است. در قاب‌های با ضخامت ۱ میلی‌متر، رفتار غیر خطی با تسلیم ورق میان‌قابی آغاز شده است. ورق میان‌قابی تنها کمی قبل از اینکه ستون‌های طبقه پایه در قاب دوم غیر الاستیک شوند، تسلیم شده است. در قاب‌های ۳، ۴، ۵، ۶، ۷ و ۸ ابتدا مفصل پلاستیک در ستون‌های پایه تشکیل شده و سپس همه ورق‌ها در طبقات مختلف تسلیم شده‌اند. زمانی که ضخامت ورق میان‌قابی افزایش می‌یابد، تشکیل اولین مفاصل پلاستیک در ستون‌های پایه خیلی قبل‌تر از اینکه ورق‌های میان‌قابی تسلیم شوند، اتفاق می‌افتد. در این مطالعه، حداکثر تغییر مکان‌های سقف سامانه تحلیل شده به ۵۰۰ میلی‌متر محدود شده است، که معادل ۶/۲۵٪ ارتفاع کلی قاب‌ها می‌باشد و قاب‌ها در تغییر مکان سقف به‌عنوان یک سامانه خراب شده رفتار می‌کنند. خرابی قاب‌ها با ضخامت ورق ۱ میلی‌متر از طریق تسلیم کامل ورق‌های میان‌قابی در هر طبقه، تسلیم تیرهای طبقه در هر اتصال تیر به ستون (برای قاب‌های مقاوم خمشی) و تسلیم ستون‌های طبقه پایه در تکیه‌گاه پایه اتفاق می‌افتد. خرابی قاب‌های مقاوم خمشی ۳، ۴، ۵، ۶، ۷ و ۸ با ضخامت ورق ۲ میلی‌متر با تسلیم کامل ورق میان‌قابی در طبقه ۱ و ۲ و به صورت ناقص در طبقات ۳ و ۴، تسلیم تیرهای طبقه، نه در همه طبقات بلکه در اتصالات تیر به ستون دو طبقه اول و تسلیم ستون‌های طبقه پایه در تکیه‌گاه‌های پایه اتفاق می‌افتد. خرابی قاب‌های مقاوم غیر خمشی ۳، ۴، ۵، ۶، ۷ و ۸ با ضخامت ورق ۲ میلی‌متر از طریق تسلیم کامل ورق‌های میان‌قابی در هر طبقه و تسلیم ستون‌های طبقه

- (۵) درصد مشارکت قاب‌های مقاوم خمشی در سختی الاستیک سامانه با افزایش صلبیت تیر و ستون در حالی که ضخامت ورق میان‌قابی ثابت نگه داشته شده است، افزایش می‌یابد. با این حال افزایش در سهم قاب‌ها، زمانی که صلبیت تیر افزایش می‌یابد، قابل توجه‌تر خواهد بود.
- (۶) به جز قاب‌های با ضخامت ورق ۱ میلی‌متر که رفتار غیر خطی آن‌ها با تسلیم ورق میان‌قابی آغاز شده است، در مدل‌های دیگر مشاهده شد که رفتار غیر خطی سامانه با تسلیم ستون‌های طبقه پایه آغاز شده است. این بدان معناست که پاسخ سامانه با ضخامت‌های ورق میان‌قابی ۲، ۵، ۸، ۱۰، ۱۳ و ۱۵ میلی‌متر تا زمان تشکیل مفصل پلاستیک در ستون‌های پایه خطی - الاستیک بوده است. پس از آن، سامانه هنوز توانایی مقاومت در برابر افزایش بار را داشته و رفتار غیر الاستیک در دیگر نواحی قاب و پانل میان‌قابی گسترش می‌یابد.
- (۷) زمانی که ضخامت ورق میان‌قابی افزایش می‌یابد، تشکیل اولین مفاصل پلاستیک در ستون‌های پایه خیلی قبل‌تر از اینکه ورق‌های میان‌قابی تسلیم شوند، اتفاق می‌افتد.
- ۷- مراجع**
- [1] "AISC Load and Resistance Factor Design Specification," American Institute of Steel Construction Inc, Chicago, 1999.
- [2] Y. Takahashi, Y. Takemoto, T. Takeda, and M. Takagi, "Experimental Study on Thin Steel Shear Walls and Particular Bracings under Alternative Horizontal Load", Prelim. Rep. IABSE Symp. on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads, Lisbon, Portugal, 1973.
- [3] H. Mimura and H. Akiyama, "Load-Deflection Relationship of Earthquake-Resistant Steel Shear Walls with a Developed Diagonal Tension Field", Transactions, Architectural Institute of Japan, 1977.
- [4] L. J. Thorburn, G. L. Kulak, and C. J. Montgomery, "Analysis of Steel Plate Shear Walls", Structural Engineering Report no. 107, Dept. of Civil Eng., Univ. of Alberta, Edmonton, Canada, 1983.
- [5] P. A. Timler and G. L. Kulak, "Experimental Study of Steel Plate Shear Walls", Struct. Eng. Report no. 114, Dept. of Civil Eng., Univ. of Alberta, Edmonton, Canada, 1983.
- [6] H. Aoyama and Y. Yamamoto, "A Seismic Strengthening of Existing RC Building by Steel Panel Shear Walls with Rims," Transactions, Japan, Concrete Institute Aoyama, H., Yamamoto, Y., 1984.
- [7] E. W. Tromposch and G. L. Kulak, "Cyclic and Static Behavior of Thin Panel Steel Plate Shear Walls," Struct. Eng. Report no. 145, Dept. of Civil Eng., Univ. of Alberta, Edmonton, Canada, 1987.
- [8] M. Elgaaly, V. Caccese, and R. Chen, "Experimental Study of thin Steel -Plate Shear Walls under Cyclic Loads," ASCE J. of Struct.Eng., vol. 119, no. 2, pp. 588-605, 1993.
- [9] M. Xue and L. Lu, "Interaction of Infilled Steel Shear Wall Panels with Surrounding Frame Members," proc. Struct. Stability Research Council Annual Technical Session, Bethlehem, Pa, pp. 320-360, 1994.
- [10] R. G. Driver, G. L. Kulak, A. E. Elwi, and D. J. L. Kennedy, "Cyclic Test of a Four-story Steel Plate Shear Wall," ASCE J. of Struct. Eng., vol. 124, no. 2, pp. 121-130, 1998.
- [11] M. Rezai, "Seismic Behavior of Steel Plate Shear Walls by Shake Table Testing," Phd Dissertation, Dept. of Civil Eng., Univ. of British Columbia, Vancouver, Canada, 1999.
- [12] P. Kuhn, J. P. Peterson, and L. R. Levin, "A Summary of Diagonal Tension, Part I- Methods of Analysis," Technical Note 2661, Langley Field (VA): National Advisory Committee for Aeronautics, Langley Aeronautical Laboratory, 1952.
- [13] A. S. Lubell, H. G. L. Prion, C. E. Ventura, and M. Rezai "Unstiffened Steel Plate Shear Wall Performance under Cyclic Load", ASCE J. of Struct. Eng., vol. 126, no. 4, pp. 453-460, 2000.
- [14] FEMA 2000, "Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings," Report No. FEMA 356, Federal Emergency Management Agency, Washington D.C
- [15] G. L. Kulak, D. J. L. Kennedy, R.G. Driver, and M. Medhekar, "Steel Plate Shear Walls _ an Overview," AISC Eng. J., 38(1), 2001.
- [16] M. Behbahani, R. Hussain, G. Driver, and G. Y. Grondin, "Recent Developments and Future Directions in Steel Plate Shear Wall Research," Proc. North American Steel Construction Conf., May, Ft. Lauderdale, FL, USA, 2003.
- [17] J. Berman and M. Bruneau, "Plastic Analysis and Design of Steel Plate Shear Walls," ASCE J. of Struct. Eng., vol. 129, no. 11, pp. 1448-1456, 2003.
- [18] M. Bruneau and d. Vian, "Testing of Special LYS Steel Plate Shear Walls," 13th World Conf. on Earthquake Eng. Vancouver, BC, Canada, Paper No. 978, 2004.
- [19] M. H. K. Kharrazi and S. Sabouri_Ghomi, "Modified sheet-frame interaction model," Phd. Dissertation, Univ. of British Columbia, Vancouver, BC, Canada, 2004.
- [20] G. Driver, J. Shishkin, and Y. Grondin, "Analysis of Steel Plate Shear Walls using the Modified Strip Model," Univ. of Alberta, Dept. of Civil and Environmental Eng., 2005.

- Resistance,” Thesis Submitted to the Faculty of Virginia Polytechnic Institute and State Univ. Inpartial Fulfillment of the Requirements for the Degree of MSc., Dept. of Civil Eng., 2012.
- [26] S. Sabouri-Ghomi and S. R. Asad Sajjadi, “Experimental and Theoretical Studies of Steel Shear Walls with and without Stiffeners,” Civil Eng. Department, K.N. Toosi Univ., Tehran, Iran, 18 April 2012.
- [27] T. Heydari and M. Habibi, “Strengthening of Steel Plate Shear Wall,” J. of Constructional Steel Research, 2015.
- [28] J. Vafi Shahri and H. Khosravi, “Investigation of Bukling of Composite Steel Shear Wall with Smooth and Corrugated Sheets,” 2017.
- [29] X. Y., Li and X., Jinlong Pan, “Mechanical Behavior of Full-scale Composite Steel Plate Shear Wall Restrained by ECC Panels,” J. of Constructional Steel Eng, 2021,
- [21] M. H. K. Kharrazi, “Rational Method for Analysis and Design of Steel Plate Shear Walls,” Phd. Dissertation, Univ. of British Columbia, Vancouver, BC, Canada, 2005.
- [22] P. Wan-Shin and Y. Hyun-Do, “Numerical Study of EarthQuake Performance of Steel Plate Shear Walls,” Dept. of Civil and Environmental Eng., Univ. of Cincinnati, 765 Baldwin Hall, Cincinnati, OH 45221, USA, 2007.
- [23] S. Sabouri_Ghomi and M. Gholhaki, “Ductility of Thin Steel Plate Shear Walls,” Asian J.of Civil Eng. (Building and Housing), Vol. 9 No. 2 pp. 150-168, 2008.
- [24] M. M. Alinia and H. R. Habashi, “Characteristics of the Wall_Frame Interaction in Steel Plate Shear Walls,” J. of Constructional Steel Research, vol. 134, no. 5, pp. 15, 2008.
- [25] M. Koppal, “Computational Investigation of Tunable Steel Plate Shear Walls for Improved Seismic

Numerical Investigation of Seismic Performance of Thin Steel Shear Walls Without Stiffeners with Passive Defense Approach

S. E. Abtahi*, S. H. Hoseini Lavasani

Abstract

Since 1973, the steel shear wall system has been considered by researchers and structural designers as a lateral resistance system. This lateral resistance system has shown good performance against threats. According to the cost-benefit principle in passive defense, the results of a study on the behavior of shear walls show that the steel shear wall system will save about 50% in steel consumption compared to the flexural frame system. Since the purpose of passive defense is to reduce the vulnerability of assets against natural and man-made threats, the steel shear wall system as a lateral bearing system, in addition to being light compared to concrete shear walls, has high hardness and ductility, and in addition to Reducing the effects of the natural threat of an earthquake will also work effectively against man-made threats such as bombs and missiles and its effects, such as blast waves. Despite its high efficiency, this system has not been used significantly in Iran. In this article, various responses of thin steel shear wall system without stiffeners against lateral resistance have been investigated and the effect of three main parameters of this system has been studied. These three parameters are: beam-to-column connection type, stiffness of the beam and column (the stiffness of the border points of the frame) and the thinness ratio of the sheet (the ratio of the distance between the center line of the column and the thickness of the sheet).

Key Words: *Steel Plate Shear Wall, Beam-to-Column Connection, the Stiffness of the Beam and Column, Plastic Hinge*

* Resercher-Imam hosein university, Tehran, Iran. (ehsan_ab3001@yahoo.com) - Writer-in-Charge