****

مجله علمی – پژوهشی

مهندسی عمران مدرس

دوره بیست و یکم، شماره 5، سال 1400

**محتوای تمام شکلها به زبان انگلیسی باشد**

**بررسی عملکرد قاب فولادی با ورق­های پرکننده فولادی ومهاربند واگرا تحت بارگذاری فزاینده**

**رضا خلیلی ساربانقلی1 ، احمد ملکی2\* ، رامین کتاب­فروش بدری3**

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

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

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

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

تاریخ دریافت 03/09/99 تاریخ پذیرش 27/12/99

**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 این­رو 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 460 و 742 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- جابه­جایی، زوال سختی، جابه‌جایی 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 تامین 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 پر کننده تبدیل نمود. در بین آرایش سخت کننده­ها مشاهده شد، سخت کننده زیر ورق میانی کمترین تاثیر در بهبود پاسخ نیرو- جابه‌جایی سازه را دارد و با بررسی مدل­ها با ورق میانی به ارتفاع 460 میلی­متر، دارای 2 سخت کننده عمودی در مقایسه با مدل 4 سخت کننده ظرفیت سازه (نیرو- جابه‌جایی) در حدود 31% افزایش یافته است.

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

**1- مقدمه**

کنترل جابه­جایی سازه­ها تحت اثر جانبی ناشی از بارهای جانبی حاصل از زلزله به ویژه برای سازه­ها در مناطق با خطر لرزه‌خیزی 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 [1-3]. 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 [9 ,8]. در حالت کلی، وزن سازه­های مجهز به دیوار برشی فولادی نسبت به سایر سیستم‌های مشابه کمتر بوده و استفادهاز 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 [15,14]. 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 دریفت 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 [18, 17]. 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 0.00307th4/L باشد. که t، h وL 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 سیستم‌های مهاربندی جانبی و دتایل­های اجرایی مربوطه از سال 1960 آغاز و مطالعات به صورت جدی در این مورد تا کنون ادامه یافته است. سه گروه از مهاربند جانبی، شامل؛ مهاربندهای هم­محور[[1]](#footnote-1) (CBF)، مهاربندهای برون محور[[2]](#footnote-2) (EBF) و مهاربندهای کمانش­تاب[[3]](#footnote-3) (BRBF) از جمله سیستم‌های مورد توجه پژوهشگران و طراحان سازه­های فولادی هستند. در حالت کلی استهلاک انرژی در سیستم­های CBF و BRBF عمدتا 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[[4]](#footnote-4) (DDBD) است [21-23]. رفتار لرزه­ای مناسب قاب­های مهاربندی شده توسط بادبندهای شورن نیازمند در نظر گرفتن ضوابط لرزه­ای اشاره شده مانند آیین­نامه AISC340 است. Sizemore و همکاران عملکرد عددی قاب­های 2بعدی 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]. همان‌گونه که میدانیم قاب‌های خمشی فولادی از شکل­پذیری بالایی برخوردار هستند، ولی سختی قابل ملاحظه­ای ندارند. از این­رو برای رفع این نقیصه، استفاده از مهاربندهای ضربدری و یا دیوار برشی فولادی پیشنهاد می­شود. در دو سیستم مهاربند ضربدری 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 ضربدری 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.

**2- 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 خرپایی تحت بار کششی طراحی می­شود، پس از تعیین مقطع اولیه هر بادبند، ضخامت ورق فولادی مطابق بخش F5 بند 8 آیین نامه مشخص می­شود *[*25*]*:

|  |  |
| --- | --- |
| 1 | $$t=\frac{2A\_{b}Ω\sin(θ)}{L\sin(2a)}$$ |

$A\_{b}$ سطح مقطع بادبند معادل، $Ω$ *ضریب اضافه مقاومت مطابق بخش* F5 *بند 8، که برای سازه دیوار برشی فولادی 2/1،* $θ$ *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 (1-3) بند 3 .2 .1 استفاده کرد [*26*].*

|  |  |
| --- | --- |
| 2 | $$tan^{4}a=\frac{1+\frac{t.L}{2A\_{c}}}{1+th(\frac{1}{A\_{g}}+\frac{h^{3}}{360I\_{c}L})}$$ |

*همچنین در رابطه (2)* AC *سطح مقطع ستون­ها و* IC *ممان اینرسی ستون­ها ستون­های متصل به دیوار برشی فولادی است.* h *و* Ag *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*]:*

|  |  |
| --- | --- |
| 3 | $$A\_{s}=\frac{L\cos(a+h\sin(a))}{n}t$$ |

*همچنین برای جلوگیری از کمانش اجزای مرزی قائم به علت اینکه تحت تاثیر میدان کششی قطری قرار گیرد، حداقل ممان اینرسی اجزای مرزی قائم باید از رابطه (22-3) بند 3.4.1 آیین نامه بزرگ­تر باشد [*26*]:*

|  |  |
| --- | --- |
| 4 | $$I\_{c}\geq \frac{0.00307th^{4}}{L}$$ |

**3- 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 دهنه به ارتفاع 2360 میلی­متر و عرض دهنه 3660 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 کمانش در ورق پر کننده (تغییر شکل­های بزرگ) و اجزای مرزی است. با فرض اینکه کمانش 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 کمانش موضعی اعضا استفاده شده است.

**4- مطالعه موردی**

**1-4- مشخصات سازه مورد بررسی**

در این طرح پیشنهادی قبل از شروع به مدل­سازی مدل­های عددی ابتدا باید چند مدل آزمایشگاهی مرتبط با موضوع پیشنهادی در نرم­افزار اجزای محدود مدل­سازی شود، و از درستی و سقم روش­های مدل­سازی اطمینان حاصل شود. همچنین به علت نبود مدل جامع آزمایشگاهی مدل­های همسان­سازی مختلفی برای پوشش دادن مدل مذکور استفاده شده است. از این­رو برای مدل­سازی و آشنایی با رفتار بادبندهای برون محور از مدل Berman و Bruneau در سال 2007 استفاده، و نمونه مورد بررسی در آزمایشگاه به صورت یک مدل تحلیلی در نرم­افزار Abaqus مدل­سازی، و بعد از آنالیز کانتور تنش مدل مطابق شکل (1) نشان داده شده است. همچنین در شکل (2) محور افقی دوران تیر پیوند و محور عمودی مقدار نیروی وارد شده به قاب را نشان می­دهند و خطای میانگین بین دو نمودار تقریباً برابر 3% است که هماهنگی خوبی بین نتایج آزمایشگاهی و مدل عددی مشاهده می­شود [27]. همچنین به علت مشابهت مدل­سازی ورق­های پرکننده با مدل دیوار برشی فولادی، مطالعه­اي تحت عنوان مدل­های اجزای محدودی ساده شده در دیوار برشی فولادی توسط Driverو همکاران [28] مورد بررسي قرار گرفت. این نمونه آزمایشگاهی شامل یک قاب فولادی 4 طبقه با اتصلات خمشی و ورق­های پرکننده فولادی است، که ابعاد و مشخصات هندسی مدل آزمایشگاهی در شکل (3) نشان داده شده است. در شکل (4) نتایج حاصل از مدل­های عددی و آزمایشگاهی ارائه شده است. مطابق دو نمودار حاصل از مدل‌های اجزای محدودی ملاحظه می­شود، نتایج نمودارهای ظرفیت تحت بارگذاری بارافزون (نیرو- تغییر مکان) از هماهنگی و دقت کافی تا مرحله پیش‌بینی ظرفیت نهایی مدل آزمایشگاهی برخوردار بوده و میانگین خطا بین نتایج آزمایشگاهی و مدل­سازی عددی در حدود 5٪ است.

**شكل 1.** کانتور تنش مدل اجزای محدودی مدل Berman و Bruneau



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

**شكل 2.** مقایسه نتایج آزمایشگاهی Berman و Bruneau [27] با مدل اجزای محدودی

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

**شكل 3.** مدل آزمایشگاهی Driver و همکاران سال 1997 [28]



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

**شكل 4.** مقایسه نتایج آزمایشگاهیDriver و همکاران [28] با مدل اجزای محدودی

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

**جدول 1.** مشخصات هندسی مدل­های عددی مورد بررسی

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

**Table.1.** Geometry characteristics numerical models.

**2-4- ویژگی مصالح و بارگذاری**

منحنی رفتاری مصالح در مدل­های پیشنهادی در المان­های مرزی و صفحه فولادی به صورت الاستوپلاستیک است. نسبت پواسون و مدول الاستیسسته E­s برای ورق فولادی به ترتیب برابر3/0 و Gpa200 و تنش تسلیم برابر kg/cm22400 در نظر گرفته شده و در جدول شماره (1) مشخصات هندسی مدل­های عددی براساس آیین‌نامه AISC 341 طراحی و در شکل (5) 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 8 میلی­متر، ضخامت ورق میانی 10 میلی­متر و این مدل دارای 4 سخت کننده عمودی و یک سخت کننده طولی است.

|  |
| --- |
| **شکل 5.** اجزای تشکیل دهنده سیستم سازه پیشنهادی |
| ستونورق میانیبادبندورق پر کنندهورق اتصالسخت کننده |
| **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 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 کمانش 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 گسیختی 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 داده‌های 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 2 گروه مدل پیشنهاد شده است. گروه اول شامل 8 مدل که ارتفاع ورق میانی برابر 460 میلی­متر و در گروه دوم 6 مدل که ارتفاع ورق میانی برابر 742 میلی­متر که مشخصات هندسی مدل­ها مطابق جدول (1) است. همچنین ارتفاع ورق میانی به شکلی انتخاب شده است که علاوه بر تامین دسترسی و عدم ایجاد محدویت در فضاهای معماری، میدان­های کششی قطری در ورق­های پرکننده نیز شکل بگیرد. از این­رو ارتفاع ورق میانی 20% و 30% 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[[5]](#footnote-5) هستند.

**5- نتایج**

**1-5- نتایج بارافزون مدل­های گروه I**

نمودار بار افزون (نیرو- جابه­جایی) برای مدل­های گروه I، (ارتفاع ورق میانی برابر mm460) در شکل­های (6 الی 8) نشان داده شده است. در این نمودارها مرحله اول سختی کشسان سازه، سپس پاسخ سازه در مرحله غیر کشسان و در انتهای بارگذاری تاثیر کمانش موضعی بر پاسخ سازه نیز قابل ملاحظه است. در شکل شماره (6)، تاثیر تغییرات ضخامت ورق فولادی در مدل­های گروه I که دارای ارتفاع mm460 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 کمانش موضعی شده که به ترتیب جابه­جایی­های متناظر برابر 6 و 10 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 کمانش موضعی در جابه­جایی 30 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 کمانش دیر هنگام ورق میانی شده و از افت ناگهانی سختی و مقاومت سازه در مرحله پلاستیک جلوگیری بعمل آمده است. در شکل­های (9 و 10) توزیع تنش در ورق فولادی و محل کمانش موضعی قابل مشاهده می‌شود. در نمودار شکل (7) نیز در مدل W8-LP10-VHs از 4 سخت کننده عمودی و 2 سخت کننده طولی و در مدل W8-LP10-4Vs از 4 سخت‌کننده­های 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 کمانش در ناحیه اتصال بادبند شکل­های (9 و 10) به ورق اتصال است. با افزایش سختی موضعی در این ناحیه می‌توان انتظار داشت کمانش در ناحیه غیر کشسان از دامنه کمتری برخوردار باشد، و از افت­های ناگهانی در طیف پاسخ سازه جلوگیری شود. از این­رو مطابق شکل (7) استفاده از سخت کننده­ها، مانع از کمانش زود هنگام ورق فولادی میانی شده و همچنین افزایش تعداد سخت کننده نیز باعث افزایش ظرفیت سازه شده است. مطابق شکل (7) ملاحظه می­شود، در مدل W8-LP10-4Vs حداکثر برش پایه برابر kN1895 و در مدل W8-LP10-4VHs که دارای سخت کنند­های طولی و عرضی است، حداکثر برش پایه برابر kN 1486 که نسبت به مدل W8-LP10-4Vs، ظرفیت سازه 5/27% کاهش یافته است. همچنین در مدل W8-LP10-4VHs همان­گونه که در شکل (11) نشان داده شده، سازه در محدوده اتصال بادبند به ورق اتصال از کمانش موضعی محدودی برخوردار است. در نمودار شکل (8) نیز ضخامت ورق فولادی میانی برای تمامی مدل­ها برابر mm15 است، و در مدل W8-LP15-4Vs دارای 4 سخت کننده عمودی، W8-LP15-2Vs دارای 2 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 kN1697، kN1798 و kN1366 و بیشینه جابه‌جایی سازه در لحظه افت مقاومت برابر 30، 52 و 40 میلی­متر است. در این مدل­ها نیز از سخت کننده­ها برای محدود 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 غیرکشسان شده، ولی در مدل W8-LP15-Bs مقاومت سازه از kN1689 به kN1366 کاهش یافته است.

**شكل 6.** 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

**شكل 7.** نمودار بار- تغییر مکان برای مدل­­های گروه I دارای سخت کننده­های عرضی و طولی

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

**شكل 8..** نمودار بار- تغییر مکان برای مدل­­های گروه I با تغییر در تعداد سخت کننده­های عرضی و طولی

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

مطابق شکل (12) 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 (8)، مدل W8-LP15-2Vs با دو سخت کننده عمودی بیشترین تاثیر در افزایش ظرفیت سازه داشته، که نسبت به مدل W8-LP15-4Vs در حدود 31% است. از سوی دیگر در مدل W8-LP15-2Vs در جابه­جایی 52 میلی­متر افت مقاومت رخ داده که در دومدل W8-LP15-Bs و W8-LP15-4Vs این مقادیر برابر 30 و 40 میلی­متر هستند. در این نمونه­های در شکل (8)، نمونه W8-LP15-4Vs به علت افزایش سختی با استفاده از 4 سخت کننده در ناحیه ورق میانی و محدود کردن کمانش، مقدار جذب نیرو در این ناحیه افزایش یافته و منجر به تسلیم زودهنگام مهاربند فولادی در محل اتصال با ورق میانی شده است.

W8-LP10 **شكل 9.** کانتور تنش در مرحله آخر بارگذاری

****

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

W8-LP15 **شكل 10.** کانتور تنش در مرحله آخر بارگذاری



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

W8-LP10-VHs **شكل 11.** کانتور تنش در مرحله آخر بارگذاری



Stress contours of W8-LP10-VHs model in last loading step **Fig. 11.**

W8-LP15-4Vs **شكل 12.** کانتور تنش در مرحله آخر بارگذاری



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

**2-5- نتایج بارافزون مدل­های گروه II**

همان‌گونکه در مدل­های گروه I ملاحظه شد؛ به علت کوچک بودن ارتفاع ورق میانی و عدم تشکیل میدان کششی قطری به صورت کامل، کمانش موضعی در محل اتصال بادبند به ورق میانی مشاهده شد. این کمانش موضعی موجب تغییر شکل­های بزرگ در المان تیر و همچنین جابه­جایی­های بزرگ در محل اتصال بادبند به ورق اتصال در جهت عمود بر قاب شد. از این­رو برای کاهش این آثار، می­توان ارتفاع ورق میانی را برای توسعه میدان کششی قطری و افزایش سطح تنش در ورق­های فولادی پرکننده بین بادبند و ستون، افزایش داد. در مدل­های گروه II ارتفاع ورق فولادی میانی به 760 میلی­متر افزایش داده و در تمامی مدل­ها ضخامت ورق­های پر کننده برابر 8 میلی­متر در نظر گرفته شده است. در نمودار شکل (13) نمودار بار افزون (برش پایه- جابه­جایی) برای مدل­های W8-LP10 و W8-LP15 نشان داده شده، که در هر دو مدل در ناحیه کشسان و غیر کشسان جهش و یا افت­های ناگهانی مقاومت، به دلیل امکان ایجاد حوزه میدان کششی بیشتر در ورق میانی مشاهده نمی­شود. مطابق نمودار شکل (13) می­توان دریافت با افزایش ضخامت ورق فولادی میانی از 10 به 15 میلی­متر فقط مدل از ناحیه کشسان بزرگ­تری برخوردار بوده و در هر دو مدل، الگوی تشکیل میدان کششی قطری، تقریباً یکسان شکل (15) هستند. در مدل W8-LP10 حداکثر برش پایه برابر kN932 و در مدل W8-LP15 برابر kN1290، که در ظرفیت سازه در مدل W8-LP15 نسبت به مدل W8-LP10 در حدود %38 افزایش یافته است. به عبارت دیگر می­توان بیان کرد، با افزایش ضخامت ورق میانی با کاهش لاغری در ورق میدان کششی قطری نسبت به مدل قبلی دیرتر تشکیل می­شود، در نتیجه باعث افزایش ظرفیت در ناحیه کشسان و غیرکشسان می­شود. در نمودار (14) به بررسی پاسخ سازه با تغییر در تعداد سخت کننده­ها پرداخته شده است. چگونگی قرارگیری سخت کننده­ها شامل؛ لبه پایینی (Bs)، به صورت عمودی (Vs) و سخت کننده­های با چینش عمودی و افقی (VHs) در ناحیه ورق فولادی میانی هستند. همان­گونه که ملاحظه می­شود، استفاده از سخت‌کننده­ها تاثیری بر افزایش سختی ناحیه کشسان نداشته و فقط محدوده کشسان دست خوش تغییرات شده است.

**شكل 13.** نمودار بار- تغییر مکان برای مدل­­های گروه IIتغییر در ضخامت ورق میانی

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

**شکل 14.** نمودار بار- تغییر مکان برای مدل­های گروه II با تغییر در تعداد سخت کننده­های عرضی و طولی

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

W8-LP10 **شكل 15.** کانتور تنش در مرحله آخر بارگذاری

****

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

W8-LP10-2Vs **شكل 16.** کانتور تنش در مرحله آخر بارگذاری



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

W8-LP10-4Vs **شكل 17.** کانتور تنش در مرحله آخر بارگذاری



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

W8-LP10-4VHs **شكل 18.** کانتور تنش در مرحله آخر بارگذاری



**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-LP10-2Vs، W8-LP10-4Vs و W8-LP10-4VHs در ناحیه غیرکشسان حداکثر برش پایه و جابه­جایی متناظر قبل از افت مقاومت به ترتیب برابر kN1439 و 15 میلی­متر، kN1583 و 24 میلی­متر و kN1623 و 33 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 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 (15 الی 18) چگونگی تشکیل میدان کششی قطری و توزیع تنش در ورق فولادی برای مدل­های فوق نشان داده شده است.

**3-5- بررسی پارامتر سختی مدل­های گروه I**

در شکل­های (19 الی 21)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 460 میلی­متر و با ضخامت ورق­های میانی مختلف 8، 10 و 15 میلی­متر و همچنین در این مدل­ها از سخت کننده­های عمودی و افقی مطابق جدول (1) 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 (9 و 10) 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 عملا تاثیری در افت ناگهانی سختی مطابق نمودار شکل (21) 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.

**شكل 19.** زوال سختی برای مدل­های گروه I با تغییر در ضخامت ورق میانی

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

**شكل 20.** زوال سختی برای مدل­های گروه I دارای سخت کننده­های عرضی و طولی

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

**شكل 21.** زوال سختی برای مدل­­های گروه I با تغییر در سخت تعداد سخت کننده­های عرضی و طولی

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

**4-5- بررسی پارامتر سختی مدل­های گروه II**

در شکل­های (22 و 23) نمودار زوال سختی برای مدل­های گروه II که ارتفاع ورق میانی برابر 742 میلی­متر که در نمودار شکل (23) ورق میانی با ضخامت­های 10 و 15 میلی­متر و در

نمودار شکل (23) ضخامت ورق میانی 10 میلی­متر با سخت کننده­های عمودی و افقی هستند. همانطور که در شکل (22) ملاحظه می­شود، با افزایش ضخامت ورق میانی از 10 به 15 میلی­متر سختی سازه در حد کشسان 5/11% افزایش یافته، ولی در شکل (19) با افزایش ضخامت از 10 به 15 میلی­متر در محدوده کشسان تغییر قابل محسوسی مشاهده نمی­شود. همچنین در محدوده غیرکشسان با افزایش ضخامت ورق میانی در نمودار 22 تقریباً 10% سختی سازه افزایش یافته، و در نمودار شکل (23) زوال سختی برای مدل­ها دارای سخت کننده نشان می­دهد، با افزایش ارتفاع ورق میانی، سخت کننده­ها از لحاظ تاثیرگذاری بر زوال سختی سازه دارای اهمیت بیشتری هستند. در بین مدل­های حاضر در نمودار شکل (23)، مدل W8-LP10-Bs از کمترین تاثیر بر زوال سختی سازه برخوردار بوده و مدل­های 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 kN/m190122 که در مدل W8-LP15 این مقدار برابر kN/m212537 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 می­دهد استفاده از این نوع سخت کننده تقریباً تاثیری در افزایش سختی سازه ندارد. در سایر مدل­ها 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 کننده­ها تاثیر بسزایی در افزایش پارامتر سختی سازه بر عهده دارند. همانگونه که در بند 2-5 اشاره شد با افزایش ارتفاع ورق میانی و تمایل رفتار قاب به حالت خمشی، سخت کننده­ها برای کنترل و محدود کردن کمانش موضعی در ورق میانی در مقایسه با مدل­های گروه I تاثیر بسزایی دارند. همانطور که در شکل (23) ملاحظه می‌شود، مدل­هایی که دارای سخت کننده­های طولی و عرضی هستند، شیب کاهش سختی به تدریج و افت ناگهانی نیز در سختی مشاهده نمی­شود. همین امر می­تواند منجر به بهبود رفتار پایدار سازه در مرحله پلاستیک شود.

**شكل 22.** زوال سختی برای مدل­های گروه IIتغییر در ضخامت ورق میانی

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

**شكل 23.** زوال سختی برای مدل­های گروه IIبا 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

**5-5- بررسی برون محوری ورق فولادی مدل­های گروه I**

برون محوری ورق فولادی در مدل­های گروه I در شکل‌های (24 الی 26)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(9 تا 12 و 15 تا 18)در محل اتصال بادبند به ورق­های برکننده هست. مقدار برون محوری ورق مطابق شکل (24) در سه مدل W8-LP8، W8-LP10 و W8-LP15 با افزایش ضخامت ورق فولادی کاهش و در نمودار شکل‌های (25 و 26)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 در تمامی مدل­ها نیروهای بحرانی برای شروع کمانش برون صفحه­ای برابر هستند.

**شكل 24.** 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

**شكل 25.** جابه­جایی بیرون صفحه برای مدل­های گروه I با سخت کننده‌های عمودی و افقی با ورق فولادی میانی 10 میلی­متر

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

**شكل 26.** جابه­جایی بیرون صفحه برای مدل­های گروه I با سخت کننده­های عمودی و افقی با ورق فولادی میانی 15 میلی­متر

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

**6-5- بررسی برون محوری ورق فولادی مدل­های گروه II**

در شکل­های (27 و 28) نیز جابه­جایی برون صفحه­ای در محلی که کمانش به حداکثر مقدار خود می­رسد، نشان داده شده است. در شکل (27) مدل­های گروه II بدون سخت کننده و در شکل (28) با سخت کننده هستند. همان­گون‌که ملاحظه می­شود، بیشترین جابه­جایی مربوط به مدل W8-LP15 با 170 میلی­متر و W8-LP10 با 150 میلی­متر است. در مدل­های دارای سخت کننده که کمترین تاثیر در کنترل جابه­جایی برون صفحه‌ای مربوط به مدل W8-LP10-Bs ،با سخت کننده افقی در لبه آزاد ورق فولادی میانی، برابر با 130 میلی­متر است. همانطور که در 3 مدل بعدی قابل ملاحظه است، با افزایش تعداد سخت کننده­ها این مقدار کاهش می­یابد که موثرترین سخت کننده مربوط به W8-LP10-4VHs با سخت کننده­های افقی و عمودی در ناحیه ورق میانی است.

**شكل 27.** جابه­جایی بیرون صفحه برای مدل­های گروه II بدون سخت کننده

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

**شكل 28.** جابه­جایی بیرون صفحه برای مدل­های گروه II با سخت کننده­های عمودی و افقی

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

**6- نتیجه­گیری**

استفاده از ورق­های پرکننده در قاب­های فولادی با مهاربندهای واگر، منجر به افزایش سختی و پارامتر مقاومت در سیستم سازه­ای می­شود. مطابق نتایج بدست آمده ملاحظه شد که ورق فولادی میانی در تامین سختی و افزایش مقاومت سازه از اهمیت بسیار بالایی برخوردار است. برای مدل­سازی مناسب و تعیین مقادیر پارامترهای مقاومت، سختی و کمانش در مدل­های پیشنهادی، می­توان از اجزای پوسته­ای (S4R) در نرم­افزار اجزای محدود آباکوس استفاده کرد. همان‌گونه که مدل­ها 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 کمانش­های موضعی مشاهده شد، از همین­رو برای کاهش آثار کمانش موضعی ورق و جلوگیری از افت ناگهانی مقاومت و سختی، استفاده از سخت کننده­ها برای فولادی میانی پیشنهاد می­شود. در ورق­های فولادی با رفتار برشی که امکان شکل­گیری کامل میدان­های کششی قطری وجود ندارند، سخت کننده­ها از افت ناگهانی مقاومت جلوگیری می­کنند ولی تاثیر بسزایی در افزایش سختی کلی سازه ندارند. براساس این مدل­ها، مدل با 2 سخت کننده عمودی در مقایسه مدل با 4 سخت کننده عمودی، ظرفیت سازه در حدود 31% افزایش یافته است. با افزایش ارتفاع ورق میانی، میدان کششی قطری به صورت مناسبی شکل می­گیرد، همچنین سخت کننده­ها علاوه بر افزایش مقاومت منجر به افزایش پارامتر سختی نیز می­شود. در مورد آثار سخت کننده‌ها بر جابه‌جایی برون صفحه­ای محل کمانش، موثرترین آرایش استفاده از سخت کننده­های عمودی و افقی در ورق میانی است.

**7- 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 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-STOREY 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.

[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 Institude 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.

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

**Reza Khalili Sarbangoli1, Ahmad Maleki2\*, Ramin Ketabfroosh Badri3**

1. Ph.D. Student, School of Civil Engineering, Marageh Branch, Islamic Azad University

2. Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Marageh Branch, Islamic Azad University

3. Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Azarshahr Branch, Islamic Azad University

**Email??????**

**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.

1. 1-Concentric braced frame [↑](#footnote-ref-1)
2. 2-Eccentrically braced frame [↑](#footnote-ref-2)
3. 3-Buckling- restrained braced frame [↑](#footnote-ref-3)
4. 4-Direct displacement based design [↑](#footnote-ref-4)
5. 5-Nonlinear geometry effects [↑](#footnote-ref-5)