

ارزیابی بهسازی قاب بتن آرمه با دیوار برشی فولادی به روش‌های اتصال مختلف

Original Article

مجید قلهکی* (دانشیار)

مریم بای‌پور (کارشناس ارشد)

امید رضایی فر (دانشیار)

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

در سال‌های اخیر، استفاده از دیوار برشی فولادی به دلیل مقاومت، سختی، شکل‌پذیری، و ظرفیت اتلاف انرژی بالا در بهسازی سازه‌های موجود مورد توجه قرار گرفته است. در نوشتار حاضر، روش‌های مختلف اتصال دیوار برشی فولادی با ورق نازک به قاب بتن آرمه بررسی شده است. براساس نتایج مدل‌سازی، مقایسه‌ی مقادیر شکل‌پذیری، سختی کشسان، ظرفیت اتلاف انرژی، و ظرفیت باربری نمونه‌ها با اتصال‌های مختلف، افزایش چشمگیر مقادیر ذکرشده را نسبت به قاب بتنی اولیه نشان داد. افزایش ضخامت ورق‌های اتصال و استفاده از نبشی در گوشه‌های ستون برای بهبود عملکرد اتصال، افزایش قابل‌ملاحظه‌ی در مقاومت ایجاد نکرد و باعث غیراقتصادی شدن اتصال شد. مقدار ضریب رفتار و ضریب اضافه مقاومت برای سیستم قاب بتن آرمه‌ی ویژه با دیوار برشی فولادی نازک، به ترتیب برابر ۸٫۳۷ و ۲ برآورد شد که با مقادیر پیشنهادی آیین‌نامه‌ی ۱۰-ASCEV، برای سیستم دوگانه‌ی قاب خمشی فولادی ویژه و دیوار برشی فولادی قابل مقایسه است.

واژگان کلیدی: دیوار برشی فولادی نازک، قاب بتن آرمه، بهسازی، اتصال‌ها، ضریب رفتار.

۱. مقدمه

از مهاربندهای کماتش‌تاب (BRB) که انسجام سازه‌ی را افزایش و با جذب انرژی، پاسخ لرزه‌ی سازه را کاهش می‌دهند، به‌عنوان راهی مؤثر برای بهبود عملکرد لرزه‌ی سازه‌های بتن آرمه توجه شده است.^[۷۶] استفاده از مهاربند کماتش‌تاب زیگزاگی، راه‌حلی مناسب را برای اجرا در بهسازی سازه بتن آرمه فراهم کرده و باعث سهولت در طراحی اتصال‌ها شده است.^[۸] استفاده از روکش‌های فولادی و بتنی و الیاف کربنی پلیمری (CFRP)، به عبارت دیگر محصورشدگی برای بهسازی سازه‌های بتن آرمه، به‌طور کارآمد باعث افزایش شکل‌پذیری، ظرفیت اتلاف انرژی و مقاومت بیشینه شده است.^[۱۰۹]

دیوارهای برشی فولادی که در آیین‌نامه‌ی AISC^[۱۱] با نام SPSW^۱ معرفی شده‌اند، در چند دهه‌ی اخیر به آن‌ها به‌عنوان یک سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی در ساختمان‌های مختلف به‌خصوص در ساختمان‌های بلند توجه شده است.^[۱۲] نتایج آزمایش‌های انجام‌شده بر روی دیوارهای برشی فولادی تحت بارهای چرخه‌ی، نشانگر سختی زیاد، مقاومت کافی، شکل‌پذیری مناسب و استهلاک زیاد انرژی حاصل از زلزله در سیستم باربر جانبی لرزه‌ی مذکور است.^[۱۳] در زمینه‌ی بهسازی سازه‌های بتن آرمه با دیوار برشی فولادی، چند مطالعه‌ی آزمایشگاهی انجام شده است. در سال ۲۰۰۱، برای بهسازی لرزه‌ی ساختمان‌های بتن آرمه‌ی موجود، یک مطالعه‌ی آزمایشگاهی با پانل فولادی با فولاد LYP۱۰۰ انجام شده است.^[۱۵] در شکل ۱ الف، جزئیات اتصال دیوار برشی فولادی به قاب بتن آرمه در مطالعه‌ی

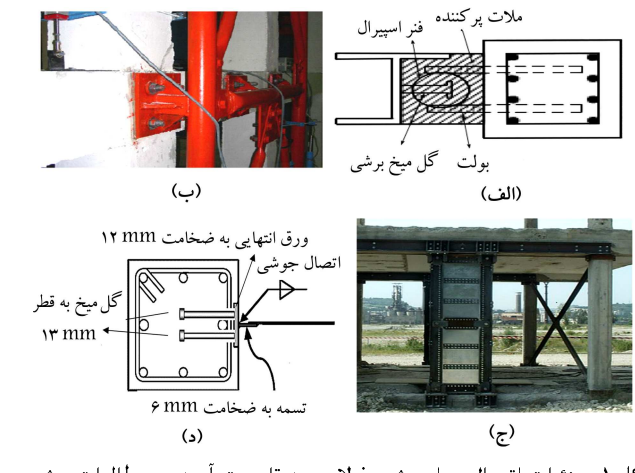
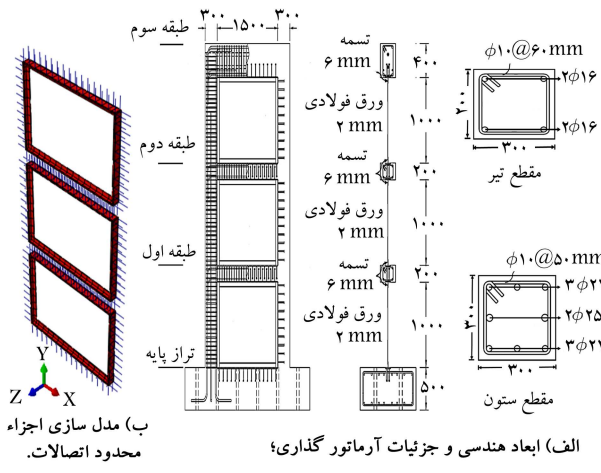
بعد از وقوع زلزله‌ی نورتریج (۱۹۹۴) و زلزله‌ی کوبه (۱۹۹۵) و مشاهده‌ی آسیب‌های چشمگیر سازه‌ها در زلزله‌های مذکور، ضوابط طراحی لرزه‌ی سازه‌ها به‌طور اساسی تغییر کرد. از مهم‌ترین دستورالعمل‌های تدوین‌شده برای بهسازی سازه‌های موجود، می‌توان دستورالعمل‌های ATC-۴۰^[۱] و FEMA۳۵۶^[۲] را نام برد. دستورالعمل‌های مذکور براساس اهمیت ساختمان و کارایی آن پس از وقوع زلزله، آسیب‌های احتمالی را تقسیم‌بندی و سطوح بهسازی را بر اساس آن تعریف کرده‌اند.

ساختمان‌هایی که با ویرایش‌های قبلی آیین‌نامه‌ی زلزله طراحی شده‌اند یا به دلیل عدم رعایت اصول فنی و استفاده از مصالح نامرغوب، ضعف مقاومتی دارند یا ساختمان‌هایی که فقط برای بار نقلی طراحی شده‌اند و همچنین ساختمان‌های با تغییر کاربری، نیاز به بهسازی دارند. برای بهسازی سازه‌های بتن آرمه‌ی موجود از روش‌های مختلفی استفاده می‌شود.^[۳] با وجود این‌که استفاده از مهاربند‌های معمولی (CB)، از چند دهه قبل برای بهسازی سازه‌های بتن آرمه رایج بوده است،^[۵] ولی به دلیل اینکه مهاربند‌های ذکرشده رفتار نامتعادل هیستریزس دارند، استفاده از سیستم مذکور باعث تمرکز خرابی در یک طبقه‌ی خاص می‌شود به همین دلیل به استفاده

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۵/۱۱/۲۴، اصلاحیه ۱۳۹۶/۱/۱۵، پذیرش ۱۳۹۶/۲/۱۷

DOI:10.24200/J30.2018.2024.2065



شکل ۲. جزئیات نمونه آزمایشگاهی و مدل‌سازی اجزاء محدود.

شکل ۱. جزئیات اتصال دیوار برشی فولادی به قاب بتن‌آرمه در مطالعات پیشین.

نکته‌ی مهمی که در بهسازی سازه‌های بتن‌آرمه با دیوار برشی فولادی مورد توجه است، اتصال مناسب دیوار برشی فولادی به قاب بتن‌آرمه است؛ به‌گونه‌ی که اعضاء مرزی، صلیبیت کافی داشته باشند تا بتوانند نیروی میدان کششی ورق فولادی پرکننده را به خوبی به قاب بتنی منتقل کنند. با توجه به اینکه مطالعاتی در زمینه‌ی مقایسه‌ی عملکرد روش‌های مختلف اتصال دیوار برشی فولادی به قاب بتنی و پارامترهای مؤثر در بهبود عملکرد اتصال‌ها صورت نگرفته است لذا در نوشتار حاضر، برای اتصال دیوار برشی فولادی به قاب بتن‌آرمه، چهار نوع اتصال پیشنهاد و بررسی شده است که سه نوع اول برای بهسازی سازه‌های بتن‌آرمه و نوع چهارم برای سازه‌های نوساخت کاربرد دارد. برای دست‌یابی به اتصال بهینه، مطالعات پارامتریک انجام و عملکرد اتصال‌ها با یکدیگر مقایسه شد.

۲. صحت‌سنجی مدل‌سازی نمونه‌ی آزمایشگاهی

در پژوهش حاضر، به منظور صحت‌سنجی مدل‌سازی‌ها، از یک مطالعه‌ی آزمایشگاهی در سال ۲۰۱۱^[۱۹] و نیز از نرم‌افزار اجزاء محدود ۴-۶/۱۳ ABAQUS استفاده شده است. نمونه‌ی موردبررسی در نوشتار حاضر، قاب بتن‌آرمه‌ی سه طبقه‌ی یک دهانه با مقیاس ۱/۲ است که سیستم باربر جانبی آن ورق فولادی نازک است. در شکل ۲ الف، جزئیات و ابعاد هندسی مقاطع نشان داده شده است. برای انتقال نیرو بین دیوار برشی فولادی و قاب بتن‌آرمه از گل‌میخ‌های مدفون‌شده در تیر و ستون استفاده شده است. مدل‌سازی اجزاء محدود اتصال‌ها در شکل ۲ ب نشان داده شده است، طراحی برای گل‌میخ‌ها با فرض توزیع یکنواخت نیروی میدان کششی در اعضاء مرزی محاسبه شده است. دو ردیف گل‌میخ به طول ۱۵۰ میلی‌متر در فواصل ۱۰۰ میلی‌متر به ورق انتهایی به عرض ۱۰۰ میلی‌متر جوش شده است. دیوار برشی فولادی با اتصال جوشی به‌وسیله‌ی تسمه به عرض ۵۰ میلی‌متر و ضخامت ۶ میلی‌متر به ورق انتهایی متصل شده است.

۱.۲. مشخصات مصالح

در جدول‌های ۱ و ۲، مشخصات مصالح نمونه‌ی آزمایشگاهی ارائه شده است. قاب پیرامونی، قاب بتن‌آرمه‌ی ویژه است که مطابق آیین‌نامه‌ی ۸-۳۱۸ ACI طراحی شده است. نسبت ابعادی (l_p/h_p) برابر ۱/۵ است ($l_p = 1500 \text{ mm}$) و $h_p = 1000 \text{ mm}$ و l_p و h_p به ترتیب طول و ارتفاع ورق فولادی هستند.

مذکور نشان داده شده است که مطابق آن، دیوار برشی فولادی به قاب فولادی با مقطع H شکل متصل شده و محور ضعیف آن در صفحه‌ی قاب بتنی قرار گرفته است. قاب فولادی مذکور به‌وسیله‌ی پرکننده‌ی شیمیایی و بولت برشی که برای انتقال کارآمد برش طراحی شده‌اند، به قاب بتن‌آرمه متصل شده است. برای عملکرد بهتر اتصال، یک فنر اسپیرال درون ملات پرکننده بین قاب فولادی و قاب بتن‌آرمه قرار گرفته و نتایج نشان داده است که ساخت و طراحی صحیح پانل‌های برشی ساخته‌شده از فولاد LYP باعث اتلاف انرژی بالایی می‌شود. در مطالعه‌ی دیگری (۲۰۱۲)، برای بررسی عملکرد دیوار برشی فولادی خارجی در قاب بتنی، آزمایشی بر روی قاب بتن‌آرمه‌ی دو طبقه با مقیاس ۱/۱۶ انجام شده است،^[۱۶] که در آن دیوار برشی فولادی به صورت مهاربند A شکل، طراحی و از طریق بولت و یک قاب خارجی با مقطع دایره‌ی توخالی به قاب بتن‌آرمه متصل شده (شکل ۱ ب) و نتایج نشان داده است که دیوارهای برشی فولادی خارجی ظرفیت تحمل بار جانبی و سختی را افزایش می‌دهند و در بولت‌ها هیچ خسارتی رخ نداده و به‌خوبی بار را به قاب بتنی منتقل کرده‌اند. همچنین در یک مطالعه‌ی آزمایشگاهی (۲۰۱۰) برای بهسازی سازه‌های بتن‌آرمه‌ی موجود با مقیاس کامل با استفاده از پانل‌های فولادی و آلومینیومی،^[۱۷] و در ادامه‌ی مطالعه‌ی مذکور در سال ۲۰۱۵، مطالعات آزمایشگاهی دیگری برای مقایسه‌ی روش‌های مختلف بهسازی سازه‌های بتن‌آرمه در شرایط مشابه انجام شده است،^[۱۸] که در آن مطابق شکل ۱ ج، دیوار برشی فولادی به‌وسیله‌ی پروفیل UPN و بولت به قاب بتن‌آرمه متصل شده و نتایج نشان داده است که استفاده از روش‌های بهسازی با پانل‌های فولادی و آلومینیومی باعث افزایش مقاومت، سختی و ظرفیت تغییرشکل سازه‌ی اولیه شده است. برخی پژوهشگران (۲۰۱۱)،^[۱۹] نیز در یک مطالعه‌ی آزمایشگاهی به بررسی عملکرد ورق فولادی نازک در قاب بتن‌آرمه‌ی یک دهانه‌ی سه طبقه با مقیاس ۱/۲ پرداخته‌اند که در آن یک قاب بتن‌آرمه با دیوار برشی بتن‌آرمه مقایسه شده است (شکل ۱ د). همان‌طور که مشاهده می‌شود، دو ردیف گل‌میخ به ورق انتهایی جوش و دیوار برشی فولادی با اتصال جوشی به‌وسیله‌ی تسمه به ضخامت ۶ میلی‌متر به ورق انتهایی متصل شده است. همچنین نتایج نشان می‌دهد که استفاده از دیوار برشی فولادی نازک در قاب بتن‌آرمه، باعث افزایش شکل‌پذیری، سختی، ظرفیت اتلاف انرژی و ظرفیت باربری قاب بتن‌آرمه‌ی اولیه و نیز بهبود وضعیت ترک‌های برشی و شکست اتصال تیر-ستون شده است. مقایسه‌ی نتایج نمونه‌های قاب بتن‌آرمه با دیوار برشی فولادی نازک و دیوار برشی بتن‌آرمه ویژه نیز نشان داد که نمونه با دیوار برشی فولادی نسبت به نمونه با دیوار برشی بتن‌آرمه، شکل‌پذیری، ظرفیت اتلاف انرژی، و مکانیسم شکست بهتری داشته است.

۲.۲. مدل سازی رفتار بتن

برای مدل سازی رفتار بتن از مدل خمیری آسیب دیده بتن (CDP)^۲ استفاده شده است. مشخصات محدوده خمیری بتن در جدول ۳ ارائه شده است.

۳.۲. انتخاب نوع المان

برای ورق فولادی از المان پوسته یی ۴ گره یی با انتگرال گیری کاهش یافته (SFR) استفاده شده است. المان مذکور توانایی بررسی رفتار هر دو پوسته ی ضخیم و نازک را دارد. برای قاب بتنی و نیز ورق های اتصال از المان سه بعدی ۸ گره یی با انتگرال گیری کاهش یافته (C3D8R) استفاده شده است. برای آرماتورها و گل میخ ها از المان ۲ گره یی خرابایی (T3D2) استفاده شده است. شکل ۳ الف، شبکه بندی مدل اجزاء محدود را نشان می دهد.

جدول ۱. مشخصات بتن و فولاد.

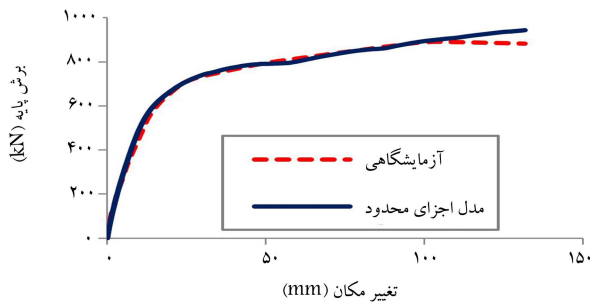
ضریب پواسون	مدول کشسانی (MPa)	مقاومت فشاری (MPa)	
۰٫۱۵	۲۵۰۰۰	۲۶٫۴	بتن
۰٫۳	۲۰۰۰۰۰	-	فولاد

۵.۲. بارگذاری

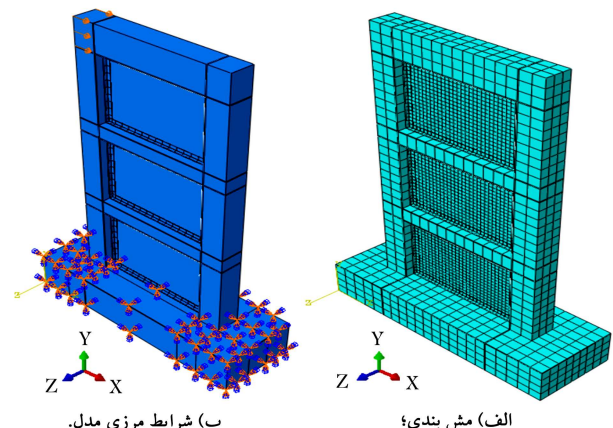
بارگذاری به صورت کنترل تغییر مکان در تیر فوقانی اعمال شده است. برای این منظور، تحلیل استاتیکی غیرخطی انجام گرفت و تغییر مکانی برابر با بیشترین تغییر مکان هدف وارد شده به نمونه ی آزمایشگاهی به مدل وارد شد. شرایط مرزی نمونه در شکل ۳ ب نشان داده شده است.

۶.۲. رفتار بارافزون مدل اجزاء محدود

شکل ۴، صحت سنجی منحنی بارافزون نمونه ی آزمایشگاهی را نشان می دهد.



شکل ۴. صحت سنجی نمونه ی آزمایشگاهی.



شکل ۳. جزئیات مدل سازی اجزاء محدود.

جدول ۲. مشخصات تنش تسلیم و نهایی فولاد.

مشخصات	تنش تسلیم (MPa)	تنش نهایی (MPa)	
آرماتور ستون	۴۴۳	۵۹۰	۲۵
آرماتور ستون	۴۳۰	۵۹۰	۲۲
آرماتور تیر	۴۷۱	۵۹۰	۱۶ قطر
خاموت	۴۸۶	۵۹۰	۱۰ (mm)
گل میخ	۲۴۰	۳۷۰	۱۳
ورق فولادی اتصال ها	۲۴۰	۳۶۰	۱۲ ضخامت
ورق فولادی پرکننده	۳۰۲	۴۴۰	۲ (mm)

جدول ۳. مشخصات محدوده ی خمیری بتن.

Dilation angle	Eccentricity	fb^0 / fc^0	K	Viscosity Parameter
۳۱	۰٫۱	۱٫۱۶	۰٫۶۷	۰٫۰۰۲

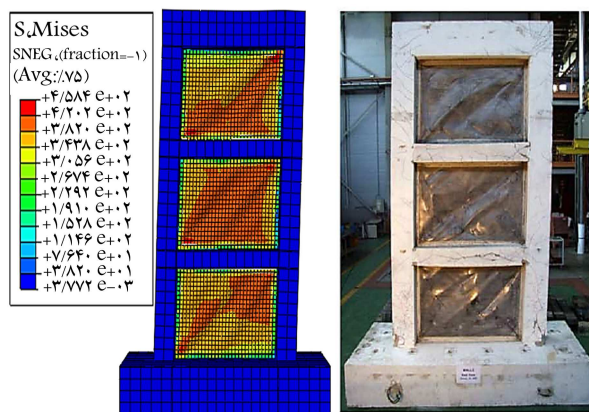
متصل به ورق فولادی پرکننده و تغییر ضخامت ورق های اتصال است. در نمونه های اتصال نوع دو، ابتدا ضخامت ورق های فولادی اتصال و بست های ستون، مانند نمونه های اتصال نوع یک، ۱۲ میلی متر انتخاب شد. سپس برای بررسی بیشتر از ضخامت ۶ میلی متر برای ورق های اتصال و بست های ستون استفاده شد. نمونه های با ورق های اتصال ۶ میلی متر با نبشی های ۵ × ۵، ۶ × ۷۵ و ۱۰ × ۱۰۰ میلی متر، یعنی نسبت (t_i/t_p) ، ۳، ۲/۵ و ۵ مدل سازی شد. شکل کلی نام گذاری نمونه های اتصال نوع دو به صورت $SCS-t-L$ است. در عبارت اول، C به معنای محصورشدگی در ستون و حرف S نشان دهنده وجود بولت در تیرهاست. سایر حروف از چپ به راست به ترتیب ضخامت ورق های اتصال و سازه نبشی است. در اتصال نوع دو، ۴ نمونه بررسی شد.

اتصال نوع سه، مشابه اتصال نوع دو است، همان طور که در شکل ۶ (د و ه) مشاهده می شود، تفاوت فقط در آن است که در گوشه های ستون ها از ۴ عدد نبشی استفاده شده است. در اتصال مذکور، ۲ نمونه بررسی شد. پارامترهای مورد بررسی، تأثیر نبشی های استفاده شده در گوشه های ستون و بررسی تأثیر بولت های استفاده شده در ستون ها برای بهبود عملکرد اتصال است. همان طور که در شکل ۶ ه مشاهده می شود، در نمونه ی دوم اتصال نوع سه، در ستون ها از یک ردیف بولت استفاده شده است. طول بولت های استفاده شده در ستون ها برابر مجموع بعد ستون و ضخامت بال دو نبشی است، که به فاصله ی ۳۱۰ میلی متر از هم قرار گرفته اند. نحوه ی نام گذاری نمونه ها به صورت $SCSL-t-L$ برای نمونه ی اول و $SCSSL-t-L$ برای نمونه ی دوم اتصال مذکور انجام شد. مفهوم حرف C در قسمت اول، مشابه نمونه های قبلی بوده و S اول نمایانگر بولت در تیر و S دوم بیانگر بولت در ستون است؛ و در حالت دوم که هم در تیر و هم در ستون از بولت استفاده شده است، از دو عدد S استفاده شده است. عبارت های بعدی از چپ به راست به ترتیب بیانگر ضخامت ورق های اتصال و سازه نبشی متصل به ورق فولادی پرکننده است.

در اتصال نوع چهار که در شکل ۶ و نشان داده شده است از خاموت های اضافه برای اتصال ورق ها استفاده شده است. مطابق شکل ۶، خاموت های اضافه در میان خاموت های تیرها و ستون ها جای گذاری می شوند. پارامترهای مورد بررسی در اتصال نوع چهار، فاصله و تنش تسلیم خاموت های اتصال است. با توجه به اینکه در اتصال مذکور، از خاموت اضافه در تیرها و ستون ها استفاده شده است، نحوه ی نام گذاری نمونه ها به صورت $SC-x-y-f$ است. S اول نشان دهنده ی نوع اتصال یعنی خاموت اضافه است. عبارت های بعدی از چپ به راست به ترتیب بیانگر فاصله ی خاموت اتصال تیر، فاصله ی خاموت اتصال ستون و تنش تسلیم خاموت های اتصال است. در اتصال نوع چهار، ۳ نمونه بررسی شد.

۴. بررسی مکانیسم شکست و رفتار مدل ها

در نوشتار حاضر، معیار تسلیم تنش فون مایسز^۳ در نظر گرفته شد. در شکل ۷، تنش فون مایسز تعدادی از مدل های بررسی شده در تغییر مکان نهایی نشان داده شده است. به دلیل اینکه سایر نمونه ها عملکرد مشابهی را نشان دادند، فقط تعدادی از نتایج ارائه شده است. با توجه به اینکه تنش تسلیم ورق فولادی پرکننده، ۳۰۲ مگاپاسکال است، نواحی تسلیم شده به خوبی نشان داده شده است. شکل ۷ الف، تنش فون مایسز نمونه ی $SC-12-C-50$ را در تغییر مکان نهایی ۱۱۷ میلی متر نشان می دهد. همان طور که مشاهده می شود، تسلیم ورق فولادی به طور یکنواخت در ارتفاع دیوار توزیع نشده و روی قطر کششی متمرکز شده است. سطح تسلیم ورق فولادی



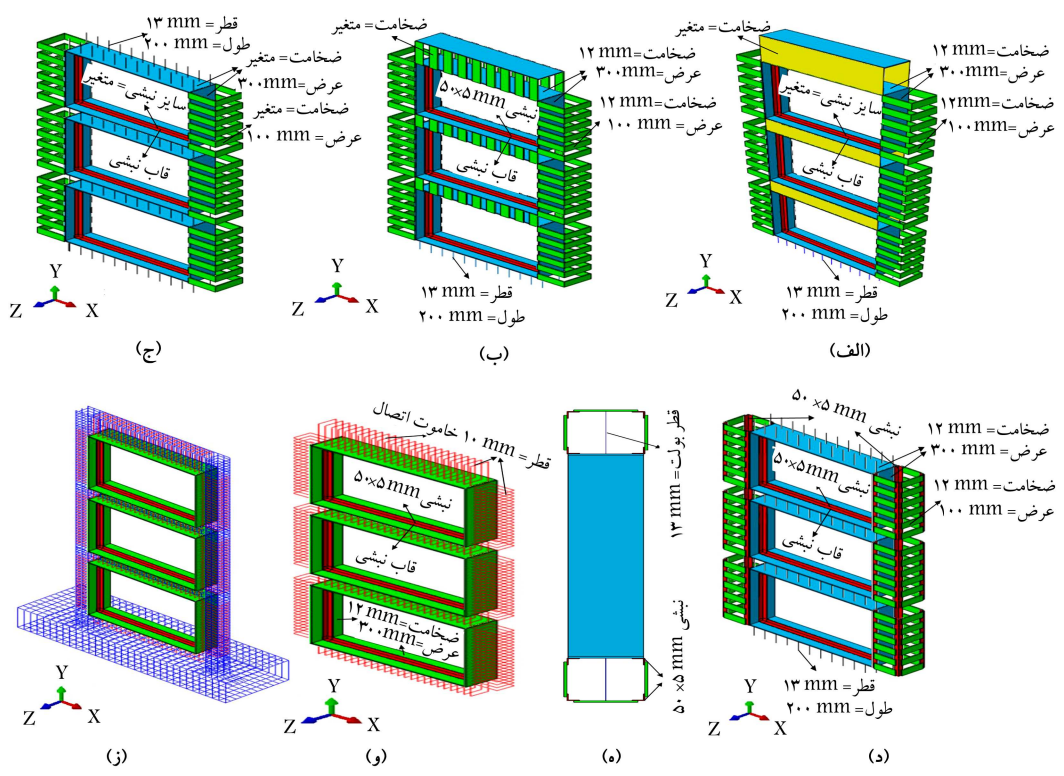
الف) تغییر شکل نمونه آزمایشگاهی؛ ب) تنش فون مایسز مدل اجزاء محدود. شکل ۵. وضعیت نمونه مورد بررسی در تغییر مکان نهایی.

همان طور که مشاهده می شود، نتایج مدل اجزاء محدود، تطابق خوبی با نمونه ی آزمایشگاهی دارد. شکل ۵، تغییر شکل نهایی نمونه ی آزمایشگاهی و تنش فون مایسز مدل اجزاء محدود در تغییر مکان نهایی را نشان می دهد. همان طور که مشاهده می شود، ورق فولادی در هر ۳ طبقه کاملاً تسلیم شده است.

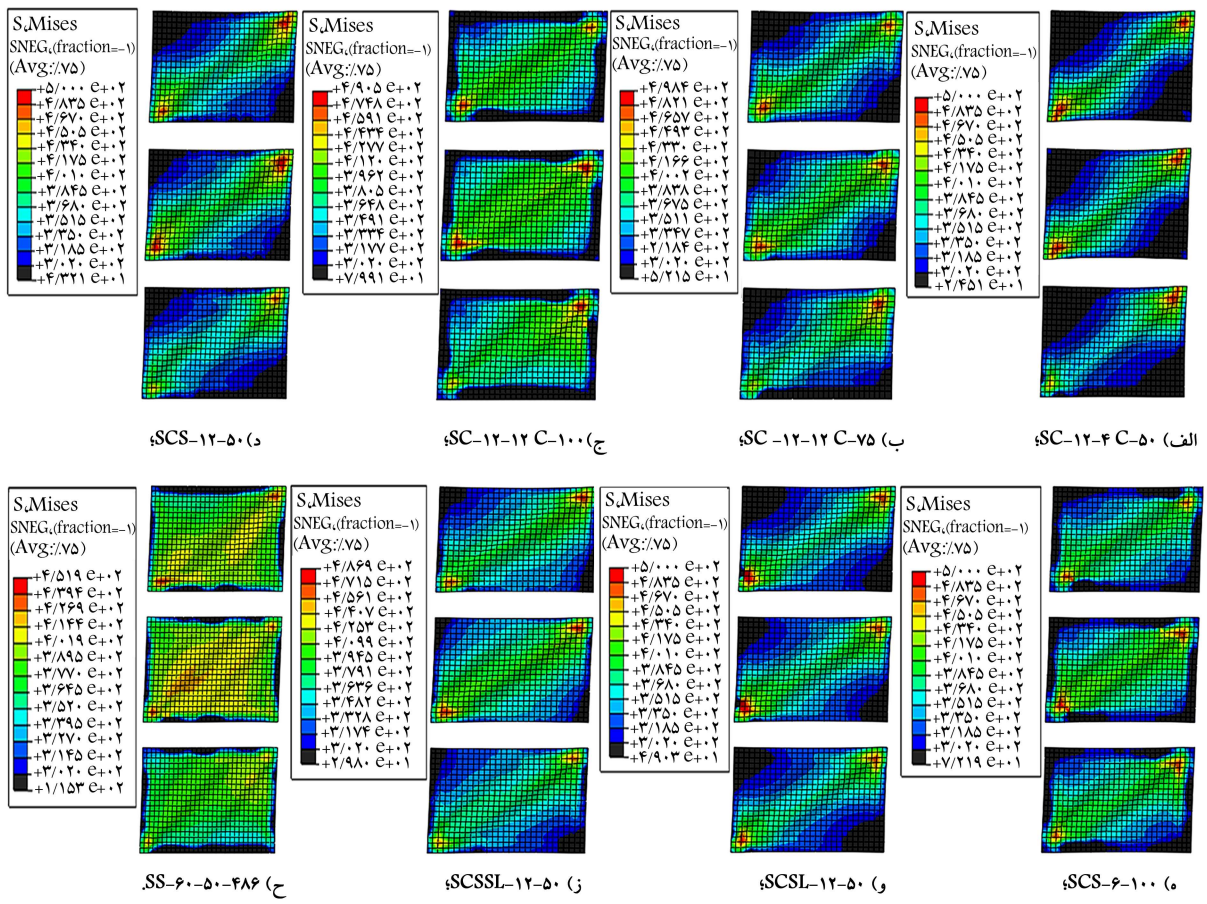
۳. مدل سازی نمونه ها و اتصال های مختلف

در نوشتار حاضر، عملکرد چهار نوع اتصال برای انتقال نیروی میدان کششی ورق فولادی پرکننده به قاب بتن آرمه بررسی شد. سه نوع اتصال اول، برای بهسازی و اتصال نوع چهارم، برای نوسازی کاربرد دارد. این تذکر لازم است که برای قابل مقایسه بودن نتایج، مشخصات مصالح، مش بندی، شرایط مرزی و قطر بولت های استفاده شده در تمامی نمونه ها، مشابه نمونه ی آزمایشگاهی انتخاب شده است. جزئیات تمامی اتصال ها در شکل ۶ نشان داده شده است. مشخصات اتصال ها و مطالعات پارامتریک صورت گرفته در هر اتصال به این شرح است: در اتصال نوع یک، که در شکل ۶ (الف و ب) نشان داده شده است، به جای گل میخ یا بولت از ورق سراسری یا بست در تیرها و بست های U شکل در ستون ها استفاده شد. همچنین در قسمت داخلی، قاب فولادی قرار گرفت و ورق فولادی پرکننده به وسیله ی نبشی متصل شد. پارامترهای مورد بررسی در اتصال نوع یک، تفاوت استفاده از ورق سراسری یا بست در تیرها، ضخامت بست های تیرها و تغییرات سازه نبشی های متصل به ورق فولادی پرکننده است. نبشی های استفاده شده ۵ × ۵، ۶ × ۷۵ و ۱۰ × ۱۰۰ میلی متر است. به عبارت دیگر، نسبت ضخامت نبشی به ضخامت ورق فولادی پرکننده (t_i/t_p) ، ۳، ۲/۵ و ۵ بررسی شد. برای نام گذاری نمونه های اتصال نوع یک، از عبارت $SC-t-t-L$ استفاده شد که حرف اول از سمت چپ معرف نوع اتصال است. حرف C معرف اتصال محصور شده به وسیله ی ورق بوده و بقیه ی حروف به ترتیب از چپ به راست معرف ضخامت بست ستون، ضخامت ورق اتصال تیر و سازه نبشی است. در نمونه هایی که در تیرها، ورق اتصال پیوسته دارند، حرف C در کنار عدد ضخامت ورق اتصال تیر قرار داده می شود. در اتصال مذکور، ۸ نمونه بررسی شد.

در اتصال نوع دو که در شکل ۶ ج نشان داده شده است، در تیرها از دو ردیف بولت به طول ۲۰۰ میلی متر و فاصله ی ۱۳۰ میلی متر و در ستون ها از بست های U شکل استفاده شد. پارامترهای مورد بررسی در اتصال نوع دو، تغییر سازه نبشی های



شکل ۶. جزئیات اتصال‌های نمونه‌ها.



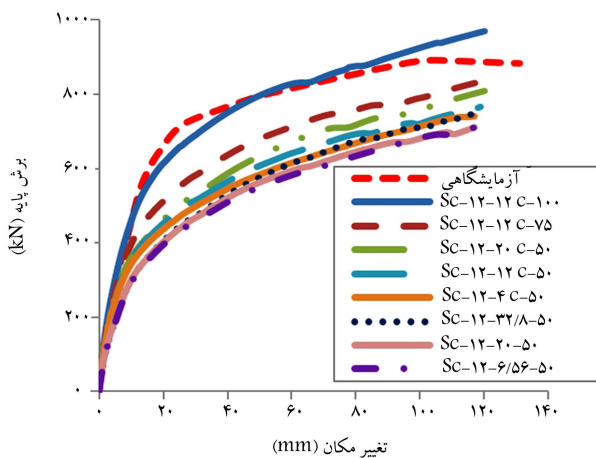
شکل ۷. تنش فون مایسز ورق فولادی پرکننده‌ی نمونه‌ها در تغییر مکان نهایی.

۵. بررسی رفتار بارافزون مدل‌ها

۱.۵. رفتار نمونه‌های با اتصال نوع یک

در شکل ۸، مقایسه‌ی نتایج بار-تغییرمکان تمامی نمونه‌های با اتصال نوع یک نشان داده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، در نمونه‌های با نبشی $5^\circ \times 5^\circ$ میلی‌متر یعنی نسبت (t_i/t_p) برابر ۲/۵، مقاومت نمونه‌ها کمتر از نمونه‌ی آزمایشگاهی است. همان‌طور که در بررسی مکانیسم شکست نمونه‌ها مشاهده شد، توزیع تنش ورق‌های فولادی در نمونه‌های مذکور، به‌طور یکنواخت در ارتفاع ورق فولادی پرکننده نبود و ناحیه‌ی تسلیم شده روی قطر کششی متمرکز شده بود. برای عملکرد مطلوب ورق فولادی پرکننده لازم است تا اتصال، صلیبیت لازم برای انتقال میدان کششی ورق فولادی پرکننده را داشته باشد. با توجه به اینکه در اتصال نوع یک از بولت یا گل‌میخ استفاده نشده است، واضح است که ورق‌های فولادی که خارج از قاب بتنی قرار دارند، نمی‌توانند درگیری لازم برای اتصال مذکور را مانند اتصال با بولت یا گل‌میخ برقرار کنند. با توجه به اینکه برای بهسازی هر سازه‌ی بتنی بر حسب موقعیت، یک روش اتصال ارجحیت دارد، استفاده از روش ذکر شده برای زمانی که اعضاء مرزی قاب بتنی، ضعف مقاومتی زیادی دارند و استفاده از روش مخرب باعث بحرانی شدن وضعیت سازه می‌شود، کاربرد دارد. پس باید پارامترهای دیگر برای بهبود عملکرد اتصال نوع یک بررسی شود. لذا دو پارامتر ضخامت ورق‌های اتصال تیرها و افزایش سازه‌ی نبشی‌های اتصال بررسی شد. با توجه به اینکه از افزایش ضخامت ورق‌های اتصال، به میزان ۳ برابر و سپس ۵ برابر استفاده شد، ولی نتایج نشان داد که افزایش ضخامت ورق‌های اتصال تأثیر چندانی در افزایش مقاومت کلی سیستم ندارد و افزایش بیش از حد آن باعث غیراقتصادی شدن طرح می‌شود. بنابراین، پارامتر افزایش سازه‌ی نبشی‌ها بررسی شد.

در ۶ نمونه از نبشی $5^\circ \times 5^\circ$ میلی‌متر استفاده شده است. برای بهبود عملکرد اتصال از نبشی‌های $7.5^\circ \times 6^\circ$ و $10^\circ \times 10^\circ$ میلی‌متر یعنی نسبت (t_i/t_p) برابر ۳ و ۵ استفاده شد. همان‌طور که نتایج تحلیل نمونه‌ها نشان می‌دهد، در نسبت (t_i/t_p) برابر ۵، ظرفیت باربری بیشینه‌ی نمونه بیشتر از نمونه‌ی آزمایشگاهی است. این نتیجه با توجه به مکانیسم تسلیم ورق فولادی پرکننده‌ی نمونه‌ی مذکور قابل توجیه است. همان‌طور که در بخش مکانیسم شکست نشان داده شد، با افزایش سازه‌ی نبشی‌ها، توزیع تسلیم‌شدگی در ارتفاع ورق فولادی پرکننده یکنواخت‌تر شد و



شکل ۸. منحنی بار-تغییرمکان نمونه‌های اتصال نوع یک.

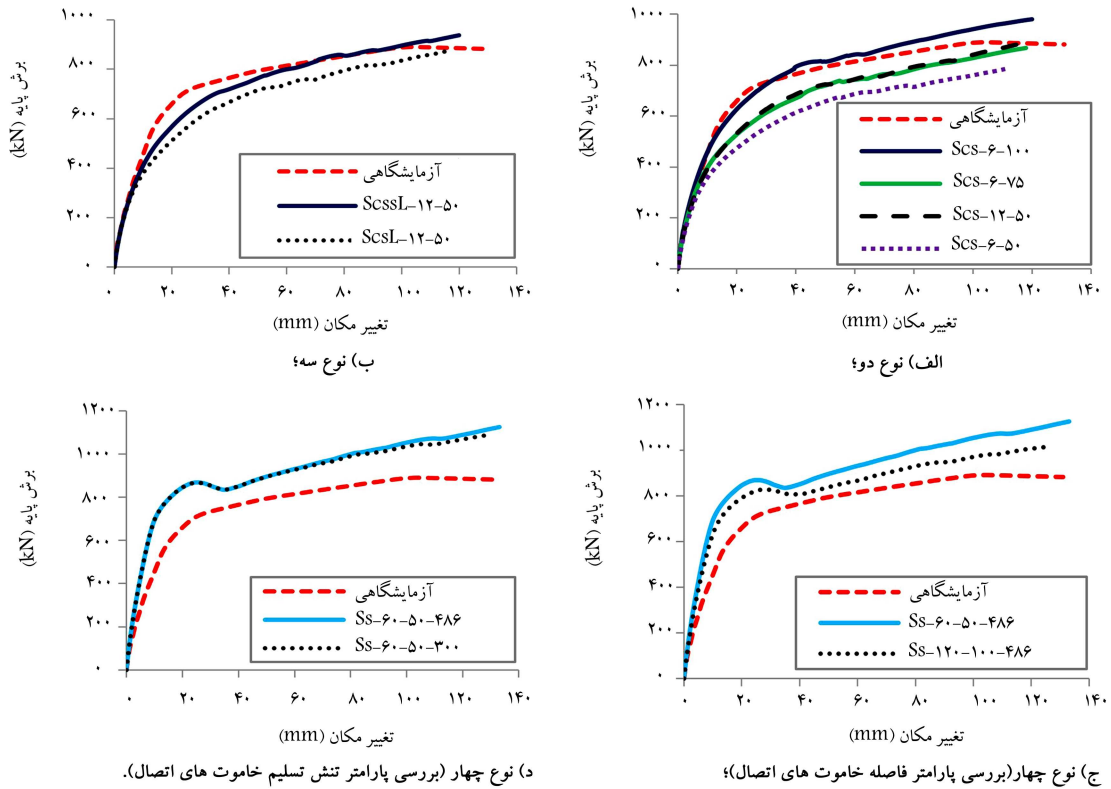
پرکننده در سایر نمونه‌های اتصال نوع یک، که در آن‌ها از نبشی $5^\circ \times 5^\circ$ میلی‌متر برای اتصال ورق فولادی پرکننده استفاده شده است، مشابه نمونه‌ی مذکور است. شکل ۷ (ب و ج)، تنش فون مایسز ورق‌های فولادی پرکننده نمونه‌های $SC-12-12C-75$ و $SC-12-12C-100$ را در تغییرمکان نهایی 12° میلی‌متر نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود، در نمونه‌ی $SC-12-12C-100$ که در آن از نبشی $10^\circ \times 10^\circ$ میلی‌متر استفاده شده است، نسبت به نمونه‌هایی که در آن‌ها از نبشی‌های $5^\circ \times 5^\circ$ و $6^\circ \times 7.5^\circ$ میلی‌متر استفاده شده است، گسترش تسلیم‌شدگی در ورق فولادی بیشتر است. در نمونه‌ی مذکور از ظرفیت ورق فولادی پرکننده به‌خوبی استفاده شده است و انتظار می‌رود که مقاومت بالاتری نسبت به نمونه‌های قبلی داشته باشد. علت توزیع مطلوب تسلیم‌شدگی در ورق‌های پرکننده، صلیبیت مناسب اتصال‌های نبشی است که نقش انتقال نیروی میدان کششی ورق فولادی پرکننده به قاب بتنی را داشته و استفاده از نسبت (t_i/t_p) برابر ۵، عملکرد مطلوبی را نشان داده است.

شکل ۷د، تنش فون مایسز نمونه‌ی $SC-12-50$ را در تغییرمکان نهایی 11.8° میلی‌متر نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود، نسبت به نمونه‌های با شرایط مشابه اتصال نوع یک، نواحی تسلیم‌شده‌ی ورق فولادی پرکننده بیشتر بوده و تسلیم‌شدگی در ارتفاع ورق فولادی پرکننده توزیع شده است. نتایج مذکور نشان می‌دهد که بولت‌های استفاده شده به جای ورق‌های پیوسته یا بست‌ها در تیر، باعث انتقال بهتر نیروی کششی ورق فولادی پرکننده به قاب بتنی شده‌اند ولی با توجه به اینکه در ستون‌ها از بست استفاده شده است، تسلیم‌شدگی به‌طور کامل در کل سطح ورق فولادی پرکننده توزیع نشده است. شکل ۷ه، تنش فون مایسز نمونه‌ی $SC-6-100$ را در تغییرمکان نهایی 12° میلی‌متر نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود، نواحی تسلیم‌شده در ورق فولادی پرکننده بیشتر از نمونه‌ی $SC-12-50$ است. این مسئله نشان‌دهنده‌ی عملکرد مطلوب اتصال و استفاده از ظرفیت ورق فولادی پرکننده است.

شکل ۷و، تنش فون مایسز نمونه‌ی $SC-12-50$ را در تغییرمکان نهایی 11.5° میلی‌متر نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود، نسبت به نمونه‌های اتصال نوع یک، نواحی تسلیم‌شده‌ی ورق فولادی پرکننده بیشتر است ولی مانند نمونه‌های با ضخامت مشابه اتصال نوع دو، تسلیم‌شدگی در تمام سطح ورق فولادی توزیع نشده است. این نتایج نشان می‌دهد که در شرایط یکسان، استفاده از نبشی در گوشه‌های ستون‌ها، تأثیر چندانی در توزیع یکنواخت تسلیم‌شدگی در ورق فولادی پرکننده ندارد. انتظار می‌رود که نتایج مقاومت نمونه‌ی مذکور، افزایش چندانی نسبت به نمونه‌های با شرایط مشابه اتصال نوع دو نداشته باشد.

شکل ۷ز، تنش فون مایسز ورق‌های فولادی پرکننده‌ی نمونه‌ی $SC-SSL-12-50$ را در تغییرمکان نهایی 12° میلی‌متر نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود، تسلیم‌شدگی در کل سطح ورق فولادی پرکننده توزیع شده است. در نمونه‌ی ذکر شده نسبت به نمونه‌ی $SC-12-50$ نواحی تسلیم‌شده‌ی ورق فولادی پرکننده بیشتر است و این نتایج نشان‌دهنده‌ی تأثیر قرارگیری بولت در ستون است. استفاده از بولت در تیر یا ستون هر دو باعث اتصال بهتر ورق فولادی پرکننده به قاب بتنی می‌شود و در توزیع میدان کششی، ورق فولادی پرکننده عملکرد مطلوبی را نشان می‌دهد ولی باید توجه داشت که عدم استفاده از بولت در ستون اهمیت دارد.

شکل ۷ح، تنش فون مایسز نمونه‌ی $SS-60-50-48$ را در تغییرمکان نهایی 13.7° میلی‌متر نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود، در تغییرمکان نهایی، توزیع تسلیم‌شدگی در ارتفاع ورق فولادی پرکننده یکنواخت است. این مسئله، عملکرد مطلوب اتصال در توزیع میدان کششی ورق فولادی پرکننده را نشان می‌دهد.



شکل ۹. منحنی بار- تغییر مکان نمونه‌های اتصال‌ها.

نبشی‌ها نسبت به نمونه $SCS-12-50$ ، به میزان ۲۵٪ کاهش داشته است، ولی اتصال موردنظر عملکرد بهتری نسبت به نمونه $SCS-12-50$ از خود نشان داده است. این نتایج نشان می‌دهد که برای بهبود عملکرد اتصال ورق فولادی پرکننده به قاب بتنی، افزایش ضخامت ورق‌های اتصال تیرها و ستون‌ها تأثیر ناچیزی دارد و باعث غیراقتصادی شدن طرح می‌شود.

در نسبت (t_l/t_p) برابر ۵، توزیع یکنواخت تسلیم‌شدگی در ارتفاع ورق فولادی مشاهده شد. می‌توان نتیجه گرفت که به جای افزایش ضخامت ورق‌های اتصال، که باعث غیراقتصادی شدن طرح می‌شود، می‌توان سایز نبشی‌ها را افزایش داد.

۲.۵. رفتار نمونه‌های با اتصال نوع دو

در شکل ۹ الف، منحنی بار- تغییر مکان نمونه‌های اتصال نوع دو نشان داده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، در نمونه‌یی که ضخامت ورق‌های فولادی اتصال‌ها برابر ۱۲ میلی‌متر و نسبت (t_l/t_p) برابر ۲٫۵ است، ظرفیت باربری نمونه کمتر از نمونه آزمایشگاهی به دست آمد. در نمونه‌هایی که ضخامت ورق فولادی اتصال ۶ میلی‌متر است، در نسبت (t_l/t_p) برابر ۲٫۵، نمونه کمترین ظرفیت باربری را دارد. منحنی‌های بار- تغییر مکان نمونه‌های $SCS-12-50$ و $SCS-6-75$ بر هم منطبق است. این نتایج نشان می‌دهد در صورتی که ضخامت ورق‌های اتصال نصف شود، ولی سطح مقطع نبشی‌های اتصال افزایش یابد، می‌توان کاهش ظرفیت باربری نمونه را جبران کرد. حجم ورق فولادی استفاده‌شده برای تیرها و ستون‌ها و نبشی‌ها در نمونه $SCS-6-75$ نسبت به نمونه $SCS-12-50$ به میزان ۴۱٪ کاهش داشته است، ولی منحنی بار- تغییر مکان هر دو بر هم منطبق است.

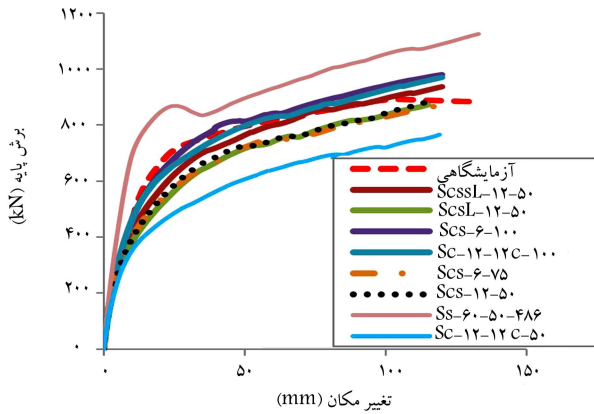
منحنی بار- تغییر مکان نمونه $SCS-6-100$ بالاتر از نمونه آزمایشگاهی قرار گرفته است. همان‌طور که در قسمت بررسی مکانیسم شکست نمونه‌ها بررسی شد، در نمونه مذکور تسلیم‌شدگی به‌طور یکنواخت در ارتفاع ورق فولادی پرکننده توزیع شده است. این عملکرد مطلوب نشان‌دهنده آن است که اتصال مذکور، صلبیت لازم برای انتقال نیروی میدان کششی ورق فولادی پرکننده به قاب بتنی را دارد. در نمونه $SCS-6-100$ ، حجم ورق فولادی استفاده‌شده برای تیرها و ستون‌ها و

۳.۵. رفتار نمونه‌های با اتصال نوع سه

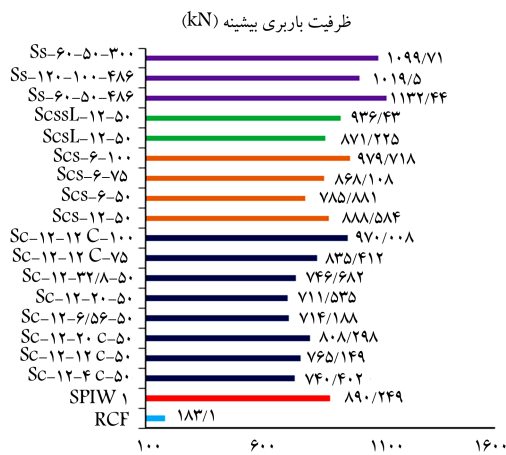
در شکل ۹ ب، منحنی بار- تغییر مکان نمونه‌های با اتصال نوع سه با نمونه آزمایشگاهی مقایسه شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، در نمونه $SCSSL-12-50$ که در آن فقط در تیرها از دو ردیف بولت استفاده شده است، در مقایسه با نمونه $SCSSL-12-50$ که در آن علاوه بر تیرها، در ستون‌ها نیز یک ردیف بولت استفاده شده است، مقاومت کمتری دارد. مقاومت بیشینه نمونه $SCSSL-12-50$ از نمونه آزمایشگاهی بیشتر است. این نتایج نشان می‌دهد که در سیستم مذکور، ورق فولادی پرکننده نقش اساسی در افزایش مقاومت نمونه دارد. تقویت اعضاء مرزی (تیر و ستون) با ورق‌های فولادی یا استفاده از نبشی در گوشه‌های ستون، نقش چندانی در افزایش ظرفیت باربری سیستم ندارد. اتصالی باعث افزایش ظرفیت باربری سیستم می‌شود که صلبیت لازم برای انتقال میدان کششی ورق فولادی پرکننده به قاب بتنی را داشته باشد.

۴.۵. رفتار نمونه‌های با اتصال نوع چهار

در شکل ۹ ج، منحنی بار- تغییر مکان نمونه‌های $SS-60-50-486$ و $SS-120-100-486$ که در آن فاصله خاموت‌های اتصال تیر و ستون ۲ برابر شده، مقایسه شده‌اند.



شکل ۱۰. مقایسه‌ی رفتار تمامی نمونه‌ها.



شکل ۱۱. مقایسه‌ی ظرفیت باربری بیشینه‌ی نمونه‌ها.

نمونه‌ها نشان داده شده است. دو نمونه‌ی $SCS-12-50$ و $SCS-6-50$ ، برای بررسی تأثیر افزایش ضخامت ورق فولادی اتصالات مدل‌سازی شده‌اند. نتایج نمونه‌ها نشان می‌دهد که با ۲ برابر شدن ضخامت ورق‌های اتصال در دو نمونه‌ی مذکور، ظرفیت باربری بیشینه، فقط ۱۳٪ افزایش یافته است.

۶.۵. محاسبه‌ی ضریب رفتار نمونه‌های بهسازی شده

در نوشتار حاضر، برای محاسبه‌ی ضریب رفتار از روش یوانگ، [۲۷] استفاده شد که مطابق رابطه‌ی ۱ است:

$$R = R_R \cdot R_\mu \cdot R_S \quad (1)$$

که در آن، R_R ضریب کاهش ناشی از نامعینی یا ضریب درجه‌ی نامعینی سازه است که با توجه به درجه‌های نامعینی بالا در دیوارهای برشی فولادی، R_R برابر بیشینه، یعنی مساوی ۱ است. همچنین R_μ ضریب کاهش ناشی از شکل‌پذیری و R_S ضریب کاهش ناشی از مقاومت افزون یا ضریب اضافه مقاومت هستند که به این شرح تعریف می‌شوند: با ایده‌آل کردن منحنی رفتار کلی سازه به نمودار دوخطی کشسان - خمیری کامل (شکل ۱۲)، ضریب شکل‌پذیری کلی سازه مطابق رابطه‌ی ۲ محاسبه می‌شود:

$$\mu = \frac{\delta_{max}}{\delta_y} \quad (2)$$

همان‌طور که مشاهده می‌شود، ناحیه‌ی خطی دو نمونه بر هم منطبق است، ولی در ناحیه‌ی غیرخطی، ۲ برابر شدن فاصله‌ی خاموت‌های اتصال باعث ۱۰٪ کاهش مقاومت بیشینه‌ی نمونه شده است. در شکل ۹، منحنی بار - تغییرمکان نمونه‌های $SS-60-50-300$ و $SS-60-50-486$ که در آن تنش تسلیم خاموت‌های اتصال برابر ۳۵۰ مگاپاسکال است، مقایسه شده‌اند. نتایج نشان می‌دهد که منحنی بار - تغییرمکان دو نمونه در ناحیه‌ی خطی و قسمتی از ناحیه‌ی غیرخطی بر هم منطبق هستند. از تغییرمکان حدود ۱۰۰ میلی‌متر به بعد، مقاومت نمونه با تنش تسلیم ۳۵۰ مگاپاسکال کمتر از نمونه با تنش تسلیم ۴۸۶ مگاپاسکال است. کاهش تنش تسلیم خاموت‌های اتصال باعث ۳٪ کاهش مقاومت بیشینه‌ی نمونه شده است که مقدار قابل توجهی نیست.

۵.۵. مقایسه‌ی رفتار انواع اتصال‌ها

در شکل ۱۰، منحنی بار - تغییرمکان تمامی نمونه‌های اتصال با یکدیگر مقایسه شده‌اند. برای جلوگیری از ازدحام نمودارها، از اتصال‌های نوع یک و دو، مقادیر بیشینه انتخاب شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، نمونه‌ی $SS-60-50-486$ بیشترین ظرفیت باربری را دارد. این نتایج نشان می‌دهد که جزئیات اتصال مذکور به‌گونه‌ی است که ورق فولادی را به‌خوبی به قاب بتنی متصل می‌کند؛ ولی باید توجه داشت که اتصال ذکر شده فقط برای سازه‌های نوساخت کاربرد دارد. از میان سه اتصالی که برای بهسازی کاربرد دارند، بالاترین مقاومت مربوط به نمونه‌ی $SCS-6-100$ است. سپس به ترتیب نمونه‌های $SC-12-12C-100$ و $SCSSL-12-50$ ، مقاومت بالاتری نسبت به بقیه‌ی نمونه‌ها دارند. با توجه به اینکه در نمونه‌ی $SCSSL-12-50$ هم در تیرها و هم در ستون‌ها از بولت استفاده و در گوشه‌های ستون‌ها نبشی 5×5 میلی‌متر قرار داده شد؛ با وجود این، مقاومت آن از نمونه‌های $SCS-6-100$ که فقط در تیرها از بولت استفاده شده و ضخامت ورق‌های اتصال آن ۶ میلی‌متر بوده و نمونه‌ی $SC-12-12C-100$ که در آن در تیر و ستون از بولت استفاده نشده است، مقاومت کمتری دارد. همچنین نتایج نشان می‌دهند که در شرایط یکسان، اگر به‌جای استفاده از ۴ عدد نبشی 5×5 میلی‌متر در گوشه‌های ستون‌ها، از نبشی 10×10 میلی‌متر برای اتصال ورق فولادی پرکننده استفاده شود، مقاومت بالاتری به‌دست می‌آید. این در حالی است که، حجم فولاد مصرفی نمونه‌ی $SCSSL-12-50$ نسبت به نمونه‌ی $SCS-6-100$ به میزان ۴۰٪ افزایش دارد؛ پس استفاده از نبشی در گوشه‌های ستون برای بهسازی قاب بتن‌آرمه با دیوار برشی فولادی، باعث غیراقتصادی شدن اتصال می‌شود.

با وجود اینکه در نمونه‌های اتصال نوع یک، ضخامت ورق‌های اتصال ۱۲ میلی‌متر انتخاب شد، در نمونه‌هایی از اتصال نوع دو، که ضخامت ورق‌های اتصال ۶ میلی‌متر بود، در صورت استفاده از سازه‌ی نبشی برابر، نمونه‌های اتصال نوع دو مقاومت بالاتری را نشان می‌دهند. افزایش مقاومت ذکر شده، با توجه به مکانیسم شکست نمونه‌ها قابل پیش‌بینی بود. نمونه‌های $SCS-12-50$ و $SC-12-12C-50$ از نظر ضخامت ورق‌های اتصال و نبشی استفاده شده کاملاً مشابه هستند. ولی همان‌طور که مشاهده می‌شود، نمونه‌ی $SCS-12-50$ مقاومت بالاتری دارد که با توجه به مکانیسم شکست و توزیع تسلیم‌شدگی در ورق فولادی پرکننده قابل توجیه است. با توجه به اینکه در نمونه‌های اتصال نوع یک، در اتصالات تیرها و ستون‌ها از بولت استفاده نشده است، ولی در نمونه‌های اتصال نوع دو در تیرها از بولت استفاده شد. استفاده از بولت‌ها باعث اتصال بهتر ورق فولادی پرکننده به قاب بتنی شده است. برای مقایسه‌ی بهتر نتایج، در شکل ۱۱، ظرفیت باربری بیشینه‌ی تمامی

جدول ۴. مقادیر پیشنهادی ضریب رفتار (R) و ضریب اضافه مقاومت (Ω_0) سیستم‌های سازه‌ی در آیین‌نامه‌های مختلف.

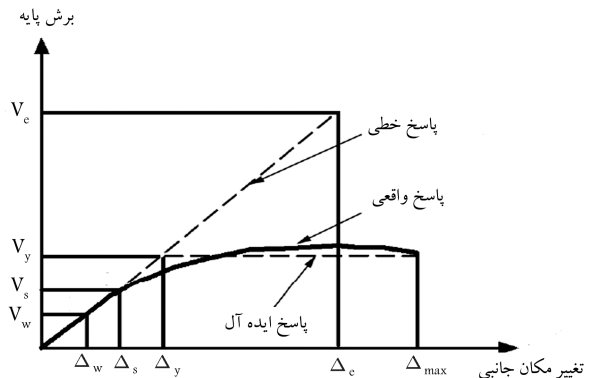
آیین‌نامه	نوع سیستم سازه‌ی	Ω_0	R
	قاب خمشی بتن‌آرمه‌ی ویژه	۳	۸
ASCEY-۱۰	قاب خمشی بتن‌آرمه‌ی ویژه + دیوار برشی بتن‌آرمه ویژه	۲٫۵	۷
	قاب خمشی فولادی ویژه + دیوار برشی فولادی ویژه	۲٫۵	۸
	قاب خمشی بتن‌آرمه‌ی ویژه	۳	۸
NHERP۲۰۰۳	قاب خمشی بتن‌آرمه‌ی ویژه + دیوار برشی بتن‌آرمه ویژه	۲٫۵	۸
	قاب خمشی فولادی ویژه + دیوار برشی بتن‌آرمه ویژه	۲٫۵	۸

(μ) است. برای این منظور برای تمام نمونه‌ها، تحلیل بسامدی انجام شد و زمان تناوب سازه 0.13 ثانیه به دست آمد. لذا ضریب کاهش شکل پذیری با استفاده از رابطه‌ی ۵ محاسبه شد. مقاومتی که سازه بعد از تشکیل اولین مفصل خمیری (V_s) تا مرحله‌ی مکانیسم (V_y) از خود بروز می‌دهد، مقاومت افزون نامیده می‌شود و از رابطه‌ی ۷ به دست می‌آید:

$$R_S = \Omega_0 = \frac{V_y}{V_s} \quad (7)$$

مقادیر پیشنهادی برای ضریب رفتار (R) و ضریب اضافه مقاومت (Ω_0) سیستم‌های سازه‌ی مختلف در آیین‌نامه‌ی ASCEY-۱۰ [۱۶]، NHERP۲۰۰۳ [۱۷]، در جدول ۴ ارائه شده است.

در جدول ۵، مقادیر شکل‌پذیری، ضریب رفتار و ضریب اضافه مقاومت تمامی نمونه‌ها ارائه شده است. شکل ۱۳ الف، مقایسه‌ی شکل‌پذیری تمامی نمونه‌ها را نشان می‌دهد. این تذکر لازم است که (SPIW)، نمونه‌ی آزمایشگاهی قاب بتنی با دیوار برشی فولادی و RCF، نمونه‌ی آزمایشگاهی قاب بتنی است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، نمونه‌های اتصال نوع چهار، بیشترین مقدار شکل‌پذیری را دارند. مقدار متوسط شکل‌پذیری در نمونه‌های اتصال نوع یک، با ورق فولادی پیوسته و بست در تیر به ترتیب $4/10$ و $5/7$ و برای نمونه‌های اتصال نوع دو تا چهار به ترتیب $24/9$ ، $25/9$ و $34/12$ به دست آمد. همان‌طور که مشاهده می‌شود نمونه‌های اتصال نوع دو و سه، شکل‌پذیری مشابهی دارند. شکل ۱۳ ب، مقایسه‌ی ضریب رفتار نمونه‌ها را نشان می‌دهد. با توجه به اینکه پارامترهای مؤثر در محاسبه‌ی ضریب رفتار، ضریب کاهش شکل‌پذیری و ضریب اضافه مقاومت هستند، برای هر نمونه‌ی که شکل‌پذیری و ضریب اضافه مقاومت بیشتری دارد، مقدار ضریب رفتار بیشتری به دست می‌آید. مقدار ضریب رفتار نمونه‌های اتصال نوع چهار کمتر از بقیه‌ی نمونه‌ها به دست آمده است. با توجه به اینکه نمونه‌های اتصال نوع چهار، بالاترین شکل‌پذیری را داشتند، انتظار می‌رفت که ضریب رفتار بزرگ‌تری داشته باشند؛ ولی به دلیل کاهش ضریب اضافه مقاومت در نمونه‌های مذکور، مقدار ضریب رفتار کمتری به دست آمد. علت کاهش ضریب اضافه مقاومت را می‌توان از مکانیسم شکست نمونه‌ی اتصال نوع چهار دریافت. در تمامی نمونه‌های اتصال نوع چهار، به دلیل سختی بالای سیستم، اولین مفصل خمیری در مقاومت بالایی تشکیل و سپس به ستون‌ها منتقل و مکانیسم خرابی در سازه ایجاد شد. منطبق بر نتایج جدول ۵، متوسط مقدار ضریب رفتار و ضریب اضافه مقاومت برای قاب بتن‌آرمه‌ی ویژه با دیوار برشی فولادی نازک به ترتیب برابر $27/8$ و 2 به دست آمد.



شکل ۱۲. رفتار حقیقی (منحنی بارافزون) و نمودار دوخطی ایده‌آل سازه.

که در آن، δ_{max} تغییرمکان جانبی نسبی بیشینه و δ_y تغییرمکان جانبی نسبی تسلیم سازه هستند.

سازه‌ها در اثر وجود شکل‌پذیری، مقدار قابل توجهی از انرژی زلزله را با رفتار هیستریزیس مستهلک می‌کنند. به دلیل این ظرفیت استهلاک انرژی، می‌توان نیروی طراحی کشسان (V_e) را به تراز مقاومت تسلیم (V_y) کاهش داد. بر این اساس ضریب کاهش شکل‌پذیری مطابق رابطه‌ی ۳ محاسبه می‌شود:

$$R_\mu = \frac{V_e}{V_y} \quad (3)$$

برای محاسبه‌ی ضریب کاهش شکل‌پذیری، روابط مختلفی توسط برخی پژوهشگران، [۲۱-۲۵] پیشنهاد شده است. در پژوهش حاضر، از روش نیومارک و هال، [۲۴] استفاده شده است که در آن برای محاسبه‌ی ضریب کاهش شکل‌پذیری (R_μ) سیستم‌های کشسان - خمیری کامل یک درجه آزادی، روابط ۴ الی ۶ پیشنهاد شده است:

برای زمان‌های تناوب کمتر از 0.3 ثانیه (بسامدهای بالای ۳۳ هرتز):

$$R_\mu = 1 \quad (4)$$

برای زمان‌های تناوب بین 0.12 و 0.5 ثانیه (بسامدهای بین ۲ و ۸ هرتز):

$$\frac{\mu}{R_\mu} \geq 1, R_\mu = \sqrt{2\mu - 1} \quad (5)$$

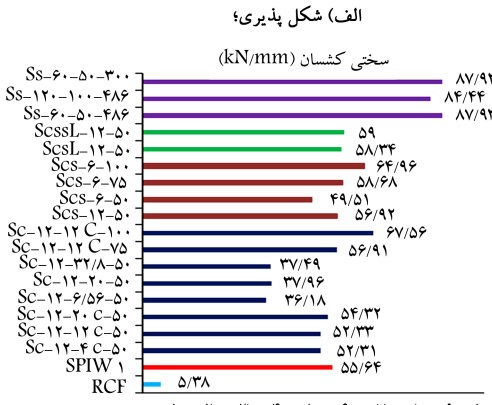
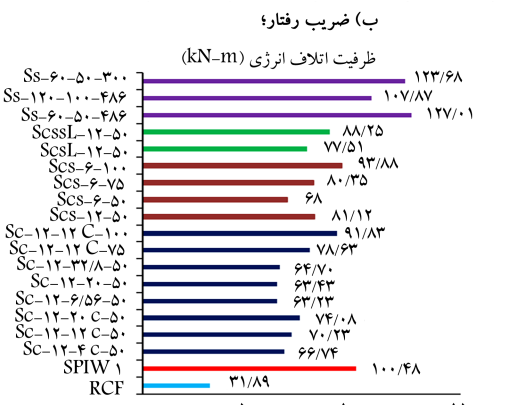
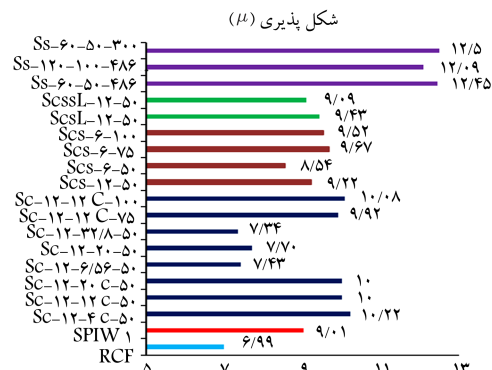
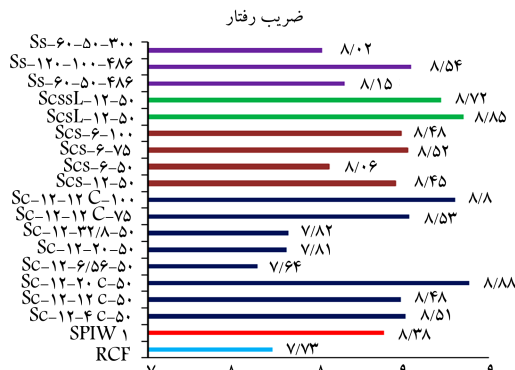
برای زمان‌های تناوب بزرگتر از 1.0 ثانیه (بسامدهای کوچک‌تر از ۱ هرتز):

$$R_\mu = \mu \quad (6)$$

مطابق روابط مذکور، ضریب کاهش شکل‌پذیری تابعی از زمان تناوب و شکل‌پذیری

جدول ۵. محاسبه‌ی ضریب رفتار.

R	R_{μ}	Ω_o	V_s (kN)	V_y (kN)	μ	δ_{max} (mm)	δ_y (mm)	نمونه
۷,۷۳	۳,۶	۲,۱۴	۷۵	۱۶۰,۹۲	۶,۹۹	۲۰,۹/۱	۲۹,۹	RCF
۸,۳۸	۴,۱۳	۲,۰۳	۴۰۰	۸۱۲,۳۷	۹,۰۱	۱۳۱,۶	۱۴,۶	SPIW ۱
۸,۵۲	۴,۴۱	۱,۹۳	۳۱۰	۹,۹۲	۱۰,۲۱	۱۱۷	۱۱,۴۵	SC-۱۲-۲C-۵۰
۸,۴۸	۴,۳۶	۱,۹۵	۳۲۰	۶۲۲,۷۵	۱۰	۱۱۹	۱۱,۹	SC-۱۲-۱۲C-۵۰
۸,۸۸	۴,۳۶	۲,۰۴	۳۲۰	۶۵۱,۹۴	۱۰	۱۲۰	۱۲	SC-۱۲-۲۰C-۵۰
۷,۶۴	۳,۷۲	۲,۰۵	۲۸۰	۵۷۴,۹۱	۷,۴۳	۱۱۸	۱۵,۸۹	SC-۱۲-۶,۵۶-۵۰
۷,۸۲	۳,۷۹	۲,۰۶	۲۸۰	۵۷۷,۰۳	۷,۷	۱۱۷	۱۵,۲	SC-۱۲-۲۰-۵۰
۷,۸۲	۳,۷	۲,۱۱	۲۸۰	۵۹۲,۳۵	۷,۳۴	۱۱۶	۱۵,۸	SC-۱۲-۲۲,۸-۵۰
۸,۵۴	۴,۳۴	۱,۹۷	۳۵۰	۶۸۸,۶۴	۹,۹۲	۱۲۰	۱۲,۱	SC-۱۲-۱۲C-۷۵
۸,۸	۴,۳۹	۲,۰۱	۴۰۰	۸۰۴,۰۸	۱۰,۰۸	۱۲۰	۱۱,۹	SC-۱۲-۱۲C-۱۰۰
۸,۴۵	۴,۱۷	۲,۰۲	۳۶۰	۸۲۸,۵۹	۹,۲۲	۱۱۸	۱۲,۸	SCS-۱۲-۵۰
۸,۱	۴,۰۱	۲,۰۱	۳۲۰	۶۴۳,۷۳	۸,۵۴	۱۱۱	۱۳	SCS-۶-۵۰
۸,۵۲	۴,۲۸	۲	۳۶۰	۷۱۵,۹۴	۹,۶۷	۱۱۸	۱۲,۲	SCS-۶-۷۵
۸,۴۸	۴,۲۵	۲	۴۱۰	۸۱۸,۵۸	۹,۵۲	۱۲۰	۱۲,۶	SCS-۶-۱۰۰
۸,۸۵	۴,۲۳	۲,۱	۳۴۰	۷۱۱,۸۶	۹,۴۳	۱۱۵	۱۲,۲	SCSSL-۱۲-۵۰
۸,۷۲	۴,۱۴	۲,۱	۳۷۰	۷۷۸,۸	۹,۰۹	۱۲۰	۱۳,۲	SCSSL-۱۲-۵۰
۸,۱۵	۴,۸۹	۱,۶۷	۵۸۰	۹۶۷,۲۷	۱۲,۴۵	۱۳۷	۱۱	SS-۶۰-۵۰-۲۸۶
۸,۵۴	۴,۸۱	۱,۷۷	۵۰۰	۸۸۶,۶۳	۱۲,۰۹	۱۲۷	۱۰,۵	SS-۱۲۰-۱۰۰-۴۸۶
۸,۰۲	۴,۹	۱,۶۴	۵۸۰	۹۴۹,۶۸	۱۲,۵	۱۳۵	۱۰,۸	SS-۶۰-۵۰-۳۰۰



ظرفیت اتلاف انرژی نمونه ها.

شکل ۱۳. مقایسه‌ی رفتار مدل‌های اجزاء محدود با نمونه آزمایشگاهی.

۶. نتیجه‌گیری

در نوشتار حاضر، عملکرد چهار نوع اتصال به‌منظور انتقال نیروی میدان کششی ورق فولادی پرکننده به قاب بتن‌آرمه بررسی شد، که سه نوع اتصال اول برای بهسازی و اتصال نوع چهار برای نوسازی کاربرد دارد. نتایج مطالعات نشان داد که:

-- مقدار متوسط شکل‌پذیری نمونه‌های اتصال نوع یک، با ورق فولادی پیوسته و بست در تیر به‌ترتیب ۱/۴۵ و ۱/۰۷ برابر و برای نمونه‌های اتصال نوع دو تا چهار به‌ترتیب ۱/۳۲، ۱/۳۲ و ۱/۷۷ برابر قاب بتنی اولیه است.

-- با بررسی تمامی نمونه‌ها، متوسط مقدار ضریب رفتار و ضریب اضافه مقاومت برای قاب بتن‌آرمه‌ی ویژه با دیوار برشی فولادی نازک به‌ترتیب مساوی ۸/۳۷ و ۲ به‌دست آمد که با مقادیر پیشنهادی آیین‌نامه برای سیستم دوگانه‌ی قاب خمشی فولادی ویژه با دیوار برشی فولادی قابل مقایسه است.

-- مقدار متوسط سختی کشش نمونه‌های اتصال نوع یک، با ورق فولادی پیوسته و بست در تیر به‌ترتیب ۱۰/۵۴ و ۶/۹۲ برابر و برای نمونه‌های اتصال نوع دو تا چهار به‌ترتیب ۱۰/۶۹، ۱۰/۹۰ و ۱۶/۱۳ برابر قاب بتنی اولیه است.

-- مقدار متوسط ظرفیت اتلاف انرژی برای نمونه‌های اتصال نوع یک، با ورق فولادی پیوسته و بست در تیر به‌ترتیب ۲/۳۹ و ۲ برابر و برای نمونه‌های اتصال نوع دو تا چهار به‌ترتیب ۲/۵۳، ۲/۶۰ و ۳/۷۵ برابر قاب بتنی اولیه است.

مقدار متوسط ظرفیت باربری بیشینه برای نمونه‌های اتصال نوع یک، با ورق فولادی پیوسته و بست در تیر به‌ترتیب ۴/۵ و ۳/۹۵ برابر و برای نمونه‌های اتصال نوع دو تا چهار به‌ترتیب ۴/۸۱، ۴/۹۴ و ۵/۹۲ برابر قاب بتنی اولیه است.

-- با توجه به اینکه در اجرا بر حسب موقعیت پروژه ممکن است از گل‌میخ یا بولت نتوان استفاده کرد، بررسی‌های انجام‌شده بر پژوهش حاضر نشان داد که می‌توان به‌جای گل‌میخ یا بولت در تیرها و ستون‌ها با استفاده از بست در تیرها و ستون‌ها و افزایش سازه‌ی نبشی‌های استفاده‌شده، به مقاومت موردنظر دست یافت. نتایج نشان داد که برای نمونه‌هایی که هم در تیرها و ستون‌ها، بست دارند، یا نمونه‌هایی که با بست در ستون و بولت در تیرها هستند، بهترین عملکرد اتصال زمانی است که نسبت ضخامت نبشی استفاده‌شده به ضخامت ورق فولادی پرکننده برابر ۵ است.

-- استفاده از چهار عدد نبشی در گوشه‌های ستون، افزایش قابل‌ملاحظه‌ی درمقاومت نمونه‌های بهسازی‌شده با ورق فولادی نازک ندارد. افزایش سازه‌ی نبشی‌های متصل به ورق فولادی پرکننده به جای استفاده از نبشی در گوشه‌های ستون، تأثیر بیشتری در افزایش مقاومت دارد. به‌جای استفاده از نبشی در گوشه‌های ستون، استفاده از نسبت ضخامت نبشی به ضخامت ورق فولادی پرکننده برابر ۵ در نبشی‌های متصل به ورق فولادی پرکننده، نتایج بهتری داشته و اقتصادی‌تر بوده است.

-- افزایش ضخامت ورق‌های فولادی اتصال‌ها باعث ۱۳٪ افزایش ظرفیت باربری بیشینه شد که در مقایسه با تأثیر سایر پارامترها مقدار قابل‌توجهی نیست. لذا برای افزایش مقاومت سیستم، افزایش ضخامت ورق‌های اتصال‌ها، گزینه‌ی مناسبی نیست.

-- مقاومت سیستم تحت تأثیر ورق فولادی پرکننده است، اما باید توجه داشت که افزایش ضخامت ورق باید متناسب با سختی ستون‌ها باشد. در غیر این صورت قبل از اینکه ورق‌ها به بیشینه‌ی ظرفیت خود برسند، ستون‌ها دچار شکست می‌شوند، که این مسئله به لحاظ طراحی و عملکرد لرزه‌یی، مطلوب نیست.

۷.۵. سختی کشش آن‌ها

پس از دوخطی‌سازی منحنی بار- تغییرمکان، سختی کشش با استفاده از رابطه‌ی ۸ محاسبه می‌شود:

$$K_y = \frac{V_y}{\delta_y} \quad (8)$$

شکل ۱۳ ج، سختی کشش تمامی نمونه‌ها را نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود، نمونه‌های اتصال نوع چهار، بیشترین سختی کشش را دارند. مقدار متوسط سختی کشش در نمونه‌های اتصال نوع یک، با ورق فولادی پیوسته و بست در تیر به‌ترتیب ۵۶/۶۹ و ۳۷/۲۱ کیلونیوتن بر میلی‌متر به‌دست آمد. همان‌طور که مشاهده می‌شود، استفاده از بست در تیرها باعث کاهش سختی سازه شده است. مقدار سختی کشش برای نمونه‌های اتصال نوع دو تا چهار به‌ترتیب، ۵۷/۵۲، ۵۸/۶۷ و ۸۶/۸۷ کیلونیوتن بر میلی‌متر به‌دست آمد. همان‌طور که مشاهده می‌شود، نمونه‌های اتصال نوع دو و سه و نمونه‌های با ورق پیوسته‌ی اتصال نوع یک، سختی کشش مشابهی دارند.

۸.۵. ظرفیت اتلاف انرژی نمونه‌ها

سطح زیر منحنی بار - تغییرمکان نمونه‌ها، معرف ظرفیت اتلاف انرژی است. شکل ۱۳ د، مقایسه‌ی ظرفیت اتلاف انرژی تمامی نمونه‌ها را نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود، نمونه‌های اتصال نوع چهار، بیشترین ظرفیت اتلاف انرژی را دارند. مقدار متوسط ظرفیت اتلاف انرژی در نمونه‌های اتصال نوع یک، با ورق فولادی پیوسته و بست در تیر به‌ترتیب ۷۶/۳ و ۶۳/۷۸ کیلونیوتن - متر و برای نمونه‌های اتصال نوع دو تا چهار به‌ترتیب، ۸۰/۸۴، ۸۲/۸۷ و ۱۱۹/۵۲ کیلونیوتن - متر به‌دست آمد. همان‌طور که مشاهده می‌شود، ظرفیت اتلاف انرژی نمونه‌های اتصال نوع دو و سه، اختلاف ناچیزی دارند.

۹.۵. پیشنهاد اتصال مناسب

با توجه به اینکه نمونه‌های اتصال نوع یک تا سه، به‌منظور بهسازی سازه‌های بتنی کاربرد دارند؛ بررسی عملکرد آن‌ها نشان داد که استفاده از اتصال نوع یک و دو با نسبت ضخامت نبشی به ضخامت ورق فولادی پرکننده برابر ۵، بهترین عملکرد را دارند. در نمونه‌های اتصال نوع سه، با وجود استفاده از عدد نبشی در گوشه‌های هر ستون، افزایش ظرفیت چندان‌ی در سیستم ایجاد نشد. از میان سه روش اتصال ذکرشده، استفاده از دو روش اتصال نوع یک و دو نسبت به اتصال نوع سه، ارجحیت دارد. از میان روش‌های اتصال نوع یک و دو در شرایط یکسان ضخامت ورق‌های اتصال، روش دو عملکرد بهتری را نشان داد. از نظر حجم فولاد مصرفی، نمونه‌های اتصال نوع دو بهترین روش اتصال است. در زمانی که نتوان کاشت بولت در تیرها را انجام داد، می‌توان از اتصال نوع یک استفاده کرد.

اتصال استفاده‌شده برای نمونه‌ی آزمایشگاهی و اتصال نوع چهار برای نوسازی کاربرد دارند. مقایسه‌ی نتایج شکل‌پذیری، مقاومت، سختی، و ظرفیت اتلاف انرژی نمونه‌ها نشان داد که نمونه‌ی اتصال نوع چهار، عملکرد بسیار خوبی نسبت به نمونه‌ی آزمایشگاهی و سایر نمونه‌ها با اتصال‌های دیگر دارد. روش اتصال مذکور می‌تواند به‌عنوان روشی مناسب برای اتصال ورق فولادی پرکننده به قاب بتنی استفاده شود.

پانوشتها

1. Steel plate shear walls
2. Concrete damage plasticity
3. Von mises

منابع (References)

1. Applied Technology Council, "Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings", ATC-40 Report, Redwood City, California (1996).
2. Building Seismic Safety Council, "Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings", Report FEMA-356, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C. (2000).
3. Fukuyama, H. and Sugano, S. "Japanese seismic rehabilitation of concrete buildings after the hyogoken-nanbu earthquake", *Cement and Concrete Composites*, **22**(1), pp. 59-79 (2000).
4. Badoux, M. and Jirsa, J.O. "Steel bracing of RC frames for seismic retrofitting", *Journal of Structural Engineering*, **116**(1), pp. 55-74 (1990).
5. Youssef, M.A., Ghaffarzadeh, H. and Nehdi, M. "Seismic performance of RC frames with concentric internal steel bracing", *Engineering Structures*, **29**(7), pp. 1561-1568 (2007).
6. Sutcu, F., Takeuchi, T. and Matsui, R. "Seismic retrofit design method for RC buildings using buckling-restrained braces and steel frames", *Journal of Constructional Steel Research*, **101**, pp. 304-313 (2014).
7. Almeida, A., Ferreira, R., Proenca, J.M. and et al. "Seismic retrofit of RC building structures with buckling restrained braces", *Engineering Structures*, **130**, pp. 14-22 (2017).
8. Qu, Z., Kishiki, S., Maida, Y. and et al. "Seismic responses of reinforced concrete frames with buckling restrained braces in zigzag configuration", *Engineering Structures*, **105**, pp. 12-21 (2015).
9. Truong, G.T., Kim, J.C. and Choi, K.K. "Seismic performance of reinforced concrete columns retrofitted by various methods", *Engineering Structures*, **134**, pp. 217-235 (2017).
10. Ma, C.K., Apandi, N.M., Sofrie, C.S.Y. and et al. "Repair and rehabilitation of concrete structures using confinement: A review", *Construction and Building Materials*, **133**, pp. 502-515 (2017).
11. AISC Seismic, "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings", (ANSI/AISC 341-10), American Institute of Steel Construction, Chicago (2010).
12. Sabelli, R. and Bruneau, M. "Steel plate shear walls (AISC design guide)", American Inst of Steel Construction, Chicago (2007).
13. Timler, P.A. and Kulak, G.L. "Experimental study of steel plate shear walls", Structural Engineering, Report. No. 114, Department of Civil Engineering, University of Alberta, Alberta, Canada (1983).
14. Driver, R.G., Kulak, G.L., Kennedy, D.J.L. and et al. "Cyclic test of four-story steel plate shear wall", *J. Struct. Eng.*, **124**(2), pp. 112-120 (1998).
15. Chen, S.T., Jeng, V., Chen, S.J. and et al. "Seismic assessment and strengthening method of existing RC buildings in response to code revision", *Earthquake Engineering and Engineering Seismology*, **3**(1), pp. 67-77 (2001).
16. rgülü, T., Tama, Y.S., Yilmaz, S. and et al. "Strengthening of reinforced concrete structures with external steel shear walls", *Journal of Constructional Steel Research*, **70**, pp. 226-235 (2012).
17. Formisano, A., De Matteis, G. and Mazzolani, F.M. "Numerical and experimental behaviour of a full-scale RC structure upgraded with steel and aluminium shear panels", *Computers and Structures*, **88**(23), pp. 1348-1360 (2010).
18. Formisano, A. and Mazzolani, F.M. "On the selection by MCDM methods of the optimal system for seismic retrofitting and vertical addition of existing buildings", *Computers and Structures*, **159**, pp. 1-13 (2015).
19. Choi, I.R. and Park, H.G. "Cyclic loading test for reinforced concrete frame with thin steel infill plate", *Journal of Structural Engineering*, **137**(6), pp. 654-664 (2011).
20. ABAQUS Analysis User's Guide (6.13).
21. Uang, C.M. "Establishing R (or R_w) and Cd factors for building seismic provisions", *Journal of Structural Engineering*, **117**(1), pp. 19-28 (1991).
22. Krawinkler, H. and Nassar, A.A. "Seismic design based on ductility and cumulative damage demands and capacities", Nonlinear Seismic Analysis and Design of Reinforced Concrete Buildings, eds P. Fajfar and H. Krawinkler, New York, Elsevier Applied Science (1992).
23. Miranda, E. and Bertero, V.V. "Evaluation of strength reduction factors for earthquake-resistant design", *Earthquake Spectra*, **10**(2), pp. 357-379 (1994).
24. Newmark, N.M. and Hall, W.J. "Earthquake spectra and design", Berkeley, California, Earthquake Engineering Research Inst. (1982).
25. Applied Technology Council, "Structural response modification factors", ATC-19 report, Redwood city, California (1995).
26. ASCE Standard, "Minimum design loads for buildings and other structures", ASCE/SEI 7-10, American Society of Civil Engineers (2010).
27. Building Seismic Safety Council, B.S.S.C. "NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures", Report FEMA-450 (Provisions), Federal Emergency Management Agency (FEMA), Washington, D.C. (2003 Edition).