افزایش ظرفیت باربری و جذب انرژی قابهای بتن مسلح با افزودن دیوار برشی فولادی

محمدعلی هادیان فرد، استادیار دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه صنعتی شیراز
عبدالرضا زارع، استادیار گروه عمران، دانشگاه یاسوج
سیدعطاءاله انوار، دانشجوی کارشناسی ارشد زلزله، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد علوم و تحقیقات تهران

۱- چکیده

در ایران مدلسازی‌ها و تحقیقات انجام شده در مورد عملکرد دیوارهای برشی فولادی عمدتاً در سازه‌های فولادی صورت گرفته است. در تحقیق حاضر ظرفیت باربری دیوارهای برشی فولادی در قابهای بتن مسلح تحت آنالیز استاتیکی افزاینده غیرخطی مورد مطالعه قرار گرفته است. به دلیل جذب انرژی، سختی زیاد و اجرای سریع دیوار برشی فولادی این عضو می‌تواند جایگزین بسیار خوبی برای سایر عناصر باربر جانبی در ساختمانهای جدید یا جهت بهسازی لرزه‌ای سازه‌های موجود باشد. بدین منظور قاب یک طبقه یک دهانه بتنی، همراه با دیوار برشی فولادی در نرم‌افزار *ANSYS11* مدلسازی گردیده است. برای اعضای قاب از المان *Solid* و برای دیوار برشی فولادی از المان *Shell* استفاده شده است و سازه حاصل مورد تحلیل استاتیکی غیرخطی افزاینده قرار گرفته است و ظرفیت باربری جانبی آن محاسبه گردیده است. ورق به ضخامتهای ۰/۱ تا ۰/۶ سانتیمتر در سه حالت اتصال به قاب بتنی (اتصال کامل ورق فولادی به قاب بتنی، اتصال ورق فولادی فقط به تیرها و اتصال ورق فولادی فقط به ستونهای قاب) مدلسازی و مورد بررسی قرار گرفته است. با داشتن رابطه ظرفیت ورق در حالت اتصال کامل قاب و ورق، برای بدست آوردن ظرفیت دیوار برشی فولادی در حالت اتصال ورق فقط به تیرهای قاب، ضریبی پیشنهاد گردیده است.

افزایش چشمگیر ظرفیت باربری تا ۷/۷ برابر و کاهش تغییرمکان جانبی تا ۷۷٪ تحت اثر باری نزدیک به هشت برابر ظرفیت نهایی قاب بتنی بدون دیوار برشی فولادی و افزایش میزان جذب انرژی تا ۳/۳۶ برابر (برای ورق به ضخامت ۰/۴ سانتیمتر در حالت اتصال کامل قاب و ورق فولادی)، حکایت از عملکرد مناسب این سیستم باربر جانبی دارد. در پایان جزئیات اجرایی برای اضافه کردن ورق فولادی به سازه بتنی موجود نیز ارائه شده است.

کلیدواژه‌ها: دیوار برشی فولادی، قابهای بتن مسلح، بهسازی لرزه‌ای سازه‌های بتنی

۲- مقدمه

هدف اصلی از بکارگیری دیوار برشی فولادی، افزایش سختی و مقاومت در برابر برش افقی طبقه و مقابله با لنگر ناشی از بارهای جانبی است. دیوار برشی فولادی دارای سختی مناسب، شکل‌پذیری و قابلیت جذب انرژی بالا است. خصوصیات مناسب این سیستم باربر جانبی موجب توجه زیاد به آن از سال ۱۹۷۰ به بعد در مناطق لرزه‌خیزی چون کالیفرنیا و ژاپن برای مقابله با نیروهای جانبی جهت احداث سازه‌های فولادی و بتنی جدید و بهسازی لرزه‌ای سازه‌های موجود شده است. به طور مثال می‌توان به ساختمان ۲۰ طبقه نی پن‌استیل در توکیو ژاپن، ساختمان۵۳ طبقه توکیو ژاپن، هتل ۳۰ طبقه دالاس تگزاس، بیمارستان ۶ طبقه لوس آنجلس و موارد مشابه اشاره نمود [۱]. در مقایسه با دیوار برشی بتنی معادل، سرعت بالای اجرا، کاهش وزن مرده سازه و کم کردن فضای اشغال غیرمفید از ویژگیهای دیوار برشی فولادی است [۲]. با استفاده از جوش کارخانه‌ای و پیچ کارگاهی، می‌توان سرعت نصب دیوار برشی فولادی را افزایش داده، در نتیجه صرفه‌جویی در زمان و قیمت ساخت بوجود آورد. علاوه بر این وقتی که از آنها در ساختمانهای موجود و در مقاوم‌سازی لرزه‌ای سازه‌ها استفاده می‌شود، بهترین سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی را از لحاظ نوع سیستم، سهولت اجرا، پایین آوردن هزینه تخریب و تعمیرات تشکیل می‌دهد [۳]. برای بررسی

رفتار دیوار برشی فولادی چندین روش تا به حال ارائه گردیده است که از آن جمله می‌توان روش خرپای معادل، روش نوارهای مورب، روش چند المانی رضایی و روش المان محدود را نام برد، که روش المان محدود دقیقترین روش است [۴]. همچنین تحقیقات زیادی بر روی مقاومت پس از کمانش دیوارهای برشی فولادی و تأثیر نوع اتصال بر مقاومت کمانشی ورق صورت گرفته است که از این جمله می‌توان به مرجع [۵] اشاره نمود. مطالعات و آزمایشهای صورت گرفته در مورد دیوار برشی فولادی عموماً در سازه‌های فولادی صورت گرفته است و تحقیقات محدودی در خصوص استفاده از این دیوار در ساختمانهای بتن مسلح دیده می‌شود، به عنوان نمونه می‌توان به تحقیقات انجام شده در مرجع [۶] در خصوص افزایش مقاومت و سختی ساختمانهای بتنی توسط دیوار برشی فولادی اشاره نمود. با توجه به این که مدلسازی توأم قاب بتنی با دیوار برشی فولادی به روش المان محدود و با استفاده از المانهای دو بعدی و سه بعدی حجم عملیاتی بسیار زیادی در پی دارد، جهت کارهای تحقیقاتی مدلسازی قاب با ارتفاع و دهانه‌های کم مناسب بوده، اما مدلسازی ساختمانهای بلند با دهانه‌های زیاد بدین روش توصیه نمی‌شود. در تحقیق صورت گرفته با مدلسازی قاب بتن مسلح با دیوار برشی فولادی رفتار آن مورد بررسی قرار گرفته است [۷].

۳- معرفی قابها و نحوه مدلسازی اجزای محدود

در این تحقیق، ابتدا تحلیل و طراحی قاب خمشی بتن آرمه یک دهانه یک طبقه با عرض دهانه ۴ متر و ارتفاع ۳ متر با فرض قرارگیری در دهانه‌های میانی یک سازه واقعی با سطح بارگیری ۵ متر مربع بر واحد طول، تحت اثر تمام بار ثقلی و درصدی از بار جانبی ناشی از زلزله با استفاده از نرم‌افزار *SAP2000* انجام شده است.

سپس قابهای حاصل به همراه دیوار برشی فولادی تقویت شده و مجدداً تحت اثر بار ثقلی و بار افزاینده جانبی تا مرحله تخریب در نرم‌افزار *ANSYS11* بارگذاری شده‌اند و با ترسیم منحنی‌های پاسخ سازه (محور افقی بیشینه جابه‌جایی بر حسب سانتیمتر و محور قائم بیشینه نیروی جانبی بر حسب تن)، نتایج مورد بررسی قرار گرفته است. جهت مدلسازی تیرها و ستونهای قاب بتنی از المان سه بعدی *Solid65* و برای مدلسازی دیوار برشی فولادی از المان دو بعدی *Shell181* استفاده شده است.

۳-۱- مشخصات مصالح

در تحلیلها جهت مدلسازی از بتن با مشخصات ذکر شده در جدول (۱) و برای ورق فولادی از فولاد *ST37* و جهت میلگردهای بتن مسلح از میلگرد نوع *AIII* با مشخصات ذکر شده در جدول (۲) استفاده گردیده است.

جدول (۱): *مشخصات بتن.*

حداکثر تنش کششی (kg/cm^2)	حداکثر تنش فشاری (kg/cm^2)	ضریب پواسون	مدول الاستیسیته (kg/cm^2)
۲۵	۲۵۰	۰/۲	۲×۱۰^{۵}

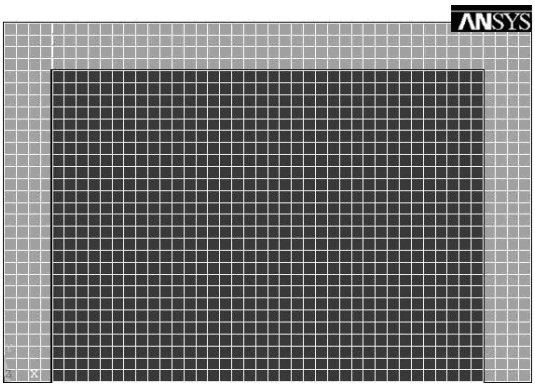
مقطع تیر و ستونها ۴۰x۴۰ سانتیمتر انتخاب شده‌اند (اندکی بیش از آنچه در طراحی مورد نیاز بود) و از آنجا که در نرم‌افزار *ANSYS11* امکان مشخص کردن آرایش میلگرد در *Solid65* وجود ندارد، درصد میلگرد طولی در تیر و ستون ۳/۵٪ و میلگرد عرضی به عنوان خاموتها ۲٪ منظور شده است. عوامل متغیر بررسی شده در این قابها ضخامت ورق فولادی و نحوه اتصال ورق به تیر و ستون پیرامونی است.

جدول (۲): *مشخصات فولاد جهت ورق دیوار برشی فولادی و میلگردهای بتن مسلح.*

	مدول الاستیسیته (kg/cm^2)	ضریب پواسون	تنش جاری شدگی (kg/cm^2)	تنش گسیختگی (kg/cm^2)	کرنش حد جاری شدگی	کرنش حد گسیختگی
ورق دیوار فولادی	۲×۱۰^{۶}	۰/۳	۲۴۰۰	۳۷۰۰	۰/۰۰۱۲	۰/۰۱۲
میلگردهای بتن مسلح	۲×۱۰^{۶}	۰/۳	۲۴۰۰	۵۷۰۰	۰/۰۰۲	۰/۰۱۵

۳-۲- مشخصات اتصال دیوار فولادی و قاب بتنی

جهت افزودن دیوار برشی فولادی به قاب بتن مسلح موجود سه حالت اتصال لحاظ شده است. در حالت اول، ورق فولادی هم به تیرها و هم به ستونهای پیرامونی خود اتصال دارد. در حالت دوم، ورق فولادی تنها به تیرهای بالا و پایین خود متصل شده است. جهت مدلسازی این حالت با منظور کردن فاصله ۲ سانتیمتری ورق فولادی از ستونهای مجاور خود کاملاً جدا گردیده است. حالت سوم ورق فولادی فقط به ستونهای دو طرف متصل شده است و با ایجاد فاصله ۲ سانتیمتری از تیرهای مجاور خود، جدا گردیده است. در محلهایی که ورق فولادی به قاب متصل می‌باشد، گره‌های نظیر در ورق و قاب به هم مقید شده‌اند. در شکل (۱)، نمای کلی قاب مدل شده در نرم‌افزار *ANSYS11* نشان داده شده است. در عمل جهت جلوگیری از کمانش زودرس ورق در لبه‌های غیرمتصل به قاب، می‌توان این لبه‌ها را توسط نبشی یا ناودانی اضافی تقویت نمود.



شکل (۱): *قاب بتنی یک دهانه یک طبقه با عرض ۴ متر و ارتفاع ۳ متر همراه با دیوار برشی فولادی.*

۳-۳- بررسی حساسیت و دقت نتایج

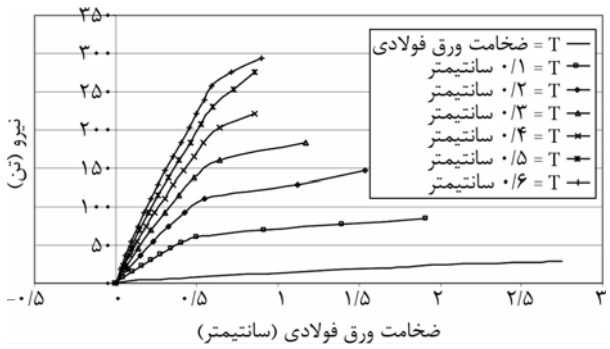
در مدلسازی فوق‌الذکر از المانهای جامد (*solid*) به ابعاد ۱۰x۱۰x۱۰ سانتیمتری و از المانهای صفحه (*shell*) به ابعاد ۱۰x۱۰ سانتیمتری استفاده شده است که به اندازه کافی کوچک بوده و دارای دقت مناسبی می‌باشند. جهت کنترل مدلسازی و دقت نتایج، سازه فوق‌الذکر با ابعاد المان نصف شده (۵x۵ سانتیمتری) و المان با ابعاد یک چهارم (۲۰x۲۰ سانتیمتری) و دو برابر شده (۲/۵x۲/۵ سانتیمتری) نیز مدلسازی گردیده است و در آنالیز استاتیکی غیرخطی نتایج نزدیک به یکدیگر را به دست داده است که نشاندهنده دقت مدلسازی صورت گرفته می‌باشد.

۴- نتایج تحلیل استاتیکی افزاینده غیرخطی برای حالات مختلف اتصال

جهت بررسی اثر ضخامت و نوع اتصال دیوار برشی فولادی بر روی رفتار قاب بتنی آنالیزهای متعددی با ضخامتهای مختلف ورق فولادی و حالات مختلف اتصال صورت گرفته است که نتایج به صورت نمودار نیرو- جابه‌جایی ارائه گردیده است. در این شکل محور افقی مقدار بیشینه جابه‌جایی قاب بر حسب سانتیمتر و محور قائم نیروی جانبی وارده به مرتفع‌ترین نقطه قاب بر حسب تن است.

۴-۱- اتصال ورق فولادی به تیر و ستونهای قاب (اتصال کامل)

برای حالتی که ورق دیوار فولادی به صورت کامل به تیرها و ستونهای پیرامون خود متصل شده است، آنالیزهای متعددی با ضخامتهای مختلف ورق صورت گرفته است که نتایج در نمودارهای شکل (۲) منعکس گردیده است. جابه‌جایی نهایی قاب (جابه‌جایی در لحظه خرابی سازه) با دیوار برشی به ضخامت ۱ میلیمتر که کمترین تأثیر را بر رفتار قاب در حالت اتصال کامل قاب و ورق فولادی دارد، برابر با ۱/۹ سانتیمتر و بار جانبی نهایی متناظر با خرابی سازه برابر با ۸۴۳۰۰ کیلوگرم حاصل شده است. بدین سان ظرفیت نهایی ۲/۹ برابر افزایش و جابه‌جایی طبقه تحت بار نزدیک به سه برابر بار نهایی قاب بدون دیوار برشی فولادی



شکل (۲): *منحنی‌های پاسخ برای قابهای بتنی به همراه دیوار برشی فولادی با ضخامتهای مختلف ورق در حالت اتصال کامل قاب و دیوار.*

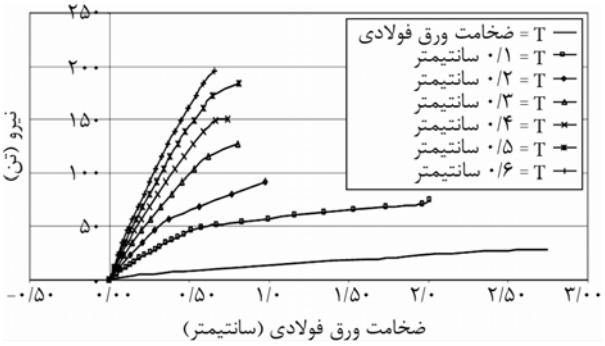
۳۳٪ کاهش یافته است. البته استفاده از ورق به ضخامت ۱ میلیمتر به لحاظ اجرایی امکان‌پذیر نیست و در اینجا صرفاً به عنوان پایین‌ترین حد محاسباتی در نظر گرفته شده است تا مقایسه‌ای بین رفتار قاب خمشی و قاب با دیوار برشی فولادی صورت پذیرد. در همین شکل جابه‌جایی نهایی قاب با دیوار برشی به ضخامت ۶ میلیمتر، که بیشترین تأثیر را بر رفتار قاب در حالت اتصال کامل قاب و ورق فولادی دارد برابر با ۰/۹۰ سانتیمتر و بار جانبی نهایی متناظر با خرابی سازه برابر با ۲۹۴۰۰۰ کیلوگرم حاصل شده است. در این حالت ظرفیت نهایی ۱۰/۲ برابر افزایش و جابه‌جایی طبقه تحت بار نزدیک به ده برابر بار نهایی قاب بدون دیوار برشی فولادی ۶۷٪ کاهش یافته است.

۴-۲- اتصال ورق فولادی به تیرهای قاب

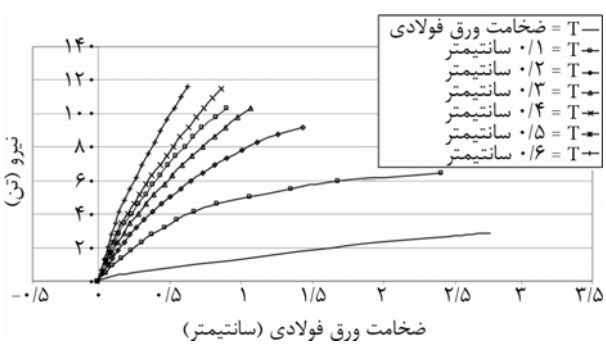
پیشنهادی برای اتصال ورق دیوار فولادی فقط به تیرهای اطراف خود داده شده و آنالیزهای مختلفی با ضخامتهای متفاوت ورق فولادی صورت گرفته است که آن نتایج در نمودارهای شکل (۳) منعکس گردیده است. در این حالت اتصال، جابه‌جایی نهایی قاب با دیوار برشی به ضخامت ۱ میلیمتر که کمترین تأثیر را بر رفتار قاب دارد، برابر با ۲/۰۳ سانتیمتر و بار جانبی نهایی متناظر با خرابی سازه برابر با ۷۴۷۵۰ کیلوگرم حاصل شده است. بدین‌گونه با افزایش ظرفیت نهایی بار تا ۲/۶ برابر و جابه‌جایی طبقه تحت بار نزدیک به ۲/۵ برابر بار نهایی قاب بدون دیوار برشی فولادی، ۲۷٪ کاهش یافته است. در همین نمودار جابه‌جایی نهایی قاب با دیوار برشی به ضخامت ۶ میلیمتر که بیشترین تأثیر را بر رفتار قاب دارد که برابر با ۰/۸۱ سانتیمتر و بار جانبی نهایی متناظر با خرابی سازه برابر با ۱۹۴۰۰۰ کیلوگرم را می‌توان مشاهده نمود. بنابراین ظرفیت نهایی بار ۶/۷ برابر افزایش و جابه‌جایی طبقه تحت باری نزدیک به ۶/۵ برابر بار نهایی قاب بدون دیوار برشی فولادی در حدود ۷۰٪ کاهش یافته است. البته باید توجه داشت در این حالت چون ورق فقط به تیرها متصل می‌شود و تنها از دو طرف دارای تکیه‌گاه است، نسبت به اتصال کامل که ورق از چهار طرف دارای تکیه‌گاه می‌باشد، دارای مقاومت کمانشی پایین‌تری می‌باشد و این خود باعث کاهش مقاومت جانبی سازه بهسازی شده نسبت به حالت اتصال کامل می‌باشد.

۴-۳- اتصال ورق فولادی به ستونهای قاب

برای اتصال پیشنهاد دیگری داده شده که ورق دیوار فولادی فقط به ستونهای اطراف خود متصل شده و آنالیزهای متعددی با ضخامتهای متفاوت ورق فولادی صورت گرفته است که نتایج در نمودارهای شکل (۴) نشان داده شده است. با توجه به شکل جابه‌جایی نهایی قاب با دیوار برشی به ضخامت ۱ میلیمتر برابر با ۲/۴ سانتیمتر و بار جانبی نهایی متناظر با خرابی سازه برابر با ۶۴۰۰۰ کیلوگرم حاصل شده است. این چنین ظرفیت نهایی بار ۲/۲ برابر افزایش و جابه‌جایی طبقه تحت بار نزدیک به ۲ برابر بار نهایی قاب بدون دیوار برشی فولادی ۱۴٪ کاهش یافته است. در شکل (۴)، جابه‌جایی نهایی قاب با دیوار برشی به ضخامت ۶ میلیمتر برابر با ۰/۸۱ سانتیمتر و بار جانبی نهایی متناظر با خرابی سازه برابر با ۱۸۴۰۰۰ کیلوگرم حاصل شده است.



شکل (۳): *منحنی‌های پاسخ برای قابهای بتنی به همراه دیوار برشی فولادی با ضخامتهای مختلف در حالت اتصال ورق فقط به تیرها.*



شکل (۴): *منحنی‌های پاسخ برای قابهای بتنی به همراه دیوار برشی فولادی با ضخامتهای مختلف ورق، در حالت اتصال ورق فقط به ستونها.*

بدین‌گونه ظرفیت نهایی بار ۶/۴ برابر افـزایش و جابـه‌جـایی طبقه تحت بار نزدیک به ۶ برابر بار نهایی قاب بـدون دیـوار برشی فولادی ۷۱٪ کاهش یافته است. لازم به ذکر است کـه اتصال ورق فولادی فقط به سـتونهای قـاب، اتـصال چنـدان مطلوبی نمی‌باشد. چرا که در این حالت دیوار برشی فـولادی به دیافراگم سقف متصل نبوده و ارتباط آن با سـازه فقـط از طریق ستونها می‌باشد و می‌تواند تنشهای تعریف نـشده‌ای را به مقطع ستون وارد نماید. نتـایج آنالیزهـا نیـز گویـای ایـن مطلب است که در این حالت رفتار سـازه نـسبت بـه اتـصال کامل یا اتصال فقط به تیر نامناسبتر می‌باشد.

۵- میزان جذب انرژی

برای احتساب میـزان جـذب و اتـلاف انـرژی بـا تقریـب مناسب، با بدست آوردن سطح زیر منحنی نیرو- تغییرمکـان می‌توان عمل نمود. بدین منظور نتایج قاب یـک طبقـه یـک دهانه برای ضخامت ورق ۰/۴ سانتیمتر در جـدول (۳) ارائـه گردیده است.

همانگونه که مشاهده می‌شـود، بیـشترین جـذب انـرژی مربوط به قاب با اتصال کامل ورق که ۲/۳۶ برابر قـاب بتنـی بدون دیوار برشی فولادی است. پس از آن جذب انرژی قـاب با اتصال فقط تیر با ورق فـولادی و آخـرین نـسبت افـزایش جذب انرژی مربوط به قاب با اتصال ستونها به ورق فـولادی است. با توجه به سطح زیر نمودارهای شکلهای (۲) الی (۴)، می‌توان چنین نتیجه گرفت که افزایش ضـخامت در حـالات مختلف اتصال سختی قاب را به طور قابل ملاحظه‌ای افزایش می‌دهد، اما شکل‌پذیری قاب چندان ارتقاء نمی‌یابد.

۶- ظرفیت باربری جانبی

همانگونه که مشاهده شد، ظرفیت باربری قـاب بتنـی بـا حضور ورق فولادی به خوبی افزایش مـی‌یابـد. بـا توجـه بـه نمودارهای شکلهای (۲) تا (۴)، بیـشترین افـزایش ظرفیـت باربری جانبی مربوط به اتصال کامل و کمترین آن مربوط به اتصال ورق به ستونها خواهد بود.

۶-۱- ظرفیت باربری جانبی در حالت اتصال کامل

نیروی حاصل از بار جانبی وارد شده بـه قـاب بتنـی بـه صورت نیروی برشی به ورق فولادی اعمـال خواهـد شـد. در حالت اتصال کامل قاب و ورق با اسـتفاده از رابطـه ظرفیـت برشی ورق فولادی می‌توان ظرفیـت بـاربری جـانبی قـاب و ورق را تخمـین زد [۳]. رابطـه (۱) جهـت بدسـت آوردن ظرفیت بار جانبی ارائه شده است.

$$F_{WU} = bt(\tau_{cr} + \frac{1}{2}\sigma_{ty}) \qquad (۱)$$

که در رابطه فوق، τ_{cr}: تنش برشـی بحرانـی (حـد کمـانش) ورق فـولادی، b: دهانـه پانـل، t: ضـخامت ورق فـولادی، F_{WU}: بار برشی نهائی ورق فولادی و σ_{ty}: تنش حـد جـاری شدن حاصل از میدان کششی بوجود آمـده در ورق فـولادی می‌باشد.

در مرجع [۵]، ظرفیت ورقها با ضخامتهای مختلف در حالت اتصال کامل قاب و ورق حاصل از رابطه (۱) با مقـادیر حاصل از تحلیل استاتیکی افزاینده غیرخطی مقایسه گردیده و اختلافی نزدیک به ۱۰٪ که در جهت محافظه‌کارانه بـودن رابطه (۱) است، دیده شده است.

۶-۲- ظرفیت باربری جانبی در حالت اتصال ورق بـه تیرهای قاب

به علت افزایش بـسیار زیـاد ظرفیـت بـاربری در اتـصال کامل و در نظر گرفتن حداقل ضخامت ورق بـه لحـاظ اجـرا (حداقل ضخامت اجرایی پیشنهادی ۰/۳ سانتیمتر است [۱])

جدول (۳): *مقایسه جذب انرژی قاب بتنی یک طبقه یک دهانه با دیوار برشی به ضخامت ورق ۰/۴ سانتیمتر برای حالات مختلف اتصال.*

طبقه	قاب یک طبقه یک دهانه t = ۰/۴ سانتیمتر	Δ(cm) (بیشینه جابه‌جایی)	F(Kg) (بیشینه نیروی جانبی)	E (kg.cm) (اتلاف انرژی)	Fn/F1 (نسبت ظرفیت نهایی)	En/E1 (نسبت جذب انرژی)
۱	قاب بتنی بدون ورق فولادی	۲/۸	۲۸۸۰۰	۴۱۰۲۰	۱/۰۰	۱/۰۰
۲	اتصال کامل قاب و ورق	۰/۸۵	۲۲۰۸۰۰	۹۶۸۴۰	۷/۶۷	۲/۳۶
۳	اتصال ورق فقط به تیرها	۰/۷۴	۱۵۰۶۵۰	۶۰۷۴۰	۵/۲۳	۱/۴۸
۴	اتصال ورق فقط به ستونها	۰/۸۹	۱۰۳۵۰۰	۴۹۰۵۷	۳/۵۹	۱/۲۰

اتصال دیگر با اجرای ساده‌تر و ظرفیت بار مناسب کاربردی خواهد بود. اتصال ورق فقط به تیرها به دلیل عدم وارد آوردن نیروی برشی تعریف نشده به مقطع ستونهای بتنی، بیشتر بودن ظرفیت بار جانبی و ساده‌تر بودن اجرا، نسبت به حالت اتصال فقط به ستونها مناسبتر است. با یک بررسی نسبت بار نهایی اتصال کامل ورق فولادی و قاب با اتصال ورق فقط به تیرها، با توجه به جدول (۴) دیده می‌شود که نسبتها برای ضخامتهای مختلف ورق بسیار به یکدیگر نزدیک هستند (صرفنظر از نسبت حاصل برای ورق به ضخامت ۰/۱ سانتیمتر). می‌توان با ضرب رابطه (۱) در مضربی بین ۰/۶۶ تا ۰/۶۸، مقدار باربری نهایی قاب با اتصال ورق فقط به تیرها را به دست آورد.

جدول (۴): *مقادیر و نسبت بیشینه نیرو و جابه‌جایی برای اتصال کامل قاب و ورق و اتصال ورق فولادی فقط به تیرها.*

*t(cm)**	نحوه اتصال قاب و ورق فولادی		*Δ(cm)* (بیشینه جابه‌جایی جانبی)	*F(Kg)* (بیشینه نیروی جانبی)	*Fb/Fa*
۰/۱	اتصال کامل قاب و ورق	*a*	۱/۹	۸۴۳۰۰	۰/۸۹
	اتصال ورق فقط به تیرها	*b*	۲/۹	۷۴۷۰۰	
۰/۲	اتصال کامل قاب و ورق	*a*	۱/۵۴	۱۴۷۲۰۰	۰/۶۷
	اتصال ورق فقط به تیرها	*b*	۰/۹۷	۹۸۰۰۰	
۰/۳	اتصال کامل قاب و ورق	*a*	۱/۱۷	۱۸۴۰۰۰	۰/۶۹
	اتصال ورق فقط به تیرها	*b*	۰/۸۱	۱۲۶۵۰۰	
۰/۴	اتصال کامل قاب و ورق	*a*	۰/۸۵	۲۲۰۸۰۰	۰/۶۸
	اتصال ورق فقط به تیرها	*b*	۰/۷۴	۱۵۰۶۰۰	
۰/۵	اتصال کامل قاب و ورق	*a*	۰/۸۵	۲۷۶۰۰۰	۰/۶۷
	اتصال ورق فقط به تیرها	*b*	۰/۸۱	۱۸۴۰۰۰	
۰/۶	اتصال کامل قاب و ورق	*a*	۰/۹	۲۹۴۰۰۰	۰/۶۶
	اتصال ورق فقط به تیرها	*b*	۰/۶۵	۱۹۵۵۰۰	

* *ضخامت‌های کم به فاصله ۱ یا ۲ سانتیمتر از لحاظ اجرایی عملی نیستند ولی از لحاظ محاسباتی مورد توجه می‌باشند.*

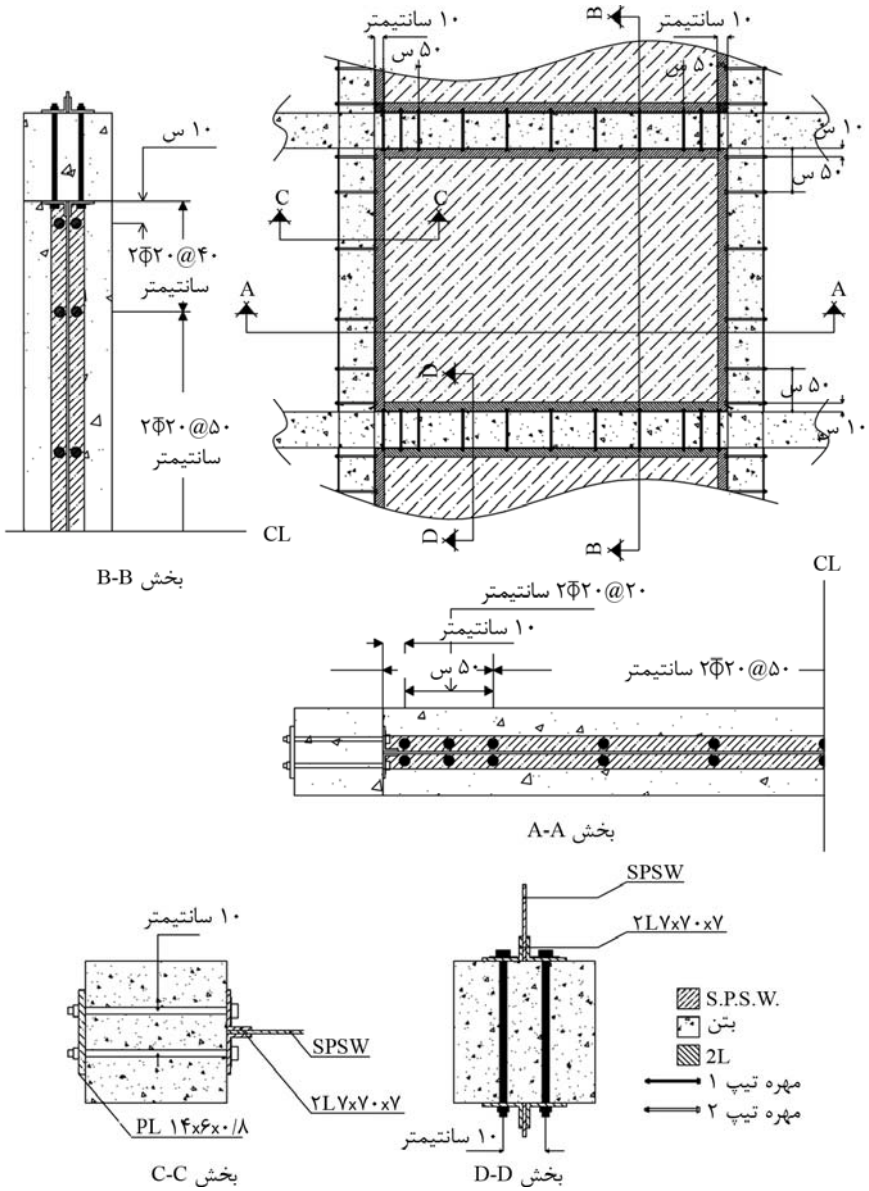
۷- جزئیات اجرائی جهت اتصال ورق فولادی به قاب بتنی موجود

پس از انجام تحلیلها و بدست آوردن نیروها و تنشها در ورق فولادی، ارائه جزئیات اتصال ورق فولادی به قاب بتنی جهت انتقال نیرو، یکی از مسائل کلیدی و مهم خواهد بود. در این پژوهش سعی شده است که جزئیات حداقلی ارائه شود که در عمل مهندسین مجری با گرفتن ایده از این نظرات و با قضاوت خود بتوانند آنرا به اجرا درآورند.

ورق فولادی در محل اتصال با بتن، به دلیل ضخامت بسیار کم خود نسبت به ابعاد مقطع بتنی عملکرد مفصلی خواهد داشت (رفتار نزدیک به مفصل). از اینرو نیروهای حاکم در طراحی اتصالات آنها از نوع کششی، فشاری و برشی خواهند بود. حال آن که پس از مقایسه نتایج حاصل از تحلیلها مشاهده گردید نیروی کششی و فشاری حاکم بوده و نیروی برشی را می‌توان کنترل نمود. در محل اتصال ورق فولادی به قاب بتنی، نیروی فشاری از طریق تماس منتقل خواهد شد. لذا می‌بایست جهت نیروی کششی حاصل از بارگذاری جانبی که در ورق ایجاد خواهد شد، تدبیری مناسب اندیشید.

در مرجع [۷]، جهت انتقال نیروی کششی ورق از پیچ در دو نوع پیچ و مهره عبورکننده از مقاطع بتنی و پیچ مدفون در مقاطع بتنی استفاده شده است. جزئیات اجرایی برای حالت اتصال کامل قاب و دیوار برشی ارائه شده است. محاسبات برای اتصال ورق فولادی به ضخامت ۰/۴ سانتیمتر در همان مرجع قابل مطالعه است. لازم به توضیح است که تنش کششی ماکزیمم در ناحیه نزدیک به اتصال تیر و ستون ایجاد می‌شود. مقدار تنش در جهت قائم در نزدیکی اتصال تیر و ستون ۲۲۵۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع و در قسمتهای میانی ۱۰۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع بدست آمده و پیچها جهت تحمل چنین تنشی طراحی شده‌اند. ظرفیت کششی برای پیچ پر مقاومت $0/3Fu$ و برای

پیچ معمولی $0/33Fu$ و ظرفیت برشی آنها $0/2Fu$ در نظر گرفته شده است. در محل ایجاد سوراخ در ستون بتنی به علت خورد شدن بتن، زیر مهره‌ها باید ورق گذارده شود و ضخامت آن باید به گونه‌ای باشد که نیروی کششی توسط مهره باعث پانچ (نیروی برشی سوراخ کننده) ورق نگردد. جهت انتقال نیرو از ورق فولادی به پیچها از دوبل نبشی استفاده شده است. با وجود این که برای اتصال ورق به نبشی طول بال کوتاه جوابگو بوده، اما جهت اتصال نبشی به بتن بسته به شرایط اجرا و چیدمان آرماتورهای طولی مقطع بتنی، معمولاً به طول بال بزرگتری نیاز می‌باشد. در این صورت نبشی دو طرف نامساوی مناسبتر به نظر می‌رسد. ضخامت نبشی‌ها نیز بسته به ضخامت ورق، ضخامتی نزدیک به آن در نظر گرفته می‌شود. به دلیل ضخامت بسیار کم ورق فولادی، بهتر است جوشکاری نبشی‌ها در دو سمت ورق در یک محل انجام نگیرد. البته جهت اتصال ورق و نبشی به جای جوش می‌توان از پیچ استفاده نمود. با توجه به این که اندازه نبشی بسته به شرایط چیدمان اولیه میلگرد طولی مقطع بتنی و قطر پیچهای مورد استفاده متفاوت خواهد بود (طول بال متصل به بتن)، حداقل نبشی ۷۰x۷۰x۷ میلیمتر جهت اتصال ورق ۰/۴ سانتیمتر پیشنهاد می‌گردد. همچنین پیچها به قطر ۲۰ میلیمتر انتخاب شده‌اند. جزئیات اجرایی فوق‌الذکر در شکل (۵) نمایش داده شده است.



شکل (۵): *جزئیات اجرایی جهت اتصال ورق فولادی به تیر و ستون بتنی با چیدمان پیچ و مهره تیپ ۱ در تیر و پیچ و مهره تیپ ۲ در ستون.*

در این شکل، از دو نوع پیچ و مهره استفاده شده است که تیپ ۱ آن پیچ پر مقاومت با Fu = ۸۰۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع جهت اتصال به تیر، و تیپ ۲ پیچ و مهره معمولی با Fu = ۴۰۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع جهت اتصال به ستون به کار رفته است. از آنجا که حجم محاسبات جهت طراحی پیچها نسبتاً زیاد و خارج از حوصله این مقاله است، محاسبات کامل و دقیق را می‌توان در صورت نیاز در مرجع [۷] مطالعه نمود.

۸- نتیجه‌گیری

در تحقیق حاضر تعداد زیادی قاب یک دهانه یک طبقه با ضخامت‌های متفاوت ورق فولادی (دیوار برشی) و با اتصالهای مختلف دیوار به قاب مورد تحلیل استاتیکی غیرخطی قرار گرفته است. تحلیلهای انجام شده تا حدود زیادی پارامترهای اصلی و تأثیرگذار در رفتار قاب بهسازی شده را نشان می‌دهد. البته برای شناسایی کامل مودهای شکست و برآورد دقیقتر رفتار قاب بهسازی شده، لازم است مدلهای چند طبقه و چند دهانه نیز مورد تحلیل قرار گیرند. به هر صورت با توجه به آنالیزهای انجام شده مشاهده می‌شود که برای ورق به ضخامت ۰/۴ سانتیمتر افزایش در ظرفیت باربری نهایی ۳/۶ تا ۷/۷ برابر برای حالات مختلف اتصال به همراه کاهش چشمگیر در جابه‌جایی نسبی نتیجه خواهد داد. اگر جهت بهسازی یک قاب خمشی بتنی از ورق فولادی با اتصال کامل به عنوان دیوار برشی استفاده شود، احتمالاً سازه تحت بار جانبی زلزله طرح (زلزله سطح خطر یک که قاب خمشی تنها برای آن محاسبه شده است)، در حالت الاستیک باقی خواهد ماند و تحت اثر زلزله با سطح خطر بالاتر وارد رفتار غیرارتجاعی می‌گردد و ارتقاء چشمگیر در سطح عملکرد سازه حاصل خواهد شد. از آنجا که اتصال ورق فولادی فقط به ستون، برش تعریف نشده‌ای را به ستونهای بتنی وارد خواهد ساخت، به لحاظ عملکرد لرزه‌ای نامناسب ستون به عنوان عضو اصلی باربر ثقلی چنین نوع اتصالی پیشنهاد نمی‌شود. اما اتصال ورق فولادی به تیرها آنگونه که دیده شد تأثیر بیشتری بر ظرفیت باربری و سختی گذارده و با کاهش تنشها در ستونها مد خرابی را مطلوبتر خواهد ساخت.

با توجه به مقایسه مقادیر ظرفیت باربری جانبی نهایی برای ورقهای به ضخامت از ۰/۱ الی ۰/۶ سانتیمتر برای قاب در دو حالت اتصال کامل قاب و ورق و اتصال ورق فقط به تیرها، جهت بدست آوردن ظرفیت نهایی بار جانبی ورق فولادی در حالت اتصال ورق فقط به تیرهای سازه، رابطه (۱) با ضریب ۰/۶۶ پیشنهاد می‌گردد.

۹- مراجع

1. Astaneh-Asl, A. (2001). Seismic behavior of steel plate shear walls, Structural Steel Education Council, Moraga, California.

2. Elgaaly, M. (1998). Thin steel plate shear walls behavior and analysis, *Journal of Thin-Walled Structures*, **23**, 151-180

۳. صبوری قمی، سعید (۱۳۸۰). *سیستم‌های مقاوم در برابر بارهای جانبی مقدمه‌ای بر دیوار برشی فولادی*، انتشارات انگیزه.

۴. ناطقی الهی، فریبرز و آتش‌بند، شاهین (۱۳۸۴). بررسی تأثیر دیوارهای برشی فولادی در تقویت ساختمانهای موجود، *همایش ملی زلزله و مقاوم‌سازی ساختمان*، بهبهان.

5. Elgaaly, M. (2000). Post-buckling behavior of thin steel plates using computational models, *Advances in Engineering Software*, **31**(8-9).

6. Mistakidis, E.S., Dematteis, G., and Formisano, A. (2007). Low yield metal shear panels as an alternative for the seismic upgrading of concrete structures, *Advances in Engineering Software*, **38**(8-9).

۷. انوار، سیدعطاءاله (۱۳۸۷). *بهسازی لرزه‌ای سازه‌های بتن مسلح با استفاده از دیوار برشی فولادی*، پایان‌نامه کارشناسی ارشد مهندسی عمران گرایش زلزله، دانشگاه آزاد اسلامی واحد علوم و تحقیقات تهران.