

بررسی عملکرد قاب فولادی با ورق‌های پرکننده فولادی و مهاربند واگرا تحت بارگذاری فزاینده

رضا خلیلی ساربانقلی^۱، احمد ملکی^{۲*}، رامین کتاب‌فروش بدری^۳

۱- دانشجوی دکترای مهندسی عمران گرایش زلزله، دانشگاه آزاد اسلامی واحد مراغه، مراغه، ایران

۲- استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد مراغه، مراغه، ایران

۳- استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد آذرشهر، آذرشهر، ایران

A.maleki@iau-maragheh.ac.ir*

تاریخ پذیرش ۹۹/۱۲/۲۷

تاریخ دریافت ۹۹/۰۹/۰۳

چکیده

در این مقاله به بررسی رفتار قاب‌های فولادی دارای مهاربند واگرا و صفحات نازک پرکننده پرداخته شده است. هدف اصلی این پژوهش ارائه فرم جدیدی از مهاربند واگرا است، که با اضافه نمودن ورق فولادی نازک زیر تیر پیوند موجب بهبود رفتار لرزه‌ای آن می‌شود. در مدل پیشنهادی به علت اضافه نمودن ورق‌های پرکننده، سختی خمشی و برشی تیر پیوند موجود در قاب مهاربند جوابگوی نیروهای وارد نخواهد بود. از این رو برای تأمین سختی و افزایش مقاومت قاب، استفاده از یک ورق فولادی در زیر تیر پیوند متصل به صفحات اتصال مهاربند پیشنهاد شده است. در مدل‌های پیشنهادی دو گروه مدل با ورق فولادی زیر تیر پیوند (ورق فولادی میانی) مورد بررسی قرار گرفته است. در گروه اول و دوم تمامی تحلیل‌ها از نوع استاتیکی با در نظر گرفتن آثار غیرخطی هندسی در یک قاب واگرا با ورق‌های پرکننده که ارتفاع ورق زیر تیر پیوند (ورق فولادی میانی) به ترتیب برابر ۴۶۰ و ۷۴۲ میلی‌متر است. پارامترهای مورد بررسی شامل، ارتفاع ورق میانی، ضخامت ورق میانی و تاثیر آرایش سخت کننده‌ها بر عملکرد قاب است. برای بررسی عددی رفتار مدل‌ها از روش اجزای محدود با استفاده از نرم‌افزار Abaqus، به روش بارافزون استفاده شده است. نتایج تحلیل در مدل‌ها، شامل: منحنی نیرو-جابجایی، زوال سختی، جابجایی برون صفحه دیوار به علت کمانش، انرژی اتلافی غیر کشسان در سازه و توزیع تنش در سازه (کانتور تنش) می‌باشند. مطابق نتایج مدل‌های عددی ورق فولادی میانی در تأمین سختی و افزایش مقاومت سازه از اهمیت بسیار بالایی برخوردار است. همچنین با افزایش ارتفاع ورق میانی توسعه میدان کششی قطری به داخل ورق پرکننده افزایش می‌یابد، در نتیجه می‌توان کمانش‌های موضعی را به کمانش‌های کلی در ورق‌های پرکننده تبدیل نمود. در بین آرایش سخت کننده‌ها مشاهده شد، سخت کننده زیر ورق میانی کمترین تاثیر در بهبود پاسخ نیرو-جابجایی سازه را دارد و با بررسی مدل‌ها با ورق میانی به ارتفاع ۴۶۰ میلی‌متر، دارای ۲ سخت کننده عمودی در مقایسه با مدل ۴ سخت کننده ظرفیت سازه (نیرو-جابجایی) در حدود ۳۱٪ افزایش یافته است.

کلمات کلیدی: قاب فولادی، مهاربند واگرا، صفحات پرکننده فولادی، اجزای محدود، بارگذاری فزاینده، سختی

۱- مقدمه

کنترل جابه‌جایی سازه‌ها تحت اثر جانبی ناشی از بارهای جانبی حاصل از زلزله به ویژه برای سازه‌ها در مناطق با خطر لرزه خیزی بالا یکی از مهمترین پارامترهای طراحی سازه‌ها است. دیوارهای برشی فولادی معمولاً به عنوان یکی از سیستم‌های مقاوم در برابر بارهای جانبی برای بهبود رفتار لرزه‌ای سازه‌های فولادی مطرح هستند [3-1]. دیوارهای برشی فولادی براساس شبیه‌سازی آن‌ها با تیرهای طره‌ای که شامل ورق فولادی عمودی متصل به اجزای مرزی هستند، طراحی می‌شوند [4-6]. دیوارهای برشی فولادی شامل ورق فولادی، که توسط ستون‌ها (اجزای مرزی عمودی) و تیرها (اجزای مرزی افقی) احاطه شده است. این ورق‌های فولادی می‌توانند در ناحیه کششی قطری کمانش کنند [7]. مطالعات انجام شده در این زمینه نشان داده است که این سیستم‌ها در برابر نیروهای جانبی دارای مقاومت بالا، اتلاف انرژی و سختی مناسب برخوردار و همچنین به علت سادگی در اجرا به سرعت در حال گسترش هستند. از همین‌رو در چند دهه اخیر در ساخت، تقویت و مقاوم‌سازی سازه‌ها در کشورها با زلزله‌خیزی بالا مورد استفاده قرار گرفته است [8, 9]. در حالت کلی، وزن سازه‌های مجهز به دیوار برشی فولادی نسبت به سایر سیستم‌های مشابه کمتر بوده و استفاده از آن در نواحی با لرزه خیزی بالا مناسب است [10-12]. استفاده از دیوار برشی فولادی در سازه‌ها با اهمیت بالا مانند سازه بیمارستان Olive، منجر به کاهش نیرو در فونداسیون و به دنبال آن وزن کلی سازه نیز کاهش یافت [13]. مطالعات انجام گرفته در مورد دیوار برشی نشان دادند که مقاومت پسا کمانشی این دیواره‌ها به صورت شدیدی وابسته به توسعه میدان کشش قطری است که این موارد متاثر از اتصال داخلی المان‌های مرزی با ورق فولادی است. همچنین به علت سختی خمشی کافی در المان‌های مرزی می‌تواند منجر به توسعه میدان کشش قطری و استفاده بیشتر از ظرفیت کلی ورق فولادی شود [14, 15]. برای بهبود رفتار دیوارهای برشی فولادی توسط سخت کننده‌های جوش نشده به ورق فولادی توسط YU و همکاران ارائه شد. در این روش برای جلوگیری خسارت ناشی از شوک اصلی زلزله و مهار افزایش دریافت بین طبقات سازه‌ای استفاده از سخت کننده‌های چند ضلعی جوش

نشده موثر است. همچنین سخت کننده‌های چند ضلعی جوش داده نشده در تقویت ظرفیت پیچشی مانند سخت کننده‌های جوش شده موثر هستند [16]. پانل‌های بتنی مسلح تنها برای جلوگیری از کمانش ورق فولادی به کار برده می‌شود. اگرچه به علت خطاهای ساخت و ایجاد فاصله مناسب مابین پنل بتنی مسلح و ورق فولادی، مودهای کمانشی در ورق فولادی داخلی قابل مشاهده است [17, 18]. بعد از کمانش به علت توسعه میدان کشش، مقاومت برشی مضاعفی را ایجاد می‌کند. به ویژه برای توسعه کامل میدان کششی، هر یک از اجزای مرزی که به پنل برشی متصل شده، باید از سختی خمشی کافی برخوردار باشند. از این‌رو مطابق توسعه آیین‌نامه ANSI/AISC 341-10 اجزای مرزی قائم لنگر داخلی حول محور صفحه جان نباید کوچک‌تر از $0.00307t^4/L$ باشد. که t ، h و L به ترتیب ضخامت، ارتفاع و عرض ورق فولادی است [19].

از دیگر سیستم‌های مقاوم در برابر بارهای جانبی ناشی از زلزله سیستم‌های مهاربندی است [20]. که در مقایسه با قاب‌های فولادی خمشی از سختی بالایی برخوردار بوده، که هریک از لحاظ مهندسی سازه‌ای مورد قبول هستند. در حالت کلی سختی محوری اجزای سازه‌ای نسبت به سختی خمشی کافی و موثرتر است. از این‌رو مهم‌ترین پارامتر برای مقابله با بارهای جانبی مقدار سختی قاب‌های مهاربندی است. توسعه سیستم های مهاربندی جانبی و دتایل‌های اجرایی مربوطه از سال ۱۹۶۰ آغاز و مطالعات به صورت جدی در این مورد تا کنون ادامه یافته است. سه گروه از مهاربند جانبی، شامل؛ مهاربندهای هم‌محور^۱ (CBF)، مهاربندهای برون محور^۲ (EBF) و مهاربندهای کمانش‌تاب^۳ (BRBF) از جمله سیستم‌های مورد توجه پژوهشگران و طراحان سازه‌های فولادی هستند. در حالت کلی استهلاک انرژی در سیستم‌های CBF و BRBF عمدتاً به واسطه رفتار مهاربندها و در سیستم‌های EBF توسط شکل‌پذیری در اجزای پیوند حاصل می‌شود. یکی از روش‌های ارزیابی‌های ساده و مقاوم‌سازی سازه‌ها طراحی براساس روش مستقیم^۴ (DDBD) است [21-23]. رفتار لرزه‌ای مناسب قاب‌های مهاربندی شده توسط بادبندهای شورن نیازمند در نظر

1-Concentric braced frame
2-Eccentrically braced frame
3-Buckling- restrained braced frame
4-Direct displacement based design

همچنین در رابطه (۲) A_c سطح مقطع ستون‌ها و I_c ممان اینرسی ستون‌ها ستون‌های متصل به دیوار برشی فولادی است. h و A_g به ترتیب ارتفاع طبقه و سطح مقطع تیر است. برای تعیین ضخامت ورق ابتدا سطح مقطع معادل مهاربند تعیین و سپس ضخامت ورق براساس سطح مقطع معادل مهاربند مشخص می‌شود، که ورق به تعدادی نوار مورب تبدیل می‌شود که سطح مقطع هر نوار از رابطه پیشنهادی بند 6C آیین نامه تعیین می‌شود [25]:

$$A_s = \frac{L \cos a + h \sin a}{n} t \quad ۳$$

همچنین برای جلوگیری از کمناش اجزای مرزی قائم به علت اینکه تحت تاثیر میدان کششی قطری قرار گیرد، حداقل ممان اینرسی اجزای مرزی قائم باید از رابطه (۲۲-۳) بند ۳، ۴، ۱ آیین نامه بزرگ‌تر باشد [26]:

$$I_c \geq \frac{0.00307 t h^4}{L} \quad ۴$$

۳- مدل‌سازی عددی

برای تحلیل و بررسی آثار قاب‌های مجهز به دیوار برشی فولادی و مهاربندهای واگرا، از نتایج آزمایشگاهی یک قاب فولادی یک طبقه یک دهانه به ارتفاع ۲۳۶۰ میلی‌متر و عرض دهانه ۳۶۶۰ میلی‌متر و دارای مهاربند واگر هست، استفاده شده است [27]. در این پژوهش از نرم‌افزار المان محدود Abaqus برای درستی‌آزمایی و مدل‌سازی و تحلیل مدل‌ها و نیز به بررسی رفتار و پاسخ قاب‌های مهاربندهای واگرا با ورق‌های پرکننده فولادی استفاده شده است. برای مدل‌سازی اجزای مرزی (تیر و ستون)، بادبند و ورق فولادی پرکننده از المان پوسته (Shell) چهار گرهی با انتگرال کاهش یافته (S4R) استفاده شده است. هر گره دارای شش درجه آزادی به منظور در نظر گرفتن کمناش در ورق پر کننده (تغییر شکل‌های بزرگ) و اجزای مرزی است. با فرض اینکه کمناش خارج از صفحه در تیر و ستون رخ نخواهد داد، در تحلیل‌های عددی، درجه آزادی جابه‌جایی خارج صفحه ستون و تیر محدود خواهد شد. در این مطالعه برای تحلیل از روش استاتیکی غیرخطی برای بررسی و تدقیق نتایج بدست آمده و نیز تفاوت‌ها در مکان‌یابی کمناش موضعی اعضا استفاده شده است.

گرفتن ضوابط لرزه‌ای اشاره شده مانند آیین‌نامه AISC340 است. Sizemore و همکاران عملکرد عددی قاب‌های ۲ بعدی که دارای مهاربندهای شورن بودند را مورد بررسی قرار دادند و دریافتند که قاب‌های شورن که دارای المان پیوند بزرگ‌تر، از ظرفیت اتلاف انرژی بزرگ‌تری نیز برخوردار است [24]. همان گونه که میدانیم قاب‌های خمشی فولادی از شکل‌پذیری بالایی برخوردار هستند، ولی سختی قابل ملاحظه‌ای ندارند. از این رو برای رفع این نقیصه، استفاده از مهاربندهای ضربردی و یا دیوار برشی فولادی پیشنهاد می‌شود. در دو سیستم مهاربند ضربردی و دیوار برشی فولادی، یک سری محدودیت‌هایی از لحاظ معماری وجود دارد. برای رفع قسمتی از این محدودیت‌ها و همچنین افزایش شکل‌پذیری سازه، استفاده از مهاربندهای واگرا پیشنهاد می‌شود. مهاربندهای واگرا در مقایسه با مهاربندهای ضربردی و یا دیوارهای برشی فولادی سختی قابل ملاحظه‌ای ندارند، ولی از شکل‌پذیری مناسبی برخوردار هستند، که برای مرتفع نمودن این مشکل در این مقاله استفاده از ورق‌های پرکننده پیشنهاد می‌شود.

۲- معادلات حاکم بر طراحی دیوارهای برشی

به منظور طراحی دیوارهای برشی می‌توان از آیین‌نامه فولاد آمریکا (AISC2016) استفاده نمود. در آیین‌نامه براساس بارهای وارد شده با یک حدس اولیه، ابعاد تیر و ستون مشخص می‌شود. سپس ورق فولادی مشابه یک عضو خرابایی تحت بار کششی طراحی می‌شود، پس از تعیین مقطع اولیه هر بادبند، ضخامت ورق فولادی مطابق بخش F5 بند ۸ آیین نامه مشخص می‌شود [25]:

$$t = \frac{2A_b \Omega \sin \theta}{L \sin 2a} \quad ۱$$

A_b سطح مقطع بادبند معادل، Ω ضریب اضافه مقاومت مطابق بخش F5 بند ۸، که برای سازه دیوار برشی فولادی $1/2$ ، θ زاویه مهاربند و ستون، L عرض دهانه قاب و a زاویه تشکیل میدان کشش قطری است. همچنین برای تعیین زاویه تشکیل میدان کشش قطری در ورق فولادی از رابطه (۱-۳) بند ۲، ۳، ۱ استفاده کرد [26].

$$\tan^4 a = \frac{1 + \frac{t \cdot L}{2A_c}}{1 + \text{th}\left(\frac{1}{A_g} + \frac{h^3}{360I_c L}\right)} \quad ۲$$

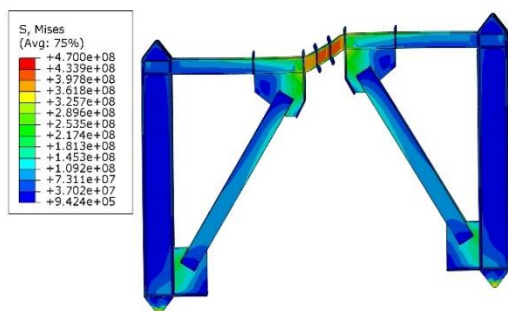


Fig. 1. Stress contours of FE model of Bruneau and Berman

شکل ۲. مقایسه نتایج آزمایشگاهی Bruneau و Berman [27] با مدل اجزای محدودی

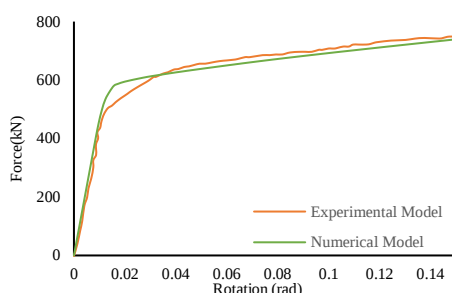


Fig. 2. Comparison of FE analysis with experimental results of Bruneau and Berman [27]

شکل ۳. مدل آزمایشگاهی Driver و همکاران سال ۱۹۹۷ [28]

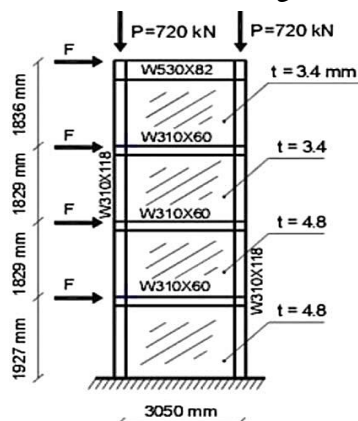


Fig. 3. Driver et al lab models 1997[28]

شکل ۴. مقایسه نتایج آزمایشگاهی Driver و همکاران [28] با مدل اجزای محدودی

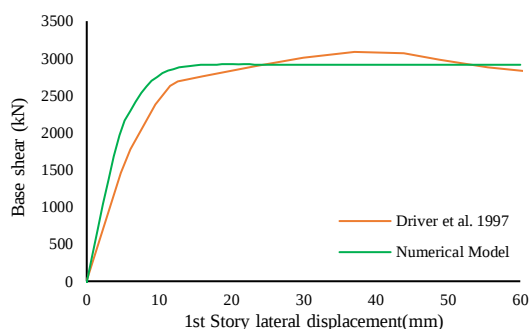


Fig. 4. Comparison of FE analysis with experimental results of Driver et al [28]

جدول ۱. مشخصات هندسی مدل های عددی مورد بررسی

۴- مطالعه موردی

۴-۱- مشخصات سازه مورد بررسی

در این طرح پیشنهادی قبل از شروع به مدل سازی مدل های عددی ابتدا باید چند مدل آزمایشگاهی مرتبط با موضوع پیشنهادی در نرم افزار اجزای محدود مدل سازی شود، و از درستی و سقم روش های مدل سازی اطمینان حاصل شود. همچنین به علت نبود مدل جامع آزمایشگاهی مدل های همسان سازی مختلفی برای پوشش دادن مدل مذکور استفاده شده است. از این رو برای مدل سازی و آشنایی با رفتار بادبندهای برون محور از مدل Bruneau و Berman در سال ۲۰۰۷ استفاده، و نمونه مورد بررسی در آزمایشگاه به صورت یک مدل تحلیلی در نرم افزار Abaqus مدل سازی، و بعد از آنالیز کانتور تنش مدل مطابق شکل (۱) نشان داده شده است. همچنین در شکل (۲) محور افقی دوران تیر پیوند و محور عمودی مقدار نیروی وارد شده به قاب را نشان می دهند و خطای میانگین بین دو نمودار تقریباً برابر ۳٪ است که هماهنگی خوبی بین نتایج آزمایشگاهی و مدل عددی مشاهده می شود [27]. همچنین به علت مشابهت مدل سازی ورق های پرکننده با مدل دیوار برشی فولادی، مطالعه ای تحت عنوان مدل های اجزای محدودی ساده شده در دیوار برشی فولادی توسط Driver و همکاران [28] مورد بررسی قرار گرفت. این نمونه آزمایشگاهی شامل یک قاب فولادی ۴ طبقه با اتصالات خمشی و ورق های پرکننده فولادی است، که ابعاد و مشخصات هندسی مدل آزمایشگاهی در شکل (۳) نشان داده شده است. در شکل (۴) نتایج حاصل از مدل های عددی و آزمایشگاهی ارائه شده است. مطابق دو نمودار حاصل از مدل های اجزای محدودی ملاحظه می شود، نتایج نمودارهای ظرفیت تحت بارگذاری بارافزون (نیرو- تغییر مکان) از هماهنگی و دقت کافی تا مرحله پیش بینی ظرفیت نهایی مدل آزمایشگاهی برخوردار بوده و میانگین خطا بین نتایج آزمایشگاهی و مدل سازی عددی در حدود ۵٪ است.

شکل ۱. کانتور تنش مدل اجزای محدودی مدل Bruneau و Berman

Group	Model	Column	Brace	Steel Plate thickness (mm)	Mid Plate thickness (mm)	Height mid Plate (mm)	Stiffener thickness (mm)	Stiffener width (mm)	Gusset plate thickness (mm)
Group I	W8-LP8	W310×143	HSS178×178×12.7	8	8	460			15
	W8-LP10	W310×143	HSS178×178×12.7	8	10	460			15
	W8-LP15	W310×143	HSS178×178×12.7	8	15	460			15
	W8-LP15-Bs	W310×143	HSS178×178×12.7	8	15	460	10	60	15
	W8-LP15-2Vs	W310×143	HSS178×178×12.7	8	15	460	10	60	15
	W8-LP10-4Vs	W310×143	HSS178×178×12.7	8	10	460	10	60	15
	W8-LP15-4Vs	W310×143	HSS178×178×12.7	8	15	460	10	60	15
Group II	W8-LP10-VHs	W310×143	HSS178×178×12.7	8	10	460	10	60	15
	W8-LP10	W310×143	HSS178×178×12.7	8	10	742			15
	W8-LP15	W310×143	HSS178×178×12.7	8	15	742			15
	W8-LP10-Bs	W310×143	HSS178×178×12.7	8	10	742	10	60	15
	W8-LP10-2Vs	W310×143	HSS178×178×12.7	8	10	742	10	60	15
	W8-LP10-4Vs	W310×143	HSS178×178×12.7	8	10	742	10	60	15
	W8-LP10-4VHs	W310×143	HSS178×178×12.7	8	10	742	10	60	15

Table.1. Geometry characteristics numerical models.

معیارهای خرابی می‌تواند کاهش و یا افت مقدار مقاومت در یک گام افزایشی بارگذاری نسبت به گام قبلی در نظر گرفت. در این پژوهش معیار خرابی ناشی از کماتش در اعضای قاب مد نظر است. حتی بعد از کاهش مقاومت، بارگذاری تا حدی ادامه می‌یابد که ورق فولادی به نزدیکی معیار گسیختگی و تیر نیز به مرحله تسلیم برسد و در این مرحله بارگذاری متوقف خواهد شد. سازوکار مطلوب پیشنهادی در این پژوهش به صورت ایجاد تنش پلاستیک در ورق فولادی میانی و سپس انتقال تنش مابین تیر پیوند و ورق‌های پرکننده است. در مرحله آخر، با ادامه بارگذاری گسیختگی در صفحات اتصال بادبند به ستون نیز می‌تواند قابل مشاهده باشد. همچنین در تمامی مراحل بارگذاری ستون‌ها باید در حالت کشسان باقی بمانند. به عبارت دیگر ستون‌های باید از ظرفیت خمشی کافی برای تحمل نیروهای وارد شده ناشی از تشکیل میدان کششی قطری را داشته باشند، تا قبل از تشکیل میدان کششی قطری در ورق فولادی جاری نشود. بنابراین استخراج نتایج در مدل‌های المان محدودی تا مرحله‌ای از بارگذاری معتبر خواهد بود که تنش گسیختگی ورق پرکننده فولادی به نقطه تسلیم برسد و داده های نرم‌افزاری بعد از این سازوکار، از نتایج اصلی فیلتر خواهد شد. از این‌رو با فرض فوق می‌توان بیان کرد معیار خرابی در نظر گرفته شده محافظه کارانه بوده، و ظرفیت نهایی سازه در مدل‌های واقعی می‌تواند بیشتر از مقدار ارائه شده در پژوهش حاضر باشد. برای اینکه بتوان تا حد مطلوبی رفتار سازه پیشنهادی را مورد بررسی و مطالعه کرد ۲ گروه مدل پیشنهاد شده است. گروه اول شامل ۸ مدل که ارتفاع ورق میانی برابر

۲-۴- ویژگی مصالح و بارگذاری

منحنی رفتاری مصالح در مدل‌های پیشنهادی در المان‌های مرزی و صفحه فولادی به صورت الاستوپلاستیک است. نسبت پواسون و مدول الاستیسیته Es برای ورق فولادی به ترتیب برابر ۰/۳ و ۲۰۰ Gpa و تنش تسلیم برابر 240 kg/cm^2 در نظر گرفته شده و در جدول شماره (۱) مشخصات هندسی مدل‌های عددی براساس آیین‌نامه AISC 341 طراحی و در شکل (۵) اجزای تشکیل دهنده قاب فولادی پیشنهادی نشان داده شده است. در نام‌گذاری مدل‌ها عبارت اول ضخامت ورق پرکننده و عبارت دوم ضخامت ورق میانی و عبارت سوم تعداد و چگونگی قرار گیری سخت کننده‌ها را نشان می‌دهند. به عنوان نمونه در مدل W8-LP10-4VHs ضخامت ورق پرکننده برابر ۸ میلی‌متر، ضخامت ورق میانی ۱۰ میلی‌متر و این مدل دارای ۴ سخت کننده عمودی و یک سخت کننده طولی است.

شکل ۵. اجزای تشکیل دهنده سیستم سازه پیشنهادی

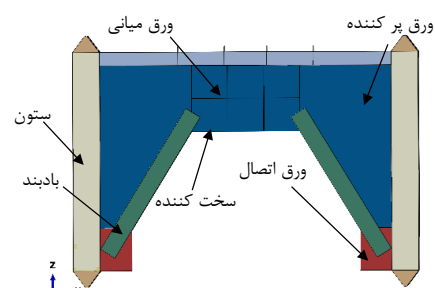


Fig. 5. Member constituent of proposed structural system.

در کارهای صورت پذیرفته در آزمایشگاه بارگذاری تا مرحله گسیختگی اعضا ادامه می‌یابد ولی در مدل‌های اجزای محدودی برای توقف تحلیل، باید معیار خرابی تعریف شود. یکی از

۶۱۰ میلی‌متر و در گروه دوم ۶ مدل که ارتفاع ورق میانی برابر ۷۴۲ میلی‌متر که مشخصات هندسی مدل‌ها مطابق جدول (۱) است. همچنین ارتفاع ورق میانی به شکلی انتخاب شده است که علاوه بر تامین دسترسی و عدم ایجاد محدودیت در فضاهای معماری، میدان‌های کششی قطری در ورق‌های پرکننده نیز شکل بگیرد. از این‌رو ارتفاع ورق میانی ۲۰٪ و ۳۰٪ ارتفاع سازه در نظر گرفته شده است. از نمونه آزمایشگاهی Berman و Bruneau [27] به عنوان مدل مبنا انتخاب شده و همچنین بارگذاری تا مرحله‌ای ادامه می‌یابد که المان‌های اصلی (تیر، ستون و بادبند) در انتهای بارگذاری در حالت کشسان باشند. سپس ورق‌های پرکننده و آرایش سخت کننده‌ها به شکلی به سازه اضافه شدند، که رفتار تیر پیوند سازه که در مدل آزمایشگاهی برشی است را تغییر ندهند. در تمامی مدل‌های گروه اول و دوم مدل‌سازی اعضا با المان‌های Shell (S4R) انجام شده و همچنین تحلیل‌ها به صورت استاتیکی غیر خطی با در نظر گرفتن آثار غیر خطی هندسی^۵ هستند.

۵- نتایج

۱-۵- نتایج بارافزون مدل‌های گروه I

نمودار بار افزون (نیرو- جابه‌جایی) برای مدل‌های گروه I، (ارتفاع ورق میانی برابر ۶۱۰mm) در شکل‌های (۶ الی ۸) نشان داده شده است. در این نمودارها مرحله اول سختی کشسان سازه، سپس پاسخ سازه در مرحله غیر کشسان و در انتهای بارگذاری تاثیر کمناش موضعی بر پاسخ سازه نیز قابل ملاحظه است. در شکل شماره (۶)، تاثیر تغییرات ضخامت ورق فولادی در مدل‌های گروه I که دارای ارتفاع ۶۱۰mm می‌باشند، نشان داده شده است. در این سه مدل، تغییر در ضخامت ورق فولادی میانی تاثیری در سختی اولیه سازه نداشته و در دو مدل W8-LP8 و W8-LP10 بعد از ورود سازه به مرحله غیرکشسان دچار کمناش موضعی شده که به ترتیب جابه‌جایی‌های متناظر برابر ۶ و ۱۰ میلی‌متر است. در مدل W8-LP15 با افزایش ضخامت ورق فولادی میانی اولاً از جابه‌جایی برون صفحه بادبند و ورق اتصال جلوگیری شده و از طرفی دیگر کمناش موضعی در جابه‌جایی ۳۰ میلی‌متر رخ داده که نسبت به دو مدل فوق عملکرد سازه بهبود یافته است. در

بررسی نتایج این سه مدل ملاحظه می‌شود، افزایش ضخامت منجر به افزایش مقاومت سازه و همچنین کمناش دیر هنگام ورق میانی شده و از افت ناگهانی سختی و مقاومت سازه در مرحله پلاستیک جلوگیری بعمل آمده است. در شکل‌های (۹ و ۱۰) توزیع تنش در ورق فولادی و محل کمناش موضعی قابل مشاهده می‌شود. در نمودار شکل (۷) نیز در مدل W8-LP10-VHs از ۴ سخت کننده عمودی و ۲ سخت کننده طولی و در مدل W8-LP10-4Vs از ۴ سخت کننده‌های عمودی استفاده شده، که الگوی پاسخ سازه در هر دو مدل تقریباً یکسان است. هدف اصلی استفاده از این سخت کننده‌ها کنترل و محدود کردن کمناش در ناحیه اتصال بادبند شکل‌های (۹ و ۱۰) به ورق اتصال است. با افزایش سختی موضعی در این ناحیه می‌توان انتظار داشت کمناش در ناحیه غیر کشسان از دامنه کمتری برخوردار باشد، و از افت‌های ناگهانی در طیف پاسخ سازه جلوگیری شود. از این‌رو مطابق شکل (۷) استفاده از سخت کننده‌ها، مانع از کمناش زود هنگام ورق فولادی میانی شده و همچنین افزایش تعداد سخت کننده نیز باعث افزایش ظرفیت سازه شده است. مطابق شکل (۷) ملاحظه می‌شود، در مدل W8-LP10-4Vs حداکثر برش پایه برابر ۱۸۹۵kN و در مدل W8-LP10-4VHs که دارای سخت کننده‌های طولی و عرضی است، حداکثر برش پایه برابر ۱۴۸۶ kN که نسبت به مدل W8-LP10-4Vs، ظرفیت سازه ۲۷/۵٪ کاهش یافته است. همچنین در مدل W8-LP10-4VHs همان‌گونه که در شکل (۱۱) نشان داده شده، سازه در محدوده اتصال بادبند به ورق اتصال از کمناش موضعی محدودی برخوردار است. در نمودار شکل (۸) نیز ضخامت ورق فولادی میانی برای تمامی مدل‌ها برابر ۱۵mm است، و در مدل W8-LP15-4Vs دارای ۴ سخت کننده عمودی، W8-LP15-2Vs دارای ۲ سخت کننده عمودی و در مدل W8-LP15-Bs یک سخت کننده طولی در لبه ورق میانی در نظر گرفته شده است. مطابق نمودار پاسخ سازه‌ها مشاهده می‌شود، سخت کننده‌ها تاثیری در سختی اولیه ناحیه کشسان سازه نداشته ولی در مرحله غیرکشسان بیشینه برش پایه برای مدل W8-LP15-Bs، W8-LP15-2Vs و W8-LP15-4Vs به ترتیب برابر ۱۶۹۷kN، ۱۷۹۸kN و ۱۳۶۶kN و بیشینه جابه‌جایی سازه در لحظه افت مقاومت برابر ۳۰، ۵۲ و ۴۰ میلی‌متر است. در این مدل‌ها نیز از سخت کننده‌ها برای محدود

5-Nonlinear geometry effects

مطابق شکل (۱۲) ملاحظه می‌شود، سخت‌کننده‌های عمودی تاثیر بسزایی در کنترل کمانش موضعی در محل اتصال مهاربند به ورق میانی دارند. در بین مدل‌های مورد بررسی در شکل (۸)، مدل W8-LP15-2Vs با دو سخت‌کننده عمودی بیشترین تاثیر در افزایش ظرفیت سازه داشته، که نسبت به مدل W8-LP15-4Vs در حدود ۳۱٪ است. از سوی دیگر در مدل W8-LP15-2Vs در جابه‌جایی ۵۲ میلی‌متر افت مقاومت رخ داده که در دوم مدل W8-LP15-4Vs و W8-LP15-Bs این مقادیر برابر ۳۰ و ۴۰ میلی‌متر هستند. در این نمونه‌های در شکل (۸)، نمونه W8-LP15-4Vs به علت افزایش سختی با استفاده از ۴ سخت‌کننده در ناحیه ورق میانی و محدود کردن کمانش، مقدار جذب نیرو در این ناحیه افزایش یافته و منجر به تسلیم زود هنگام مهاربند فولادی در محل اتصال با ورق میانی شده است.

شکل ۹. کانتور تنش در مرحله آخر بارگذاری W8-LP10

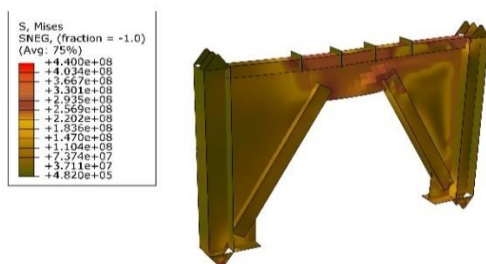


Fig. 9. Stress contours of W8-LP10 model in last loading step

شکل ۱۰. کانتور تنش در مرحله آخر بارگذاری W8-LP15

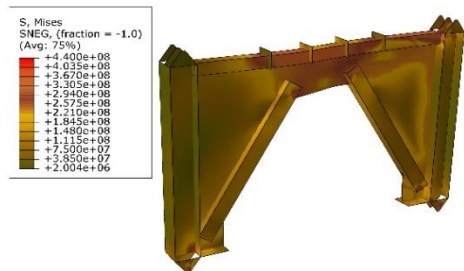
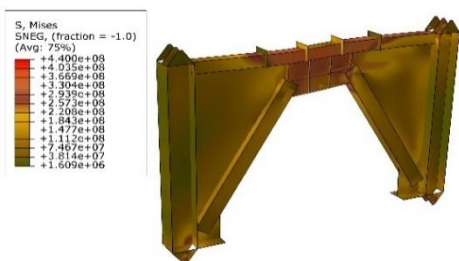


Fig. 10. Stress contours of W8-LP15 model in last loading step

شکل ۱۱. کانتور تنش در مرحله آخر بارگذاری W8-LP10-VHs



Stress contours of W8-LP10-VHs model in last loading step

Fig. 11.

و به تاخیر انداختن کمانش‌های موضعی در ورق میانی استفاده شده است. در دو مدل‌ها W8-LP15-2Vs و W8-LP15-4Vs سخت‌کننده‌ها مانع از افت ناگهانی مقاومت در مرحله غیرکشیان شده، ولی در مدل W8-LP15-Bs مقاومت سازه از ۱۶۸۹kN به ۱۳۶۶kN کاهش یافته است.

شکل ۶. نمودار بار- تغییر مکان برای مدل‌های گروه I با تغییر در ضخامت ورق میانی

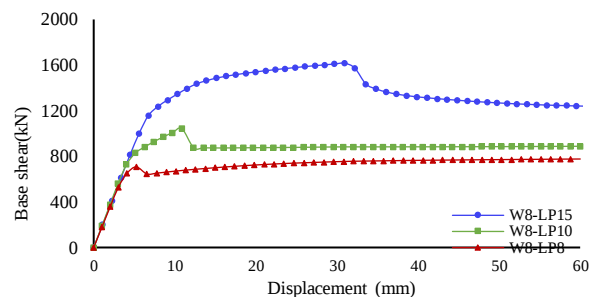


Fig. 6. Force-displacement curve for group I models with change in mid panel steel thickness

شکل ۷. نمودار بار- تغییر مکان برای مدل‌های گروه I دارای سخت‌کننده‌های عرضی و طولی

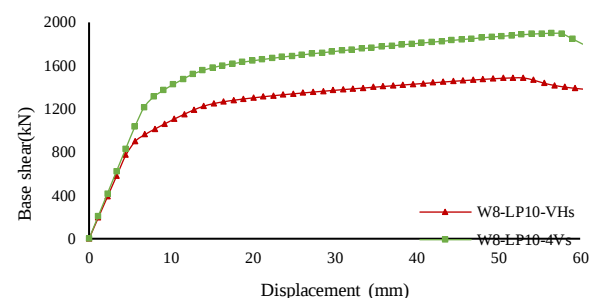


Fig. 7. Force-displacement curve for group I models with transversal and longitudinal stiffeners

شکل ۸. نمودار بار- تغییر مکان برای مدل‌های گروه I با تغییر در تعداد سخت‌کننده‌های عرضی و طولی

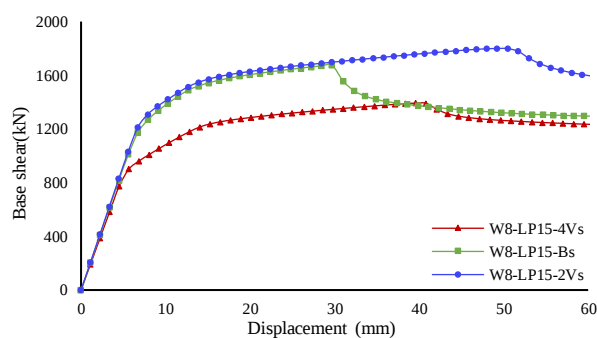


Fig. 8. Force-displacement curve for group I models with change in number of transversal and longitudinal stiffeners

باعث افزایش ظرفیت در ناحیه کشسان و غیرکشسان می شود. در نمودار (۱۴) به بررسی پاسخ سازه با تغییر در تعداد سخت کننده ها پرداخته شده است. چگونگی قرارگیری سخت کننده ها شامل؛ لبه پایینی (Bs)، به صورت عمودی (Vs) و سخت کننده های با چینش عمودی و افقی (VHs) در ناحیه ورق فولادی میانی هستند. همان گونه که ملاحظه می شود، استفاده از سخت کننده ها تاثیری بر افزایش سختی ناحیه کشسان نداشته و فقط محدوده کشسان دست خوش تغییرات شده است.

شکل ۱۳. نمودار بار- تغییر مکان برای مدل های گروه II تغییر در ضخامت ورق میانی

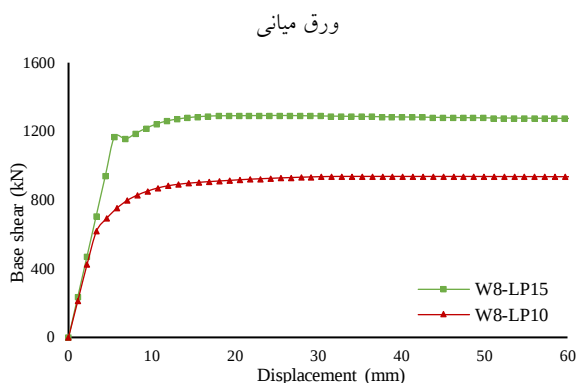


Fig. 13. Force-displacement curve for group II models with change in mid panel steel thickness

شکل ۱۴. نمودار بار- تغییر مکان برای مدل های گروه II با تغییر در تعداد سخت کننده های عرضی و طولی

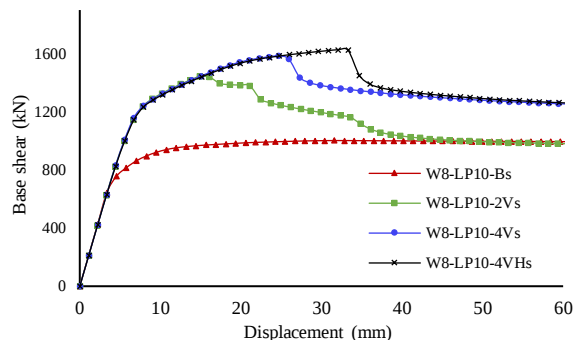


Fig. 14. Force-displacement curve for group II models with change in number of transversal and longitudinal stiffeners

شکل ۱۵. کانتور تنش در مرحله آخر بارگذاری W8-LP10

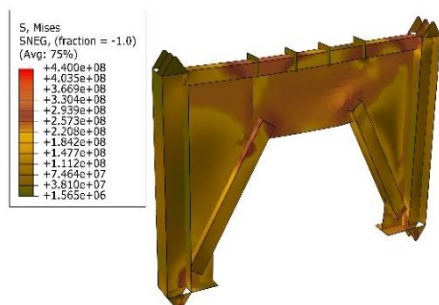


Fig. 15. Stress contours of W8-LP10 model in last loading step

شکل ۱۲. کانتور تنش در مرحله آخر بارگذاری W8-LP15-4Vs

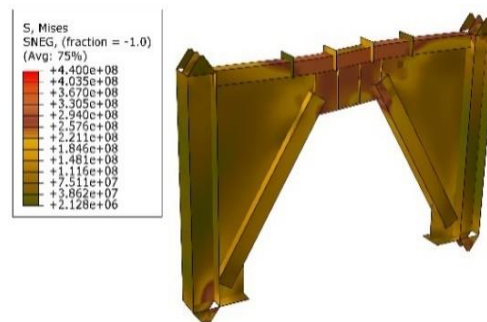


Fig. 12. Stress contours of W8-LP15-4Vs model in last loading step

۲-۵- نتایج بارافزون مدل های گروه II

همان گونه که در مدل های گروه I ملاحظه شد؛ به علت کوچک بودن ارتفاع ورق میانی و عدم تشکیل میدان کششی قطری به صورت کامل، کماتش موضعی در محل اتصال بادبند به ورق میانی مشاهده شد. این کماتش موضعی موجب تغییر شکل های بزرگ در المان تیر و همچنین جابه جایی های بزرگ در محل اتصال بادبند به ورق اتصال در جهت عمود بر قاب شد. از این رو برای کاهش این آثار، می توان ارتفاع ورق میانی را برای توسعه میدان کششی قطری و افزایش سطح تنش در ورق های فولادی پرکننده بین بادبند و ستون، افزایش داد. در مدل های گروه II ارتفاع ورق فولادی میانی به ۷۶۰ میلی متر افزایش داده و در تمامی مدل ها ضخامت ورق های پر کننده برابر ۸ میلی متر در نظر گرفته شده است. در نمودار شکل (۱۳) نمودار بار افزون (برش پایه- جابه جایی) برای مدل های W8-LP10 و W8-LP15 نشان داده شده، که در هر دو مدل در ناحیه کشسان و غیر کشسان جهش و یا افت های ناگهانی مقاومت، به دلیل امکان ایجاد حوزه میدان کششی بیشتر در ورق میانی مشاهده نمی شود. مطابق نمودار شکل (۱۳) می توان دریافت با افزایش ضخامت ورق فولادی میانی از ۱۰ به ۱۵ میلی متر فقط مدل از ناحیه کشسان بزرگتری برخوردار بوده و در هر دو مدل، الگوی تشکیل میدان کششی قطری، تقریباً یکسان شکل (۱۵) هستند. در مدل W8-LP10 حداکثر برش پایه برابر ۹۳۲ kN و در مدل W8-LP15 برابر ۱۲۹۰ kN، که در ظرفیت سازه در مدل W8-LP15 نسبت به مدل W8-LP10 در حدود ۳۸٪ افزایش یافته است. به عبارت دیگر می توان بیان کرد، با افزایش ضخامت ورق میانی با کاهش لاغری در ورق میدان کششی قطری نسبت به مدل قبلی دیرتر تشکیل می شود، در نتیجه

افزایش جذب نیرو و تمرکز تنش در این ناحیه خواهد شد، و قبل از انتقال تنش به صفحات پرکننده، به علت افزایش نیروی داخلی در ورق میانی کمانش موضعی باعث افت ناگهانی مقاومت سازه خواهد شد. در شکل‌های (۱۵ الی ۱۸) چگونگی تشکیل میدان کششی قطری و توزیع تنش در ورق فولادی برای مدل‌های فوق نشان داده شده است.

۳-۵- بررسی پارامتر سختی مدل‌های گروه I

در شکل‌های (۱۹ الی ۲۱) نمودارهای زوال سختی برای مدل‌های گروه I ارائه شده، که محور افقی جابه‌جایی کلی سازه (محل اتصال تیر به ستون) و محور عمودی سختی سازه که از تقسیم نیروی داخلی وارده بر جابه‌جایی متناظر حاصل می‌شود. در این مدل‌ها ارتفاع ورق میانی برابر ۶۰ میلی‌متر و با ضخامت ورق‌های میانی مختلف ۸، ۱۰ و ۱۵ میلی‌متر و همچنین در این مدل‌ها از سخت کننده‌های عمودی و افقی مطابق جدول (۱) استفاده شده است. از بررسی نمودارهای زیر، می‌توان دریافت استفاده از سخت کننده‌ها با چینش‌های مختلف هندسی تاثیر عمده‌ای در افزایش سختی در مرحله کشسان و غیر کشسان ندارند، ولی از افت ناگهانی سختی که در مدل‌های W8-LP10 و W8-LP15 به علت کمانش موضعی در محل اتصال بادبند به ورق میانی به ترتیب در شکل‌های (۹ و ۱۰) مشاهده شد، جلوگیری شده است. در مورد مدل W8-LP15Bs که دارای سخت کننده در لبه آزاد ورق میانی است، این نوع سخت کننده نیز عملاً تاثیری در افت ناگهانی سختی مطابق نمودار شکل (۲۱) نداشته، ولی از طرف دیگر سخت کننده‌های عمودی و یا ترکیب سخت کننده‌های عمودی افقی عملکرد مناسبی از لحاظ جلوگیری از افت ناگهانی سختی سازه داشته است. از این‌رو در حالت کلی می‌توان چنین بیان کرد افزایش ضخامت ورق میانی و یا استفاده از سخت کننده‌ها طولی و یا عرضی باعث کاهش لاغری و افزایش سختی ورق فولادی می‌شود. در نتیجه مقدار نیروی لازم برای کمانش موضعی و تبدیل آن به کمانش کلی در ورق که باعث تشکیل میدان کششی می‌شود، افزایش یافته و همچنین از سوی دیگر در مرحله غیرکشسان مانند مدل‌های W8-LP10، W8-LP15، W8-LP15-4Vs و W8-LP15-2Vs افت ناگهانی سختی در پاسخ‌ها مشاهده نمی‌شود.

شکل ۱۶. کانتور تنش در مرحله آخر بارگذاری W8-LP10-2Vs

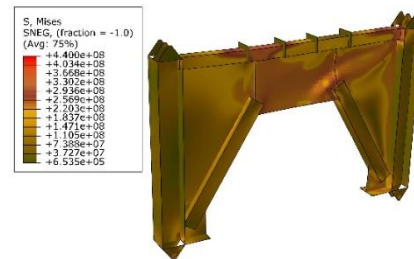


Fig. 16. Stress contours of W8-LP10-2Vs model in last loading step

شکل ۱۷. کانتور تنش در مرحله آخر بارگذاری W8-LP10-4Vs

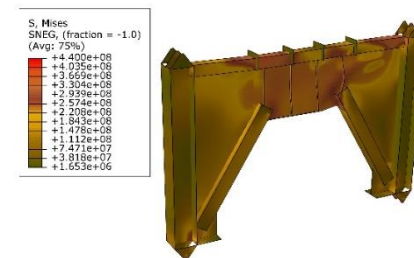


Fig. 17. Stress contours of W8-LP10-4Vs model in last loading step

شکل ۱۸. کانتور تنش در مرحله آخر بارگذاری W8-LP10-4VHs

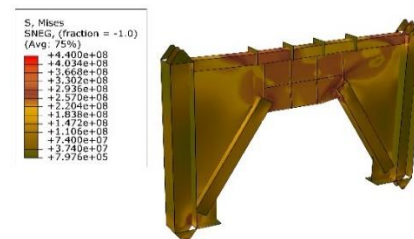


Fig. 18. Stress contours of W8-LP10-4VHs model in last loading step

با استفاده از سخت کننده‌های عمودی و عمودی افقی در مدل‌های W8-LP10-4Vs، W8-LP10-2Vs و W8-LP10-4VHs در ناحیه غیرکشسان حداکثر برش پایه و جابه‌جایی متناظر قبل از افت مقاومت به ترتیب برابر ۱۴۳۹kN و ۱۵ میلی‌متر، ۱۵۸۳kN و ۲۴ میلی‌متر و ۱۶۲۳kN و ۳۳ میلی‌متر هستند، که با افزایش تعداد سخت کننده‌ها محدوده افت ناگهانی مقاومت کاهش می‌یابد. با مقایسه کانتور تنش در مدل W8-LP10 با سایر مدل‌ها، توزیع تنش بیشتری در ورق میانی و صفحات پرکننده کناری مشاهده می‌شود و میدان کششی قطری، حوزه بزرگ‌تری را نسبت به سایر مدل‌ها در برگرفته است. همچنین در مدل‌های گروه II با افزایش ارتفاع ورق میانی، سازه تمایل به رفتار خمشی خواهد داشت، بنابراین ورق میانی به علت افزایش لاغری تمایل به کمانش خواهد داشت. از این‌رو برای کنترل کمانش استفاده از سخت کننده‌ها منجر به

نمودار شکل (۲۳) ضخامت ورق میانی ۱۰ میلی متر با سخت کننده های عمودی و افقی هستند. همانطور که در شکل (۲۲) ملاحظه می شود، با افزایش ضخامت ورق میانی از ۱۰ به ۱۵ میلی متر سختی سازه در حد کشسان ۱۱/۵٪ افزایش یافته، ولی در شکل (۱۹) با افزایش ضخامت از ۱۰ به ۱۵ میلی متر در محدوده کشسان تغییر قابل محسوسی مشاهده نمی شود. همچنین در محدوده غیرکشسان با افزایش ضخامت ورق میانی در نمودار ۲۲ تقریباً ۱۰٪ سختی سازه افزایش یافته، و در نمودار شکل (۲۳) زوال سختی برای مدل ها دارای سخت کننده نشان می دهد، با افزایش ارتفاع ورق میانی، سخت کننده ها از لحاظ تاثیرگذاری بر زوال سختی سازه دارای اهمیت بیشتری هستند. در بین مدل های حاضر در نمودار شکل (۲۳)، مدل W8-LP10-Bs از کمترین تاثیر بر زوال سختی سازه برخوردار بوده و مدل های W8-LP10-4Vs و W8-LP10-4Vhs بیشترین تاثیر گذاری را داشته به شکلی که در مدل W8-LP10-4Vhs، سختی کشسان در این مدل تقریباً برابر ۱۹۰۱۲۲ kN/m که در مدل W8-LP15 این مقدار برابر ۲۱۲۵۳۷ kN/m است. در مدل W8-LP10-Bs از یک سخت کننده در لبه آزاد ورق میانی استفاده شده، که نمودار زوال سختی تقریباً برابر مدل W8-LP10 است، که نشان می دهد استفاده از این نوع سخت کننده تقریباً تاثیری در افزایش سختی سازه ندارد. در سایر مدل ها مشخص شد، با افزایش ارتفاع ورق میانی و افزایش نیروی خمشی کوپل ناشی از مهاربندها و تغییر عملکرد رفتار ورق از برش به رفتار خمشی سخت کننده ها تاثیر بسزایی در افزایش پارامتر سختی سازه بر عهده دارند. همانگونه که در بند ۲-۵ اشاره شد با افزایش ارتفاع ورق میانی و تمایل رفتار قاب به حالت خمشی، سخت کننده ها برای کنترل و محدود کردن کماتش موضعی در ورق میانی در مقایسه با مدل های گروه I تاثیر بسزایی دارند. همانطور که در شکل (۲۳) ملاحظه می شود، مدل هایی که دارای سخت کننده های طولی و عرضی هستند، شیب کاهش سختی به تدریج و افت ناگهانی نیز در سختی مشاهده نمی شود. همین امر می تواند منجر به بهبود رفتار پایدار سازه در مرحله پلاستیک شود.

شکل ۱۹. زوال سختی برای مدل های گروه I با تغییر در ضخامت ورق میانی

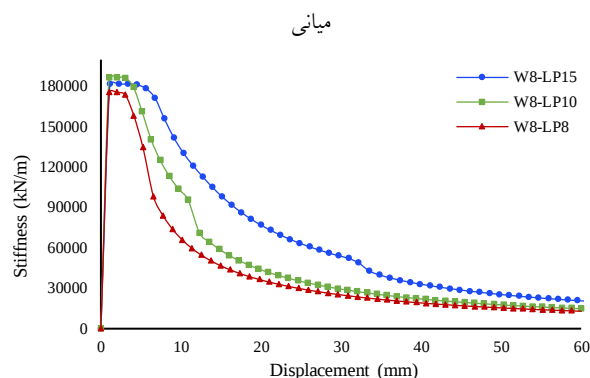


Fig. 19. Decay of stiffness for group I models with change in mid panel steel thickness

شکل ۲۰. زوال سختی برای مدل های گروه I دارای سخت کننده های عرضی و طولی

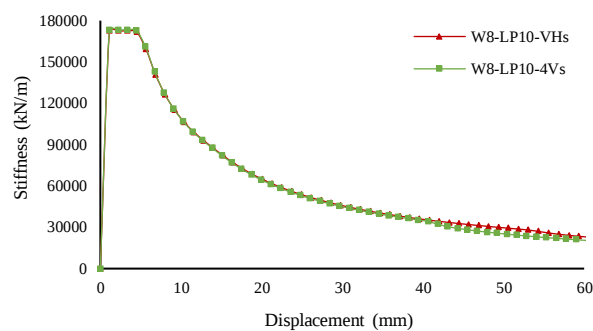


Fig. 20. Decay of stiffness for group I models with transversal and longitudinal stiffeners

شکل ۲۱. زوال سختی برای مدل های گروه I با تغییر در تعداد سخت کننده های عرضی و طولی

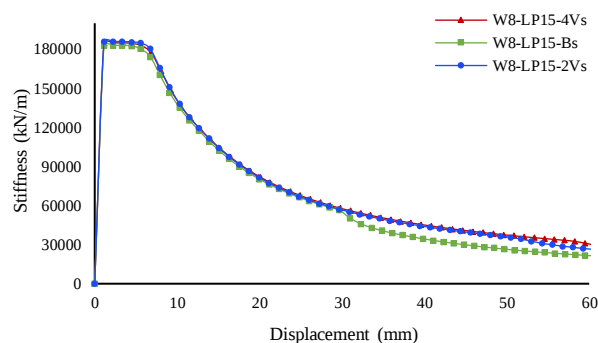


Fig. 21. Decay of stiffness for group I models with change in number of transversal and longitudinal stiffeners

۴-۵- بررسی پارامتر سختی مدل های گروه II

در شکل های (۲۲ و ۲۳) نمودار زوال سختی برای مدل های گروه II که ارتفاع ورق میانی برابر ۷۴۲ میلی متر که در نمودار شکل (۲۳) ورق میانی با ضخامت های ۱۰ و ۱۵ میلی متر و در

در تمامی مدل‌ها نیروهای بحرانی برای شروع کمانش برون صفحه‌ای برابر هستند.

شکل ۲۴. جابه‌جایی بیرون صفحه برای مدل‌های گروه I با تغییر ضخامت در ورق فولادی میانی

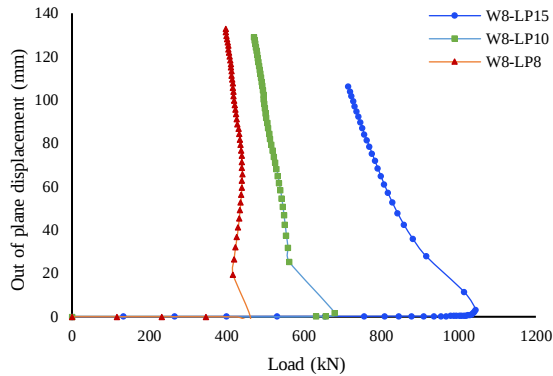


Fig. 24. Out of plane displacement for group I models with change in mid panel steel thickness

شکل ۲۵. جابه‌جایی بیرون صفحه برای مدل‌های گروه I با سخت کننده های عمودی و افقی با ورق فولادی میانی ۱۰ میلی‌متر

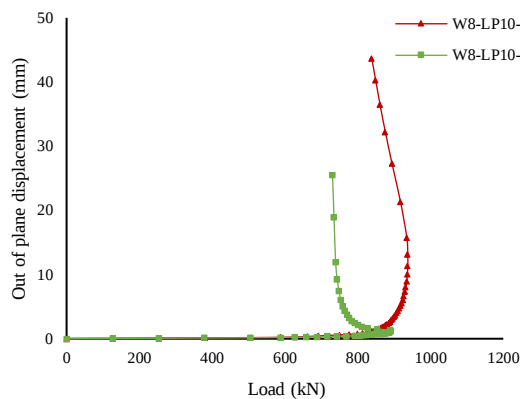


Fig. 25. Out of plane displacement for group I models with transversal and longitudinal stiffeners and mid steel panel thickness 10mm

شکل ۲۶. جابه‌جایی بیرون صفحه برای مدل‌های گروه I با سخت کننده‌های عمودی و افقی با ورق فولادی میانی ۱۵ میلی‌متر

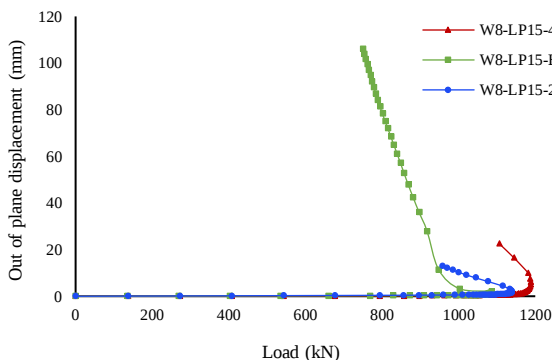


Fig. 26. Out of plane displacement for group I models with transversal and longitudinal stiffeners and mid steel panel thickness 15mm

شکل ۲۲. زوال سختی برای مدل‌های گروه II تغییر در ضخامت ورق میانی

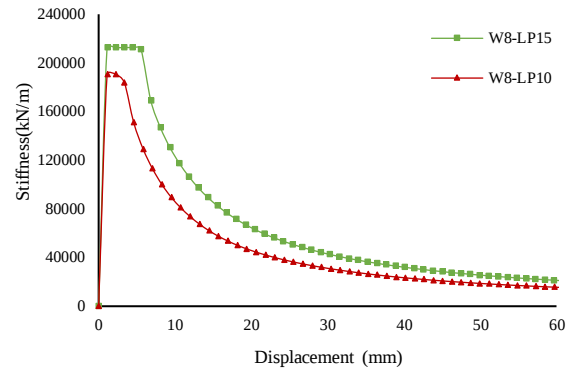


Fig. 22. Decay of stiffness for group II models with change in mid panel steel thickness

شکل ۲۳. زوال سختی برای مدل‌های گروه II با تغییر در تعداد سخت کننده‌های عرضی و طولی

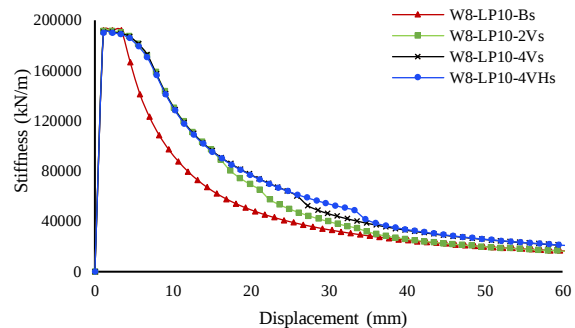


Fig. 23. Decay of stiffness for group I models with change in number of transversal and longitudinal stiffeners

۵-۵- بررسی برون محوری ورق فولادی مدل‌های

گروه I

برون محوری ورق فولادی در مدل‌های گروه I در شکل‌های (۲۴ الی ۲۶) دیده می‌شود. در این نمودارها، محور افقی مقدار نیروی وارد شده به سازه را نشان می‌دهد و محور قائم نشان دهنده حداکثر مقدار جابه‌جایی برون صفحه ورق فولادی، حداکثر جابه‌جایی مطابق شکل‌های (۹ تا ۱۲ و ۱۵ تا ۱۸) در محل اتصال بادبند به ورق‌های برکننده هست. مقدار برون محوری ورق مطابق شکل (۲۴) در سه مدل W8-LP8، W8-LP10 و W8-LP15 با افزایش ضخامت ورق فولادی کاهش و در نمودار شکل‌های (۲۵ و ۲۶) با استفاده از سخت کننده‌ها می‌توان جابه‌جایی برون صفحه‌ای ورق فولادی را کاهش داد. در بین مدل‌ها با سخت‌کننده، مدل W8-LP15-Bs از تاثیر گذاری کمتری برخوردار است. همچنین در مدل‌های بدون سخت‌کننده، با افزایش ضخامت ورق میانی جابه‌جایی برون صفحه‌ای کاهش و نیروی بحرانی برای کمانش افزایش می‌یابد، ولی در مدل‌های دارای سخت کننده علاوه بر کاهش جابه‌جایی

۵-۶- بررسی برون محوری ورق فولادی مدل های

گروه II

در شکل های (۲۷ و ۲۸) نیز جابه جایی برون صفحه ای در محلی که کمانش به حداکثر مقدار خود می رسد، نشان داده شده است. در شکل (۲۷) مدل های گروه II بدون سخت کننده و در شکل (۲۸) با سخت کننده هستند. همان گونه که ملاحظه می شود، بیشترین جابه جایی مربوط به مدل W8-LP15 با ۱۷۰ میلی متر و W8-LP10 با ۱۵۰ میلی متر است. در مدل های دارای سخت کننده که کمترین تاثیر در کنترل جابه جایی برون صفحه ای مربوط به مدل W8-LP10-Bs، با سخت کننده افقی در لبه آزاد ورق فولادی میانی، برابر با ۱۳۰ میلی متر است. همانطور که در ۳ مدل بعدی قابل ملاحظه است، با افزایش تعداد سخت کننده ها این مقدار کاهش می یابد که موثرترین سخت کننده مربوط به W8-LP10-4VHs با سخت کننده های افقی و عمودی در ناحیه ورق میانی است.

شکل ۲۷. جابه جایی بیرون صفحه برای مدل های گروه II بدون سخت کننده

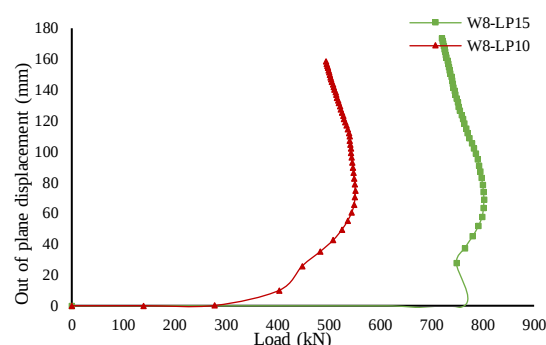


Fig. 27. Out of plane displacement for group II models without stiffeners

شکل ۲۸. جابه جایی بیرون صفحه برای مدل های گروه II با سخت کننده های عمودی و افقی

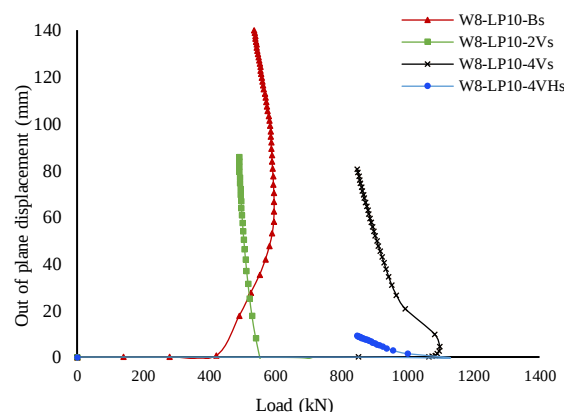


Fig. 28. Out of plane displacement for group II models with transversal and longitudinal stiffeners models

۶- نتیجه گیری

استفاده از ورق های پرکننده در قاب های فولادی با مهاربندهای واگر، منجر به افزایش سختی و پارامتر مقاومت در سیستم سازه ای می شود. مطابق نتایج بدست آمده ملاحظه شد که ورق فولادی میانی در تامین سختی و افزایش مقاومت سازه از اهمیت بسیار بالایی برخوردار است. برای مدل سازی مناسب و تعیین مقادیر پارامترهای مقاومت، سختی و کمانش در مدل های پیشنهادی، می توان از اجزای پوسته ای (S4R) در نرم افزار اجزای محدود آباکوس استفاده کرد. همان گونه که مدل ها نشان دادند، ضخامت ورق فولادی تاثیر بسزایی در افزایش مقاومت و کاهش میزان کمانش موضعی در ورق میانی دارد. در محل اتصال ورق میانی به بادبند کمانش های موضعی مشاهده شد، از همین رو برای کاهش آثار کمانش موضعی ورق و جلوگیری از افت ناگهانی مقاومت و سختی، استفاده از سخت کننده ها برای فولادی میانی پیشنهاد می شود. در ورق های فولادی با رفتار برشی که امکان شکل گیری کامل میدان های کششی قطری وجود ندارند، سخت کننده ها از افت ناگهانی مقاومت جلوگیری می کنند ولی تاثیر بسزایی در افزایش سختی کلی سازه ندارند. براساس این مدل ها، مدل با ۲ سخت کننده عمودی در مقایسه مدل با ۴ سخت کننده عمودی، ظرفیت سازه در حدود ۳۱٪ افزایش یافته است. با افزایش ارتفاع ورق میانی، میدان کششی قطری به صورت مناسبی شکل می گیرد، همچنین سخت کننده ها علاوه بر افزایش مقاومت منجر به افزایش پارامتر سختی نیز می شود. در مورد آثار سخت کننده ها بر جابه جایی برون صفحه ای محل کمانش، موثرترین آرایش استفاده از سخت کننده های عمودی و افقی در ورق میانی است.

۷- مراجع

- [1] S. Ghosh, S.B. Kharmale, (2010) Research on Steel Plate Shear Wall: Past, Present and Future, Structural Steel and Castings: Shapes and Standards, Properties an Applications, Nova Science Publishers Inc, Hauppauge, USA, 2010.
- [2] D. Dubiba, F. Dinu, (2014) Experimental evaluation of dual frame structures with thin-walled steel panels, Thin Walled Struct. 78 57-69.
- [3] G. Pachideh, M. Gholhaki, A. Saedi, (2019) Analyzing the damage index of steel plate shear walls using pushover analysis Analyzing the damage index of steel plate shear walls using pushover analysis, Structures. 20 437-451. doi:10.1016/j.istruc.2019.05.005.
- [4] C. Topkaya, C.O. Kurban, (2009) Natural periods of steel

- [16] J.G. Yu, X.T. Feng, B. Li, Y.T. Chen. (2018) Effects of non-welded multi-rib stiffeners on the performance of steel plate shear walls, *J. Constr. Steel Res.* 144 1-12.
- [17] H. Gao, (2007) Experimental and theoretical studies on composite steel plate shear walls [Dissertation of Ph.d.]. Shanghai: Department of Civil Engineering, Tongji University.
- [18] G. Yanlin, D. Quanli, Z. Ming. (2009) Tests and analysis on hysteretic behavior of bucklingrestrained steel plate shear wall, *J. Build Struct*; 30(1) 31-47.
- [19] AISC. (2010) Seismic provisions for structural steel buildings. ANSI/AISC 341-10. Chicago, IL: American Institute of Steel Construction.
- [20] M. Bruneau, C. Uang, R. Sabelli. (2008) Ductile Design of Steel Structures. 2nd Edition Mc Grow Hill Education.
- [21] E. Grande, A. Rasulo, (2013) Seismic assessment of concentric X-braced steel frames, *Eng. Struct.* 49 983-995. doi:10.1016/j.engstruct.2013.01.002.
- [23] K.K. Wijesundara, P. Rajeev, (2016) Direct Displacement-Based Seismic Design of Steel Concentric Braced Frame Structures Direct displacement-based seismic design of steel concentric braced frame structures *, 7982.
- [24] J.G. Sizemore, D. Ph, A.M. Asce, L.A. Fahnestock, D. Ph, M. Asce, (2019) SeismicPerformance Assessment of Low-Ductility Concentrically Braced Seismic Performance Assessment of Low-Ductility Concentrically Braced Frames., doi:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002276.
- [25] AISC. (2016) Seismic Provisions for Structural Steel Building, American Institute of Steel Construction, INC, Chicago.
- [26] AISC. (2006) DESIGN GUIDE 20, STEEL PLATE SHEAR WALLS.
- [27] J.W. Berman, M. Bruneau, (2007) Experimental and analytical investigation of tubular links for eccentrically braced frames, 29 1929-1938. doi:10.1016/j.engstruct.2006.10.012.
- [28] R.G. Driver, G. Kulak, A. E. Elwi, D. J. L. Kennedy (1998) FE and simplified models of steel plate shear wall, *Journal of Structural Engrg.*, ASCE, Vol. 124, No. 2, PP.121-130.
- plate shear wall systems, 65 542-551. doi:10.1016/j.jcsr.2008.03.006.
- [5] B. Qu, M. Bruneau, (2010) Behavior of Vertical Boundary Elements in Steel Plate Shear Walls, 109-122.
- [6] S. Sabouri-Ghomi, S.R.A. Sajjadi, (2012) Experimental and theoretical studies of steel shear walls with and without stiffeners, *J. Constr. Steel Res.* 75 152 159.
- [7] R. Sabelli, M. Bruneau, M. (2006) Steel Plate Shear Walls (AISC Design Guide). American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.
- [8] S. Jin, J. Bai, (2018) Experimental investigation of buckling-restrained steel plate shear walls with inclined-slots, *J. Constr. Steel Res.* 155 144-156. doi:10.1016/j.jcsr.2018.12.021.
- [9] A. Farzampour, J.A. Laman, (2015) Behavior prediction of corrugated steel plate shear walls with openings, *JCSR.* 114 258-268. doi:10.1016/j.jcsr.2015.07.018.
- [10] W. Meng, Y. Weiguo, S. Yongjiu, X. Jian, (2015) Seismic behaviors of steel plate shear wall structures with construction details and materials, 107 194-210. doi:10.1016/j.jcsr.2015.01.007.
- [11] M. Dastfan, A.M. Asce, R. Driver, M. Asce, (2018) Test of a Steel Plate Shear Wall with Partially Encased Composite Columns and RBS Frame Connections, 144 1-9. doi:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001954.
- [12] H. Reza, P. Beiranvand, M. Pouraminian, (2018) Case Studies in Construction Materials Examining the impact of plate placement and changes in waves characteristics on behavior of wavy steel shear wall, 9. doi:10.1016/j.cscm.2018.e00180.
- [13] P. Engineer, (2010) SEISMIC PERFORMANCE OF A 55-STORY STEEL PLATE, 165 139-165.
- [14] J.M. Babaso, G.R. Patil, (2014) Review on Steel Plate Shear Wall for Tall Buildings, 3 973-978.
- [15] S. Sabouri-ghomi, S. Mamazizi, (2018) Experimental investigation on stiffened steel plate shear walls with two rectangular openings Thin-Walled Structures Experimental investigation on stiffened steel plate shear walls with two rectangular openings, *Thin Walled Struct.* 86 56-66. doi:10.1016/j.tws.2014.10.005.

Evaluation of steel Frame with infill plate and eccentric braced under push over loading

Reza Khalili Sarbangoli¹, Ahmad Maleki^{2*}, Ramin Ketabfroosh Badri³

1. Ph.D. Student, School of Civil Engineering, Maragheh Branch, Islamic Azad University
2. Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Maragheh Branch, Islamic Azad University
3. Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Azarshahr Branch, Islamic Azad University

A.maleki@iau-maragheh.ac.ir*

Abstract

In the present paper, the behavior of eccentric braced steel frames with thin infill plates is investigated. The main purpose is to provide a new form of eccentric bracing, which improves the seismic behavior by adding a thin steel plate under the link beam. In the proposed model, due to the increase in frame stiffness, flexural stiffness and shear of the beam in the bracing frame will not respond to the forces. Therefore, in order to provide the required stiffness and strength of the frame, it is suggested to use a steel plate under the link beam connected to the bracing connection plates. In the proposed models, two groups of models with steel plate under the link beam (middle steel plate) have been studied. In the first and second groups, all analysis are of static type, taking into account the geometric nonlinear effects in an eccentric frame with infill plates, the height of the plate under the link beam (middle steel plate) is 460 and 742 mm, respectively. The studied parameters include the height of the middle plate, the thickness of the middle plate and the effect of the arrangement of stiffeners on the performance of the frame. For numerical analysis of the models, the finite element method using Abaqus finite element software with increasing load has been used. Extraction results in the models include force-displacement curve, stiffness decay, amount of wall out of plane displacement due to buckling, inelastic dissipation energy and stress distribution in the structure (stress contour). According to the results of numerical models, the middle steel plate is very important in providing stiffness and increasing the strength of the structure. Also, with increasing the height of the middle plate, the development of the diagonal tensile field into the infill plate increases, so local buckling can be converted into general buckling in the infill plates. Among the arrangements of stiffeners, it was observed that the stiffener under the middle plate has the least effect on increasing the force-displacement response of the structure. By evaluation of models with a middle plate with a height of 460 mm and two vertical stiffeners, compared to the model with four stiffeners, the structural capacity (force-displacement) has increased by about 31%. By evaluating the models with a middle plate height of 760 mm, it can be found that the use of stiffeners with different geometric arrangements do not have a major effect on increasing the stiffness in the elastic and inelastic stages, prevent the sudden decrease in stiffness in models without stiffeners due to buckling observed at the junction of the brace to the middle plate. Also, the free edge stiffener of the middle plate has practically no effect on the sudden decrease in stiffness, but on the other hand, vertical stiffeners or a combination of horizontal and vertical stiffeners have performed well in terms of preventing a sudden decrease in structural stiffness.

The thickness of the steel plate has a significant effect on increasing the strength and reducing the local buckling in the middle plate. Local buckling was observed at the junction of the middle plate to the brace, which is recommended to use stiffeners for the middle steel to reduce the effects of local buckling of the plate and to prevent a sudden decrease in strength and stiffness. In steel plates with shear behavior that do not allow the complete formation of diagonal tensile fields, stiffeners prevent a sudden decrease in strength but do not have a significant effect on increasing the overall stiffness of the structure.