



دانشکده مهندسی عمران

پایان نامه کارشناسی ارشد مهندسی سازه

تأثیر شکل و نوع تیر پیوند بر روی رفتار لرزه‌ای دیوارهای برشی فولادی کوپله

نگارنده:

سعید صحرائی

استاد راهنما:

دکتر وحید رضا کلات جاری

بهمن ۱۳۹۵

تقدیم‌نامه

ماحصل آموخته‌هایم را تقدیم می‌کنم به آنان که مهر آسمانی‌شان، آرام‌بخش آلام
زمینی‌ام است.

به استوارترین تکیه‌گاهم، دستان پرمهر پدرم

؛

به سبزترین نگاه زندگی‌ام، چشمان سبز مادرم

؛

که هرچه آموختم در مکتب عشق شما آموختم و هرچه بکوشم قطره‌ای از دریای بی-
کران مهربانی‌تان را سپاس نتوانم بگویم.

؛

امروز هستی‌ام به امید شماست و فردا کلید باغ بهشتم در رضای شما

؛

گران‌سنگ‌تر از این ارزان نداشتم تا به خاک پایتان نثار کنم، باشد که حاصل تلاشم غبار
خستگی‌تان را بزدايد.

بوسه بر دستان پرمهرتان

تشکر و قدردانی

ضمن سپاس خداوند، که هر آنچه داریم از فضل بی‌کران اوست و هر آنچه نداریم از حکمت بی‌پایان اوست. در ابتدا لازم می‌دانم از استاد محترم آقای دکتر وحید رضا کلات جاری که باره‌نمایی‌های مدیرانه خود نظارت و سرپرستی این پایان‌نامه را بر عهده داشتند صمیمانه تشکر و قدردانی نمایم. همچنین از تمامی اساتیدی که در این مدت افتخار شاگردی ایشان را داشتم، کمال قدردانی خود را بیان می‌کنم.

تعهدنامه

اینجانب سعید صحرایی دانشجوی دوره کارشناسی ارشد رشته مهندسی عمران گرایش سازه دانشکده مهندسی عمران دانشگاه صنعتی شاهرود نویسنده پایان نامه تاثیر شکل و نوع تیر پیوند بر روی رفتار لرزه‌ای دیوارهای برشی فولادی کوپله تحت راهنمایی دکتر وحید رضا کلات جاری متعهد می‌شوم.

- تحقیقات در این پایان نامه توسط این جانب انجام شده است و از صحت و اصالت برخوردار است.
- در استفاده از نتایج پژوهش‌های محققان دیگر به مرجع مورد استفاده استناد شده است.
- مطالب مندرج در پایان نامه تاکنون توسط خود یا فرد دیگری برای دریافت هیچ نوع مدرک یا امتیازی در هیچ جا ارائه نشده است.
- کلیه حقوق معنوی این اثر متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود است و مقالات مستخرج بانام « دانشگاه صنعتی شاهرود » و یا « Shahrood University of Technology » به چاپ خواهد رسید.
- حقوق معنوی تمام افرادی که در به دست آمدن نتایج اصلی پایان نامه تأثیرگذار بوده‌اند در مقالات مستخرج از پایان نامه رعایت می‌گردد.
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه ، در مواردی که از موجود زنده (یا بافت‌های آن‌ها) استفاده شده است ضوابط و اصول اخلاقی رعایت شده است.
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه، در مواردی که به حوزه اطلاعات شخصی افراد دسترسی یافته یا استفاده شده است اصل رازداری ، ضوابط و اصول اخلاق انسانی رعایت شده است .

تاریخ

امضای دانشجو

مالکیت نتایج و حق نشر

کلیه حقوق معنوی این اثر و محصولات آن (مقالات مستخرج، کتاب، برنامه های رایانه ای، نرم افزار ها و تجهیزات ساخته شده است) متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می باشد. این مطلب باید به نحو مقتضی در تولیدات علمی مربوطه ذکر شود. استفاده از اطلاعات و نتایج موجود در پایان نامه بدون ذکر مرجع مجاز نمی باشد.

چکیده

دیوارهای برشی فولادی کوپله، که حالت توسعه‌یافته‌ی دیوارهای برشی فولادی معمولی هستند، یکی از بهترین سیستم‌های لرزه بر با کارایی و عملکرد بالا است که در سال‌های اخیر در طراحی سازه‌های بلند در بسیاری از کشورهای زلزله‌خیز همچون ژاپن، کانادا و آمریکا استفاده شده است. سیستم دیوارهای برشی فولادی کوپله متشکل از دو یا چند دیوار برشی فولادی مجزا است که توسط تیرهای قوی فولادی در محل تراز سقف‌ها در هر طبقه به یکدیگر اتصال داده شده‌اند. تیرهای مذکور را تیرهای همبند و یا تیر پیوند گویند. در تحقیق حاضر به بررسی تأثیر شکل و مشخصات هندسی تیر پیوند بر عواملی از قبیل شکل‌پذیری، جذب انرژی، مقاومت نهایی و سختی تیر پیوند و بهبود وضعیت باربری جانبی پرداخته شده است. مدلسازی توسط نرم‌افزار آباکوس انجام و نتایج حاصل نشان می‌دهد که استفاده از تیر پیوند ماهیچه‌ای عملکرد لرزه‌ای مناسبی از خود نشان می‌دهد و باعث افزایش در شکل‌پذیری، جذب انرژی، مقاومت نهایی و سختی سیستم می‌شود. همچنین برای یک سیستم دیوار برشی فولادی کوپله با مقطع تیر پیوند ثابت، تغییرات طول دهانه کناری تأثیر قابل‌توجهی در شکل‌پذیری، مقاومت، سختی و جذب انرژی دارد. نتایج نشان می‌دهد استفاده از تیر پیوند با مقاطع I شکل، ورق پیوسته و ورق ماهیچه‌دار معادل نسبت به سایر مقاطع معادل، شکل‌پذیرتر و سخت‌تر است و جذب انرژی بسیار بالایی از خود نشان می‌دهند. با افزایش ابعاد تیر پیوند نیز، جذب انرژی، سختی، مقاومت و شکل‌پذیری دیوار برشی فولادی کوپله تحت بارگذاری جانبی یکنواخت افزایش می‌یابد.

واژگان کلیدی: دیوار برشی فولادی کوپله، تیر پیوند، شکل‌پذیری، تیر ماهیچه‌ای، سختی،

مقاومت، انرژی

لیست مقالات

صحرائی، س. کلات جاری، و. " بررسی عددی تاثیر شکل و نوع تیر پیوند بر روی رفتار لرزه‌ای دیوارهای برشی فولادی کوپله ". چهارمین کنفرانس ملی پژوهش‌های کاربردی در مهندسی عمران، معماری و مدیریت شهری، تهران ۷ و ۸ بهمن‌ماه سال ۱۳۹۵.

صحرائی، سعید. کلات جاری، و. " مطالعه عددی بررسی تیر پیوند ماهیچه‌دار بر روی رفتار لرزه‌ای دیوارهای برشی فولادی کوپله ". چهارمین کنفرانس ملی پژوهش‌های کاربردی در مهندسی عمران، معماری و مدیریت شهری، تهران ۷ و ۸ بهمن‌ماه سال ۱۳۹۵.

فهرست عنوان‌ها

فصل ۱ کلیات ۱

- ۱-۱- مقدمه ۲
- ۲-۱- نوآوری و اهداف تحقیق ۴
- ۱-۳- روش تحقیق ۴
- ۴-۱- ساختار پایان‌نامه ۵

فصل ۲ الزامات طراحی و مروری بر پژوهش‌های انجام‌شده در زمینه دیوارهای برشی

فولادی کوپله ۷

- ۱-۲- پیش‌گفتار ۸
- ۲-۲- رفتار لرزه‌ای دیوارهای برشی فولادی و روابط طراحی آنها ۸
- ۱-۲-۲- ارزیابی سختی ۸
- ۲-۲-۲- ارزیابی مقاومت ۹
- ۳-۲-۲- ارزیابی شرایط شکل‌پذیری ۱۱
- ۳-۲- ضوابط آئین‌نامه AISC-341 در طراحی دیوارهای برشی فولادی ۱۲
- ۱-۳-۲- روابط طراحی ۱۳
- ۴-۲- درجه همبندی ۱۶
- ۵-۲- مطالعات آزمایشگاهی و تحلیلی انجام‌شده در زمینه دیوارهای برشی فولادی کوپله .. ۲۰

فصل ۳ مدل‌سازی اجزای محدود ۴۱

۳-۱- مقدمه ۴۲

۳-۲- آشنایی با نرم‌افزار آباکوس ۴۲

۳-۲-۱ المان‌ها در آباکوس ۴۳

۳-۲-۲ اصول آباکوس ۴۴

۳-۲-۳ بخش‌های آباکوس ۴۴

۳-۲-۴ محیط‌های آباکوس ۴۵

۳-۳- مدل‌سازی دیوار برشی فولادی در نرم‌افزار اجزای محدود آباکوس ۴۶

۳-۳-۱ مشخصات مدل آزمایشگاهی ۴۶

۳-۳-۲ مدل‌سازی نمونه ۴۸

۳-۳-۳ صحت سنجی مدل المان محدود با نمونه آزمایشگاهی ۵۳

فصل ۴ بررسی رفتار مدل‌ها و نتایج ۵۷

۴-۱- مقدمه ۵۸

۴-۲- مدل‌سازی نمونه‌های مورد مطالعه و ارائه نتایج حاصل از نمونه‌ها ۵۹

فصل ۵ نتیجه‌گیری و پیشنهادها ۸۱

۵-۱- مقدمه ۸۲

۵-۲- جمع‌بندی نتایج ۸۲

۵-۲-۱ سختی ۸۲

۵-۲-۲ جذب انرژی ۸۴

۵-۲-۳ مقاومت نهایی ۸۵

۴-۲-۵ شکل پذیری ۸۶

۳-۵- پیشنهادهای ۸۶

منبعها ۸۸

فهرست شکل‌ها

- شکل ۱-۱- دیوار برشی فولادی مجزا و کوپله ۳
- شکل ۱-۲ نمودار محدوده‌های رفتاری دیوار فولادی بر اساس میزان لاغری ۱۰
- شکل ۲-۲ رفتار دو دیوار برشی که با المان‌های دو سر مفصل به هم متصل شده‌اند. ۱۷
- شکل ۳-۲ رفتار دو دیوار برشی فولادی که با المان‌های دوسرگیردار به هم متصل شده‌اند. ۱۸
- شکل ۴-۲ رفتار دو دیوار برشی با المان‌های دوسرگیردار که نیروی محوری ناشی از بارهای جانبی در ستون‌های میانی برابر صفر می‌باشد. ۱۹
- شکل ۵-۲ رفتار دو دیوار برشی با المان‌های دوسرگیردار زمانی که دو دیوار با درصد بالایی به هم پیوسته شده‌اند ۲۰
- شکل ۶-۲ دیوار برشی فولادی پیشنهادی درایور و همکاران با اعضای اضافی جهت مهار میدان کشش ۲۲
- شکل ۷-۲ نمونه آزمایشگاهی اول در انتهای آزمایش محرمی و همکاران ۲۴
- شکل ۸-۲ منحنی هیستریزیس و منحنی پوش آور نمونه اول از سری اول آزمایش‌ها محرمی و همکاران ۲۵
- شکل ۹-۲ نمونه اول سری دوم آزمایش‌ها محرمی و همکاران - پانل چهار طبقه ۲۶
- شکل ۱۰-۲ سیستم قاب-دیوار قبل از آزمایش سری سوم ۲۷
- شکل ۱۱-۲ منحنی هیستریزیس و بار-تغییر مکان نمونه اول ۲۷
- شکل ۱۲-۲ منحنی هیستریزیس و بار-تغییر مکان نمونه دوم ۲۸
- شکل ۱۳-۲ مقایسه منحنی‌های ظرفیت نمونه‌های اول و دوم ۲۹
- شکل ۱۴-۲ دیوار برشی فولادی پیشنهادی برمن و همکاران (الف) با تیرهای واسطه پیوسته (ب) با تیرهای واسطه مفصلی ۳۴
- شکل ۱۵-۲ سیستم دیوار برشی فولادی پیشنهادی آستانه و همکاران ۳۵
- شکل ۱۶-۲ سیستم‌های دیوار برشی فولادی پارک و چوئی در انتهای آزمایش‌ها ۳۶

- شکل ۲-۱۷ آزمایش‌ها دیوار برشی فولادی کوپله لی و همکاران ۳۸
- شکل ۳-۱ ابعاد هندسی نمونه آزمایشگاهی منتخب برای مدل‌سازی ۴۷
- شکل ۳-۲ جزئیات اتصال ۴۸
- شکل ۳-۳ آنالیز حساسیت به شبکه‌بندی ۵۱
- شکل ۳-۴ شبکه‌بندی دیوار برشی فولادی سه‌طبقه ۵۱
- شکل ۳-۵ پروتکل بارگذاری چرخه‌ای ۵۲
- شکل ۳-۶ منحنی پوش نمونه آزمایشگاهی و مدل اجزای محدود ۵۵
- شکل ۳-۷ توزیع تنش‌های فون میزز (مگا پاسکال) در انتهای تحلیل در نمونه اجزای محدود ۵۵
- شکل ۴-۱ تقریب مدل رفتار غیرخطی به روش ترسیمی به صورت دو خط AB و BC ۵۹
- شکل ۴-۲ نام‌گذاری اجزای مختلف تیر پیوند ماهیچه‌ای ۶۰
- شکل ۴-۳ تغییرات مقاومت نهایی در مقابل تغییرات نسبت h'/h در نمونه‌های تیر پیوند ماهیچه‌ای ۶۱
- شکل ۴-۴ تغییرات جذب انرژی در مقابل تغییرات نسبت h'/h در نمونه‌های تیر پیوند ماهیچه‌ای ۶۲
- شکل ۴-۵ تغییرات سختی در مقابل تغییرات نسبت h'/h در نمونه‌های تیر پیوند ماهیچه‌ای ۶۳
- شکل ۴-۶ تغییرات شکل‌پذیری در مقابل تغییرات h'/h در نمونه‌های تیر پیوند ماهیچه‌ای ۶۴
- شکل ۴-۷ تغییرات جذب انرژی در مقابل تغییرات b/L' در نمونه‌های تیر پیوند با مقطع معادل مختلف ۶۷
- شکل ۴-۸ تغییرات شکل‌پذیری در مقابل تغییرات b/L' در نمونه‌های تیر پیوند با مقطع معادل مختلف ۶۷
- شکل ۴-۹ تغییرات مقاومت نهایی در مقابل تغییرات b/L' در نمونه‌های تیر پیوند با مقطع معادل مختلف ۶۸
- شکل ۴-۱۰ تغییرات سختی در مقابل تغییرات b/L' در نمونه‌های تیر پیوند با مقطع معادل مختلف ۶۸
- شکل ۴-۱۱ نام‌گذاری اجزای مختلف دیوار برشی فولادی کوپله با تیر پیوند ورق ۷۴
- شکل ۴-۱۲ تغییرات جذب انرژی در مقابل تغییرات نسبت h/H در نمونه‌های تیر پیوند ورق ۷۴

- شکل ۴-۱۳ تغییرات سختی در مقابل تغییرات نسبت h/H در نمونه‌های تیر پیوند ورق ۷۵
- شکل ۴-۱۴ تغییرات مقاومت نهایی در مقابل تغییرات نسبت h/H در نمونه‌های تیر پیوند ورق ۷۵
- شکل ۴-۱۵ ظرفیت باربری نمونه‌های تیر پیوند ورق با ضخامت ۲۰ میلی‌متر و ارتفاع متفاوت ۷۶
- شکل ۴-۱۶ نحوه عملکرد سیستم دیوار برشی فولادی کوپله با تیر پیوند با مشخصات $h/H=0/1$ و $t'=20$ میلی‌متر ۷۷
- شکل ۴-۱۷ نحوه عملکرد سیستم دیوار برشی فولادی کوپله با تیر پیوند با مشخصات $h/H=0/15$ و $t'=20$ میلی‌متر ۷۸
- شکل ۴-۱۸ تغییرات سختی در مقابل تغییرات نسبت b/L' در نمونه‌های تیر پیوند ورق ۷۹
- شکل ۴-۱۹ تغییرات مقاومت نهایی در مقابل تغییرات نسبت b/L' در نمونه‌های تیر پیوند ورق ۷۹
- شکل ۴-۲۰ تغییرات جذب انرژی در مقابل تغییرات نسبت b/L' در نمونه‌های تیر پیوند ورق ۸۰

فهرست جدول‌ها

- جدول ۱-۲ مشخصات چهار نمونه سری اول آزمایش‌ها محرمی و همکاران ۲۳
- جدول ۱-۳ مشخصات المان‌های مورد استفاده در نرم‌افزار ۴۹
- جدول ۲-۳ مشخصات مکانیکی فولادهای به کار رفته در مدل اجزای محدود (MPa) ۵۰
- جدول ۱-۴ درصد تغییرات مقاومت نهایی نسبت به h'/h در نمونه‌های تیر پیوند ماهیچه‌ای ۶۱
- جدول ۲-۴ درصد تغییرات جذب انرژی نسبت به h'/h در نمونه‌های تیر پیوند ماهیچه‌ای ۶۳
- جدول ۳-۴ درصد تغییرات سختی نسبت به h'/h در نمونه‌های تیر پیوند ماهیچه‌ای ۶۴
- جدول ۴-۴ درصد تغییرات شکل‌پذیری نسبت به h'/h در نمونه‌های تیر پیوند ماهیچه‌ای ۶۵
- جدول ۵-۴ نام‌گذاری مقاطع مختلف تیر پیوند ۶۶
- جدول ۷-۴ مقایسه مقاطع معادل تیر پیوند با مقطع I شکل معادل به ازای نسبت $b/L'=1$ ۶۹
- جدول ۸-۴ مقایسه مقاطع معادل تیر پیوند با مقطع I شکل معادل به ازای نسبت $b/L'=1/2$ ۶۹
- جدول ۹-۴ مقایسه مقاطع معادل تیر پیوند با مقطع I شکل معادل به ازای نسبت $b/L'=1/4$ ۷۰
- جدول ۱۰-۴ مقایسه مقاطع معادل تیر پیوند با مقطع I شکل معادل به ازای نسبت $b/L'=1/6$ ۷۰
- جدول ۱۱-۴ مقایسه مقاطع معادل تیر پیوند با مقطع I شکل معادل به ازای نسبت $b/L'=1/8$ ۷۱
- جدول ۱۲-۴ مقایسه مقاطع معادل تیر پیوند با مقطع I شکل معادل به ازای نسبت $b/L'=2$ ۷۱

فصل ۱ کلیات

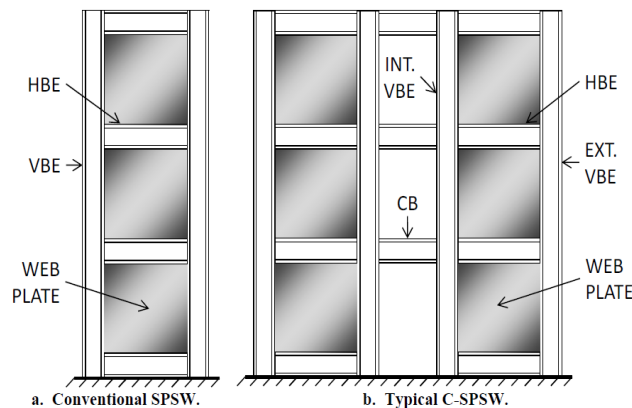
۱-۱- مقدمه

از گذشته سیستم‌های فراوانی برای مقابله در برابر بارهای جانبی پیشنهاد و بکار گرفته شده است. مهم‌ترین معیارهایی که در انتخاب یک سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی دخالت دارند عبارت‌اند از سختی، مقاومت، جذب انرژی و شکل‌پذیری. همواره پژوهشگران در پی یافتن سیستم مناسب برای مقاومت در برابر بارهای جانبی هستند، به طوری که عوامل نامبرده تأمین شوند.

سیستم دیوار برشی فولادی^۱ یک سیستم قوی و به‌صرفه در برابر نیروهای جانبی در مناطق زلزله‌خیز است. یک دیوار برشی فولادی تشکیل شده از یک قاب فولادی با اتصالات تیر به ستون انعطاف‌پذیر و یا صلب با صفحات فولادی در جان است. هنگام استفاده از دیوارهای برشی فولادی به این نکته می‌بایست توجه نمود که در صورت کوتاه بودن، ارتفاع تغییر مکان‌های برشی حاکم بوده و تعیین‌کننده سختی جانبی سازه است ولی در سازه‌های متوسط و بلند تغییر شکل‌های محوری بزرگ ستون‌ها که در اثر نیروهای محوری قابل توجه در آن‌ها به وجود می‌آید، باعث می‌گردد تا تغییر مکان خمشی حاکم بوده و کنترل‌کننده باشد. سختی خمشی پایین دیوارهای برشی فولادی نسبت به دیوار برشی بتنی مسلح، آن‌ها را برای استفاده در ساختمان‌های بلند به چالش می‌کشد. دیوارهای برشی بتنی از کل عرضشان برای مقابله در برابر واژگونی استفاده می‌نمایند. در مقابل دیوارهای برشی فولادی، تنها از ستون‌های مرزی برای مقابله با واژگونی استفاده می‌نمایند. بنابراین در مواردی که خمش دیوار برش حاکم می‌شود، این دیوارها بسیار انعطاف‌پذیرترند. براین اساس تمهیداتی برای افزایش سختی دیوارهای برشی فولادی متوسط و بلند لازم است که یکی از این روش‌های پیشنهادی، شکافتن یک دیوار برشی فولادی به دو دیوار همبند شده است که این سیستم تحت عنوان سیستم دیوار برشی فولادی کوبله شناخته می‌شود [۹ و ۱۰]. از طرفی آیین‌نامه‌های طراحی نسبت طول به ارتفاع یک پانل ورق فولادی دیوار برشی را به بیشینه مقدار $2/5$ محدود می‌نمایند. همچنین گاهی

^۱ Steel plate shear walls

بر اساس الزامات معماری، سیستم مقاوم باربر جانبی اساساً اطراف محیط هسته سازه قرار می‌گیرد. بنابراین به منظور جای دادن بازشوها در هسته و به این دلیل که ورق فولادی دیوارهای برشی برای نسبت‌های بزرگ طول به ارتفاع ورق جان غیر اقتصادی و غیرعملی می‌شود، طراح ممکن است تصمیم بگیرد که دو پانل دیوار برشی فولادی را در داخل یک دهانه قرار دهد [۳ و ۲]. سیستم دیوار برشی فولادی کوپله^۱ از دو دیوار برشی مجزا تشکیل شده که به وسیله تیر پیوند در تراز طبقات به هم متصل شده‌اند. از این سیستم انتظار می‌رود که بسیاری از مزایای سیستم سابق را حفظ کند در حالی که کارایی اضافی، اتلاف انرژی و انعطاف‌پذیری معماری را ارائه می‌دهد. همان‌طور که در شکل ۱-۱ ملاحظه می‌شود تیرها و ستون‌ها به ترتیب عناصر مرزی افقی و عمودی شناخته می‌شوند.



شکل ۱-۱- دیوار برشی فولادی مجزا و کوپله [۴]

همچنین بدون متصل نمودن دیوارهای مجزا، لنگر واژگونی کل توسط خمش در دیوارها تحمل می‌شود و انرژی ناشی از زلزله توسط تغییر شکل‌های خمشی دیوار اتلاف می‌گردد. وقتی دیوارها با تیر پیوند متصل شوند نیروی محوری کشش و فشار ایجادشده در دیوارها به دلیل سختی تیر پیوند با تشکیل کولی موجب تحمل درصد زیادی از لنگر واژگونی کل نسبت به حالتی که تنها، دیوارها (بدون

^۱ Coupled steel plate shear walls

اتصال) وجود دارند می‌شود. در نتیجه و سختی سیستم بهبود یافته و نیروهای محوری از طریق برش ایجاد شده در تیر پیوند منتقل می‌شود [۴].

۱-۲- نوآوری و اهداف تحقیق

با توجه به آنکه تحقیقات اندکی در خصوص تاثیر نوع و هندسه تیر پیوند بر روی عملکرد لرزه‌ای دیوارهای برشی فولادی کوپله انجام شده است، به همین دلیل در این تحقیق با استفاده از نرم‌افزار اجزای محدود آباکوس^۱ تیر پیوند به صورت ورق و ورق ماهیچه‌دار مدل مطالعه شده و تأثیر نوع و شکل هندسی تیر پیوند بر روی عواملی از قبیل سختی، مقاومت، شکل‌پذیری و جذب انرژی تحقیق شده است.

۱-۳- روش تحقیق

- مروری بر پژوهش‌های انجام شده در زمینه دیوار برشی فولادی کوپله
- مدل‌سازی نمونه آزمایشگاهی در نرم‌افزار اجزای محدود آباکوس و مقایسه نتایج حاصل از بارگذاری چرخه‌ای با نتایج آزمایشگاهی
- مدل‌سازی نمونه‌هایی با مقاطع مختلف تیر پیوند
- بررسی سختی، مقاومت، شکل‌پذیری و جذب انرژی مدل‌های ساخته شده و مقایسه

آنها

^۱ Abaqus

۱-۴- ساختار پایان نامه

در فصل یک با عنوان کلیات به شرح مختصری از موضوع تحقیق و اهمیت آن، نوآوری‌ها و اهداف آن پرداخته شده است و همچنین روش تحقیق توضیح داده شده است.

در فصل دوم ضمن توضیحاتی اجمالی در خصوص ویژگی‌های دیوار برشی فولادی، به مروری بر پژوهش‌های انجام شده در زمینه دیوار برشی فولادی کوپله اشاره شده است.

در فصل سوم ابتدا به معرفی نرم‌افزار آباکوس و علت انتخاب آن جهت مدل‌سازی پرداخته شده است. در ادامه، مشخصات نمونه‌ی آزمایشگاهی منتخب جهت مدل‌سازی ارائه و سپس مبانی مدل‌سازی شرح داده شده است، و در انتهای فصل، مقایسه‌ای میان نتایج نرم‌افزار و نمونه آزمایشگاهی صورت گرفته تا صحت مدل‌سازی روشن گردد.

در فصل چهارم به وسیله آنالیز عددی به بررسی سختی، مقاومت، شکل‌پذیری و جذب انرژی مدل‌های ساخته شده با مقاطع مختلف تیر پیوند پرداخته می‌شود و اثرات تیر پیوند ماهیچه‌دار و ورق به‌طور کامل بررسی شده است.

در فصل پنجم نتیجه‌گیری مربوط به پایان‌نامه ارائه می‌شود و در پایان، پیشنهادهایی برای کارهای پژوهشی آتی ارائه شده است.

فصل ۲ الزامات طراحی و مروری بر پژوهش‌های

انجام‌شده در زمینه دیوارهای برشی فولادی کوپله

۱-۲- پیش گفتار

تحقیق‌ها بر روی دیوارهای برشی فولادی از اوایل دهه ۱۹۷۰ آغاز شده است. در این فصل، ابتدا ضوابط لرزه‌ای دیوار برشی فولادی ذکر شده و سپس اشاره‌ای مختصر به مطالعات تحلیلی و آزمایشگاهی در این زمینه خواهد شد. منظور از پژوهش‌های تحلیلی، کارهای تئوری غیر آزمایشگاهی است که به جنبه‌های مختلف رفتار دیوارهای برشی می‌پردازد. هدف اصلی این‌گونه تحقیق‌ها آن است که تحلیل و طراحی سیستم‌های دیوار برشی فولادی به‌سادگی و بدون نیاز به تعریف پیچیدگی‌های زیاد قابل انجام باشد.

۲-۲- رفتار لرزه‌ای دیوارهای برشی فولادی و روابط طراحی آنها

برای اطمینان از عملکرد مطمئن لرزه‌ای دیوارهای برشی فولادی، باید روشی برای طراحی در نظر گرفته شود که کلیه نیازهای طراحی لرزه‌ای، اعم از: سختی، مقاومت و شکل‌پذیری را به‌صورت بهینه برآورده سازد.

۲-۲-۱ ارزیابی سختی

سازه دارای دیوار برشی فولادی باید با توجه به نوع دیوار مدل‌سازی گردد. بعد از انجام تحلیل سازه، جابه‌جایی‌های به‌دست‌آمده با در نظر گرفتن سطح عملکرد مورد انتظار، با جابه‌جایی‌های مجاز مقایسه می‌گردد. آنگاه سختی سیستم مورد ارزیابی قرار گرفته و مورد تأیید یا رد قرار می‌گیرد. در صورتی که سختی بیشتری مورد نیاز باشد، راه‌حلهایی مانند، افزایش سطح مقطع ستون‌های پیرامونی، افزایش عرض دهانه دارای دیوار برشی فولادی، افزایش تعداد دهانه‌های دارای دیوار برشی، افزایش ضخامت دیوار برشی و یا

استفاده از سیستم دوگانه پیشنهاد می‌شود.

۲-۲-۲ ارزیابی مقاومت

با توجه به شباهت‌های میان تیورورق‌ها و دیوارهای برشی فولادی از تقسیم‌بندی‌ها و فرمول‌های ضوابط AISC برای طراحی دیوارهای برشی استفاده می‌گردد. بر اساس لاغری دیوارهای برشی، می‌توان آن‌ها را به سه دسته فشرده، غیر فشرده و لاغر تقسیم‌بندی نمود:

$$1- \text{حالت فشرده، وقتی لاغری دیوار } \lambda = h/t_w \text{ کوچک‌تر و مساوی } \lambda_p = 1.1 * \sqrt{K_v E / F_{yw}}$$

باشد، دیوار برشی فشرده محسوب می‌گردد و انتظار می‌رود که تحت اثر بارهای اعمال‌شده، جاری شدن، مقدم بر کمانش باشد. مقاومت برشی موجود ورق در این حالت از رابطه (۱-۲) به دست می‌آید.

$$V_n = 0.6 A_w F_{yw} \quad \text{فرمول (۱-۲)}$$

تأمین شرط فشردگی با افزایش ضخامت ورق، از نظر اقتصادی توجیه‌ناپذیر است و معمولاً برای تأمین شرایط فشردگی از سخت‌کننده استفاده می‌شود [۵].

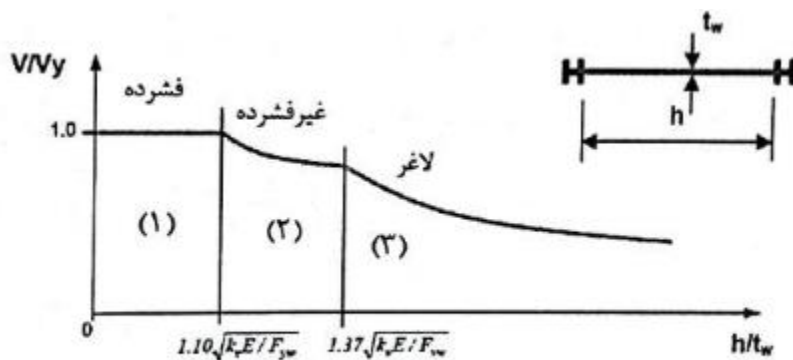
۲- حالت غیر فشرده، در صورتی که ضریب لاغری، λ از λ_p بزرگ‌تر بوده و کوچک‌تر از

$$\lambda_r = 1.37 * \sqrt{K_v E / F_{yw}}$$

برش طبقه با مجموع مؤلفه افقی حاصل از مقاومت کششی و فشاری قطری ورق به تعادل می‌رسد.

۳- حالت لاغر، در این حالت λ از λ_r بزرگ‌تر بوده و دیوار درحالی‌که هنوز در محدوده ارتجاعی است

کمانش می‌کند.



شکل ۱-۲ نمودار محدوده‌های رفتاری دیوار فولادی بر اساس میزان لاغری [۵]

در حالات ۲ و ۳ مقاومت برشی موجود دیوار برشی فولادی از روابط (۱-۲) تا (۵-۲) تعیین می‌گردد.

$$V_n = 0.6 * A_w F_{yw} \left(C_v + \frac{1 - C_v}{1.15 * \sqrt{1 + \left(\frac{a}{h}\right)^2}} \right) \quad \text{فرمول (۲-۲)}$$

$$C_v = \frac{1.51 * K_v E}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 * F_{yw}} \quad \text{فرمول (۳-۲)}$$

در صورتی که نسبت a/h از سه یا $\left[\frac{260}{h/t_w}\right]^2$ بزرگ‌تر شود، مقدار k_v برابر ۵ اختیار می‌شود. مقدار C_v

نیز به طریق زیر تعیین می‌شود.

الف) برای دیوارهای غیر فشرده:

$$C_V = \frac{1.1 * \sqrt{K_V E / F_{YW}}}{H / t_w} \quad \text{فرمول (۲-۴)}$$

ب) برای دیوارهای لاغر:

$$C_V = \frac{1.51 * K_V E}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 * F_{YW}} \quad \text{فرمول (۲-۵)}$$

$$V \leq \phi V_n \quad \text{فرمول (۲-۶)}$$

در روش طراحی رایج، تحلیل سیستم سازه با در نظر گرفتن ضریب کاهش نیروهای زلزله R (یا ضریب رفتار) انجام می‌گیرد و بر اساس نتایج تحلیل، مقاومت موردنیاز V تعیین می‌شود. مقاومت موجود دیوار نیز با به‌کارگیری روابط ارائه‌شده، قابل محاسبه است. حال باید رابطه (۲-۶) برای اطمینان از کفایت مقاومت ارزیابی گردد. در این رابطه V نیروی برشی موردنیاز، حاصل از ترکیبات بار طراحی و V_n مقاومت برشی اسمی می‌باشد. ϕ ضریب اطمینان برشی بوده و برابر ۰/۸۵ منظور می‌گردد [۵].

۲-۲-۳ ارزیابی شرایط شکل‌پذیری

وقتی در طراحی دیوارهای برشی ضرایب اضافه مقاومت و ضریب رفتار را بکار می‌بریم، بدین معنی است که سیستم از شکل‌پذیری کافی و اضافه مقاومت مناسبی برخوردار بوده است. برای تأمین

شکل‌پذیری و اضافه مقاومت مورد انتظار باید روندی را در طراحی در پیش گیریم که مطمئن شویم زوال‌های شکل‌پذیری قبل از زوال‌های ترد اتفاق می‌افتند.

۲-۳- ضوابط آئین‌نامه AISC-341 در طراحی دیوارهای برشی فولادی

در این بخش ضوابط طراحی دیوار برشی فولادی در مناطق با خطر لرزه‌خیزی زیاد و خیلی زیاد بر مبنای آئین‌نامه AISC-341 ارائه خواهد گردید.

در مناطق با خطر لرزه‌خیزی زیاد و خیلی زیاد از دیوار برشی فولادی انتظار می‌رود که تغییر شکل‌های غیر ارتجاعی قابل‌ملاحظه‌ای را در هنگام وقوع زلزله طرح بدون کاهش جدی در مقاومت اعضای سیستم باربر جانبی تحمل نمایند. به‌بیان‌دیگر عملکرد یکپارچه دیوار برشی فولادی در تحمل تغییر شکل‌های غیر ارتجاعی زیاد به‌گونه‌ای که تحمل و انتقال نیروهای ثقلی دچار آسیب نگردد، و تغییر مکان جانبی نسبی سیستم باربر جانبی لرزه‌ای کنترل شود مورد انتظار است.

اصول ضوابط آئین‌نامه AISC-341 در طراحی دیوار برشی فولادی در مناطق با خطر لرزه‌خیزی زیاد و خیلی زیاد مبتنی بر موارد زیر است:

✓ فرض می‌گردد که ورق‌های جان در هر تراز به‌طور کامل به حد تسلیم کششی خود در زاویه α برسند.

✓ ضخامت ورق جان دیوار برشی بر اساس نیروی موجود در آن در اثر زلزله محاسبه می‌شود.

✓ برای اطمینان از وقوع تسلیم کامل کششی در ورق جان، لارم است اعضای مرزی افقی و قائم و

اتصالات بر اساس وقوع تسلیم در ورق جان با تنش تسلیم مورد انتظار $R_y F_y$ طراحی گردند.

✓ اعضای مرزی به‌گونه‌ای طراحی شوند که کاملاً در محدوده الاستیک باقی بمانند. وقوع تسلیم در

تیر و در نزدیکی ستون از این قاعده مستثنی است. بنابراین نیروی طراحی اعضای طراحی و

اتصالات بر اساس تسلیم کامل کششی ورق جان و لنگر خمشی پلاستیک تیر همراه با بار ثقلی تعیین می‌شود.

✓ فلسفه ستون قوی-تیر ضعیف در این سیستم لرزه‌ای باید کنترل شود.

✓ برای اطمینان از تحمل و تجزیه تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی بزرگ در اعضای مرزی لازم است:

۱. نسبت عرض به ضخامت این اعضا شرایط مقاطع فشرده لرزه‌ای را برآورده کند.

۲. مهار جانبی کافی مشابه با قاب‌های ویژه در بال‌های تیر فراهم گردد.

✓ اتصالات تیر به ستون در این سیستم باربر جانبی در مناطق با خطر لرزه‌خیزی زیاد باید از نوع

خمشی بوده و امکان شکل‌گیری مفصل پلاستیک تیر در فاصله محدود در بر ستون فراهم گردد.

✓ از دیوارهای برشی انتظار نمی‌رود در حد قاب‌های خمشی ویژه قادر به تحمل تغییر شکل‌های

جانبی نسبی زیاد باشند. از این رو ملاحظات ویژه‌ای که در مورد اتصالات قاب‌های خمشی ویژه

ضروری است. در خصوص اتصالات خمشی تیر به ستون در دیوارهای برشی فولادی به کار

نمی‌رود.

✓ سختی ستون نقش کلیدی و اساسی در تأمین و توسعه تغییر شکل‌های پلاستیک بزرگ در ورق

جان ایفا می‌کند. از این رو حداقل ممان اینرسی ستون باید مطابق رابطه باشد.

✓ رعایت مقررات مربوط به چشمه اتصال در دیوارهای برشی فولادی در طبقه اول و آخر همانند

ضوابط مربوط به قاب‌های خمشی ویژه است [۵].

۲-۳-۱ روابط طراحی

اولین گام در طراحی دیوار برشی فولادی تعیین نیروهای جانبی ناشی از زلزله است که با توجه به

ضوابط آئین‌نامه‌های لرزه‌ای به دست می‌آید و سیستم لرزه‌ای باید قادر باشد مقاومت و پایداری لازم را

برای مقابله با نیروی جانبی را داشته باشد.

مقدار ضخامت ورق جان از رابطه زیر به دست می‌آید.

$$t_w = \frac{V_p}{0.42 F_y L_{cf} \sin 2a} \quad \text{فرمول (۷-۲)}$$

V_p : نیروی برشی وارد شده بر ورق جان

F_y : مقاومت تسلیم فولاد

L_{cf} : طول خالص تیر (فاصله بین دو بر ستون)

نیروی برشی ورق جان از تفاضل نیروی جانبی کل و نیروی جانبی که توسط قاب تحمل شده است، به دست می‌آید.

$$V_p = V - V_f \quad \text{فرمول (۸-۲)}$$

در آئین‌نامه AISC-341 رابطه‌ای برای محاسبه نیروی تحمل شده توسط قاب فولادی ارائه نشده است و می‌توان با انجام یک تحلیل کامپیوتری دقیق سهم قاب و ورق فولادی جان را از نیروی جانبی مشخص کرد.

در این بخش هدف تعیین پارامترهای سازه‌ای دیوار برشی فولادی با استفاده از تحلیل پوش آور از طریق کنترل تغییر مکان است. بنابراین نیروی جانبی‌ای به سازه اعمال نخواهد شد و طراحی به‌منظور تأمین شرایط، جهت بهبود شکل‌پذیری و جذب انرژی در این سیستم لرزه‌ای و همچنین فراهم آوردن شرایطی برای حفظ ترتیب در ایجاد زوال‌های شکل‌پذیر در اعضا و جلوگیری از شکست‌های ترد است.

بنابراین رویکرد این بخش، طراحی المان‌های مرزی افقی و قائم و همچنین اتصالات و کنترل ضوابط با توجه به نیروهای وارد شده در اثر تسلیم ورق فولادی جان و ایجاد مفصل پلاستیک در تیر است.

طراحی اولیه:

برای محاسبه زاویه α ، تعیین اندازه و ابعاد اولیه اعضای مرزی قائم و افقی ضروری است. تعیین ابعاد اولیه بر اساس فرضیات ساده کننده‌ای جهت تعیین نیروهای این اعضا انجام می‌شود.

طراحی اولیه ستون‌ها:

آئین‌نامه AISC-341 رابطه زیر را برای حداقل ممان اینرسی ستون پیشنهاد می‌کند.

$$I_c \geq \frac{0.00307 t_w h^4}{L} \quad \text{فرمول (۲-۹)}$$

I_c : ممان اینرسی ستون

t_w : ضخامت ورق جان

h : ارتفاع ورق جان

طراحی اولیه تیرها:

نیروی کششی در اجزای مرزی افقی دیوارهای برشی فولادی ناشی از عملکرد ورق جان در بالا و پایین تیرها تا حدودی یکدیگر را خنثی می‌کنند. اما ورق جان در دیوارهای برشی فولادی نیروی قابل ملاحظه‌ای را در تراز طبقه آخر و طبقه پایین ایجاد می‌کند که لازم است توسط اعضای مرزی به صورت مناسب تحمل

شوند. بنابراین ابعاد تیرها در تراز بام قابل ملاحظه خواهد بود و در تراز کف نیز این نیروها باید توسط تیرهای افقی فولادی یا بتنی مهار شوند. آئین نامه AISC-341 رابطه زیر را برای حداقل ممان اینرسی تیر پیشنهاد می کند.

$$I \geq 0.003 \frac{(\Delta t_w) L^4}{h} \quad \text{فرمول (۱۰-۲)}$$

بعد از تعیین مقاطع تیرها و ستون ها می توان مقدار دقیق زاویه α را به دست آورد. در آئین نامه AISC-341 بامنظور کردن سختی خمشی ستون ها زاویه شیب میدان کششی قطری را به صورت تابعی از سختی محوری اعضای مرزی و سختی خمشی ستون ها به صورت رابطه زیر ارائه کرده است.

$$\tan^4 a = \frac{1 + \frac{t_w L}{2A_c}}{1 + \frac{t_w h}{A_b}} \quad \text{فرمول (۱۱-۲)}$$

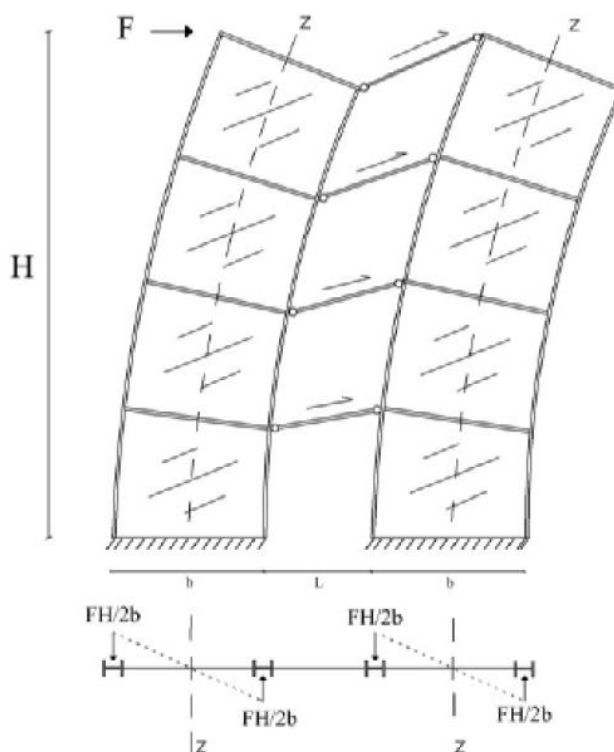
در رابطه بالا A_c و A_b به ترتیب سطح مقطع ستون و تیر است، همچنین L و h به ترتیب طول و ارتفاع دیوار برشی در تراز مورد نظر است [۵].

۴-۲- درجه همبندی

پارامتر بی بعد درجه همبندی به منظور بررسی مقدار همبندی دو دیوار در انجمن استاندارد کانادا به صورت نسبت لنگر حاصل از عملکرد همبند دیوارها به لنگر واژگونی کل سیستم ارائه شده است. درجه

همبندی یک پارامتر اساسی است که می‌تواند به‌طور مستقیم برای مقایسه سازه‌ها با اندازه ارتفاع و هندسه قاب متفاوت مورد استفاده قرار بگیرد.

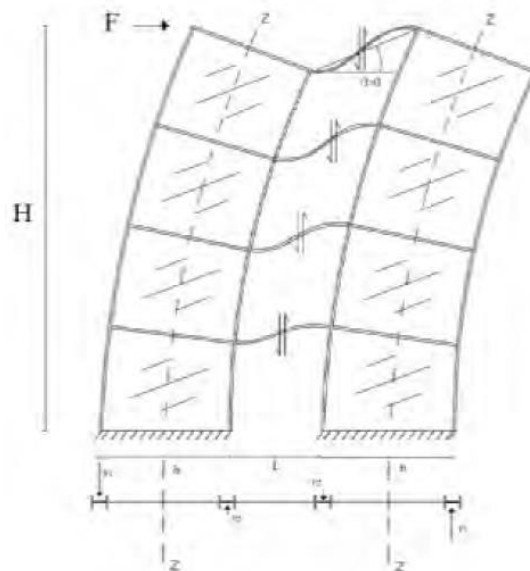
مطالعات نشان داده‌اند که درصد همبند بودن دو دیوار در سیستم دیوار برشی فولادی همبند ارتباط مستقیمی با پارامترهای تیر پیوند دارند. در حالت تیرهای پیوند با اتصال مفصلی، همان‌طور که در شکل ۲-۲ مشاهده می‌شود تحت بار جانبی این تیرها تنها بارهای محوری را انتقال داده و دو دیوار به‌صورت مستقل از هم عمل خواهند کرد که در این حالت نیروی محوری در ستون‌ها یکسان و در ستون‌های اول و سوم کششی و در ستون‌های دوم و چهارم فشاری خواهد بود.



شکل ۲-۲ رفتار دو دیوار برشی که با المان‌های دو سر مفصل به هم متصل شده‌اند.

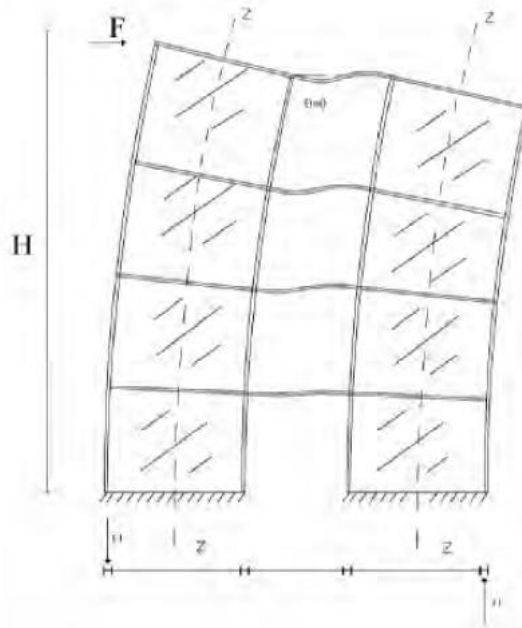
در حالت تیرهای پیوند با اتصال صلب خمشی، در صورتی که تیرهای پیوند در این سیستم بسیار قوی نباشد. همان‌طور که در شکل ۳-۲ نشان داده شده است، درصد همبند شدن دو دیوار به هم کم بوده و نیروهای محوری ستون دوم و چهارم فشاری و نیروهای محوری ستون‌های اول و سوم کششی خواهد بود.

اما نسبت به حالت اتصال با تیرهای دو سر مفصل مقداری از نیروهای محوری ستون‌های میانی کاسته می‌شود.



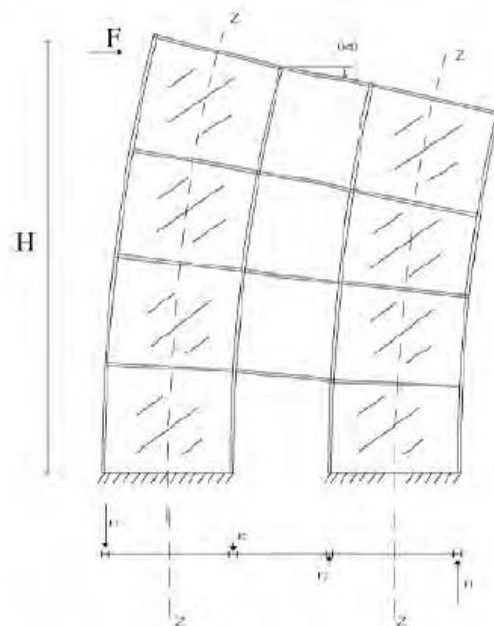
شکل ۳-۲ رفتار دو دیوار برشی فولادی که با المان‌های دوسرصلب خمشی به هم متصل شده‌اند

اگر تیرهای اتصال مقداری قوی‌تر شوند، همان‌طور که در شکل ۴-۲ نشان داده شده است، حالتی را خواهیم داشت که نیروی محوری در ستون‌های دوم و سوم به صفر می‌رسد و در این حالت مقدار زاویه θ در تیر اتصال به صفر می‌رسد.



شکل ۴-۲ رفتار دو دیوار برشی با المان‌های دوسرصلب خمشی که نیروی محوری ناشی از بارهای جانبی در ستون‌های میانی برابر صفر می‌باشد.

با قوی‌تر شدن تیرهای همبند، همانند شکل ۵-۲ نیروهای محوری ستون‌های اول و دوم کششی و نیروهای محوری ستون‌های سوم و چهارم فشاری خواهد شد. در این حالت مقدار زاویه θ کوچک‌تر از صفر خواهد شد و این موجب می‌شود که درجه بالا و قابل قبولی از همبند کردن دیوارها را داشته باشیم.



شکل ۲-۵ رفتار دو دیوار برشی با المان‌های دوسرگیردار زمانی که دو دیوار با درصد بالایی به هم پیوسته شده‌اند در نهایت هنگامی که تیر اتصال هیچ‌گونه تغییر شکل نداشته باشد، به حالتی خواهیم رسید که دو دیوار به صورت پیوسته عمل می‌کنند و کل سیستم به صورت یک تیر طره عمل می‌کند که رسیدن به این حالت در واقعیت دور از دسترس بوده و منطقی نیست [۶].

۲-۵- مطالعات آزمایشگاهی و تحلیلی انجام شده در زمینه‌ی دیوارهای

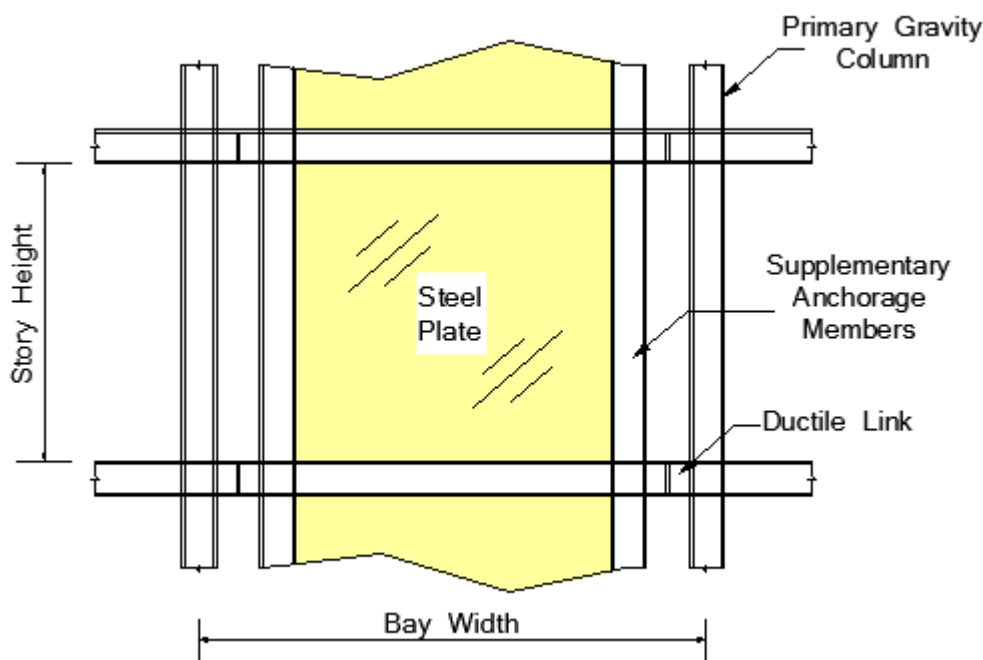
برشی فولادی کوپله

در سال ۲۰۰۱ در کنفرانس سازه‌های فولادی آمریکای شمالی، دراپور^۱ و همکارانش مقاله‌ای توصیفی

^۱ Driver

ارائه دادند که به پیشرفت‌های اخیر و چشم‌انداز آینده تحقیق درزمینه دیوارهای برشی فولادی پرداخته است. آن‌ها در بخش دوم مقاله به این موضوع اشاره کردند که با افزایش ضخامت ورق برحسب نیاز سازه‌ای، مقطع ستون‌های کنار ورق به علت مهار نیروهای ناشی از میدان کشش در هنگام زلزله افزایش می‌یابند. آن‌ها بر این نکته تأکید کردند که اگرچه می‌توان ستون‌ها را برای ایفای نقش دوگانه تحمل بار جانبی (مهار میدان کشش و نیروهای داخلی اعضای قاب به سبب بار جانبی) و بارهای قائم طراحی کرد، اما جدا کردن این دو حالت از هم می‌تواند مفید باشد.

شکل ۲-۶ سازه پیشنهادی آن‌ها را نشان می‌دهد که یک دیوار برشی فولادی بوده که با ستون‌های اضافی (درواقع تیرهای قائم) برای مهار میدان کشش استفاده می‌شوند و می‌تواند یک قاب صلب به همراه تیرهای طبقات را شکل دهد. ستون‌های اولیه فقط بارهای قائم را تحمل می‌کنند و یا می‌توانند به‌عنوان بخشی از قاب ممان گیر به حساب آیند. در مورد اخیر، انتهای تیرها می‌توانند به‌عنوان یک رابط مستهلک کننده انرژی استفاده شود. به‌منظور کاهش نیروهای موجود روی اعضای مهارکننده می‌توان از فولاد با تنش تسلیم پایین که هم‌شکل پذیر باشد و هم جوش پذیر، استفاده کرد [۸].



شکل ۲-۶ دیوار برشی فولادی پیشنهادی در ایپور و همکاران با اعضای اضافی جهت مهار میدان کشش [۸]

محرمی و همکاران در سال ۱۳۸۳ در دانشگاه تربیت مدرس با توجه به معایب کاربرد سیستم دیوارهای برشی فولادی که مهم‌ترین آن‌ها وجود ستون‌های با مقطع بسیار بزرگ و غیراقتصادی کنار ورق دیوار بود، در یک تحقیق مستقل یک اصلاح هندسی در سیستم دیوار برشی فولادی ایجاد کردند، به طوری‌که که در طرح اصلاح‌شده، از اتصال ورق دیوار به ستون‌های اصلی سازه که بار ثقلی سازه را تحمل می‌نمود جلوگیری و در کنار ورق دیوار ستون‌های فرعی قرار دادند که اصولاً باربر قائم نبوده و جهت ایجاد هر چه بهتر میدان کششی در ورق بکار می‌روند. برخلاف مدل پیشنهادی در ایپور و همکاران در این مدل، تیر طبقات به صورت پیوسته باقی می‌ماند و ستون‌های فرعی می‌توانند به دو صورت مفصلی و گیردار به تیرها متصل شوند.

محرمی و همکاران در سال ۱۳۸۳ آزمایش‌هایی را جهت برآورد کارایی سیستم پیشنهادی خود، در

مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن انجام دادند که به بررسی رفتار دیوارهای برشی فولادی نازک (نیمه مقید در لبه‌ها) تحت بار جانبی می‌پرداخت. این آزمایش‌ها باهدف بررسی و شناخت اثرات متقابل دیوار برشی فولادی و ستون‌های مجاور و بررسی سختی و مقاومت لازم برای سیستم پیشنهادی انجام گردید. در گام نخست این آزمایش‌ها روی دیوارهای برشی فولادی نازک که به‌صورت یک تیوروق یک دهانه با شرایط متفاوت بال در نظر گرفته‌شده بودند، انجام شد و عملکرد بال‌ها با ضخامت و اینرسی متفاوت در افزایش یا کاهش مقاومت دیوارهای برشی فولادی مورد بررسی قرار گرفت. بعداً این مدل‌ها با استفاده از روش نواری تحلیل گردیده و نتایج حاصل از آزمایش با نتایج حاصل از مدل تحلیلی آیین‌نامه کانادا مورد مقایسه قرار گرفتند.

در این تحقیق سه سری آزمایش بر روی سیستم دیوار برشی فولادی پیشنهادی به عمل آمد. لازم به ذکر است که نمونه‌ها در مقیاس ۱:۲ ساخته‌شده و تحت بارگذاری چرخه‌ای آزمایش شدند. سری اول آزمایش‌ها بر روی ۴ نمونه که به‌صورت دیوار برشی فولادی دوطبقه و یک دهانه بودند، انجام شد. مشخصات این نمونه‌ها در جدول ۱-۲ ارائه شده است:

جدول ۱-۲ مشخصات چهار نمونه سری اول آزمایش‌های محرمی و همکاران [۹]

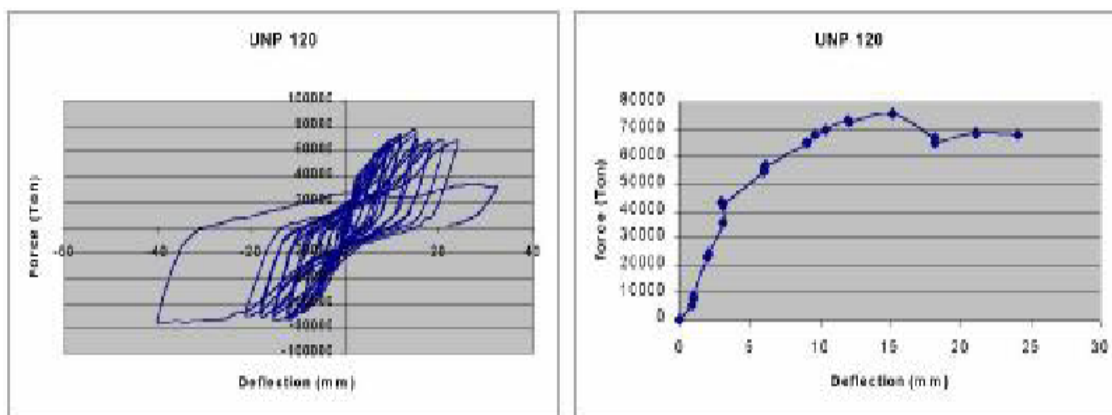
نمونه	ضخامت ورق (mm)	تیر	ستون	عرض دهانه (mm)	ارتفاع طبقات (mm)	تعداد دهانه	تعداد طبقات
اول	۲	IPE240	2UNP100	۱۲۰	۱۵۰	۱	۲
دوم	۲	IPE240	2UNP80	۱۲۰	۱۵۰	۱	۲
سوم	۲	IPE240	2UNP60	۱۲۰	۱۵۰	۱	۲
چهارم	۲	IPE240	2UNP120	۱۲۰	۱۵۰	۱	۲

در این آزمایش‌ها مقطع ستون‌ها که به‌صورت جفت ناودانی بودند، طوری روبه روی هم قرار گرفته بودند که از دو طرف ورق فولادی را احاطه کرده و مقطع قوطی شکل تشکیل می‌دادند. مقطع تیرها در

ترازپایین، وسط و بالای دیوار IPE240 بوده و اتصال تیر به ستون در این نمونه‌ها به صورت گیردار در نظر گرفته شده بود. برای اندازه‌گیری مقدار کرنش و محاسبه تنش در نقاط مختلف نمونه در حین بارگذاری و باربرداری کرنش‌سنج‌هایی بر روی تیرها، ستون‌ها و ورق دیوار نصب گردید. تغییر مکان‌های ورق و اعضای مختلف دیوار نیز توسط تغییر مکان‌سنج‌هایی اندازه‌گیری و ثبت گردید. بارگذاری سیکلی روی این نمونه‌ها بر اساس استاندارد ATC-24 و از روش کنترل تغییر مکان انجام پذیرفت [۹]. شکل ۷-۲ نمونه اول را در انتهای آزمایش و شکل ۸-۲ منحنی هیستریزیس و منحنی پوش آور نمونه اول را نشان می‌دهد.



شکل ۷-۲ نمونه آزمایشگاهی اول در انتهای آزمایش محرمی و همکاران [۹]



شکل ۲-۸ منحنی هیستریزیس و منحنی پوش آور نمونه اول از سری اول آزمایش‌ها محرمی و همکاران [۹]

سری دوم آزمایش‌ها به منظور تعیین نحوه اثر لنگرهای خمشی بر نحوه رفتار و عملکرد دیوارهای برشی فولادی انجام گرفت و طی آن دو دیوار برشی یک دهانه چهار طبقه با مقیاس ۱:۲ ساخته شده و تحت بارگذاری چرخه‌ای آزمایش شدند. مشخصات ورق فولادی و تیرهای کف، وسط و انتها در دو نمونه یکسان بوده و تنها مشخصات ستون‌ها در نمونه‌ها با یکدیگر تفاوت داشتند. عرض دهانه‌ها در نمونه‌ها ۱۲۰ سانتیمتر، ارتفاع طبقات ۱۵۰ سانتیمتر، ضخامت ورق ۲ میلی‌متر، مقطع تیر IPE240 و ستون‌ها در نمونه اول 2UNP80 و در نمونه دوم 2UNP100+PL100*8 بود. نمونه اول و دوم به ترتیب تا حدود ۱۲/۵ و ۱۸ تن ظرفیت باربری از خود نشان دادند، اما به علت کمانش خارج از صفحه یکی از ستون‌های طبقه اول آزمایش متوقف شد. شکل ۲-۹ نمونه اول را قبل از آزمایش نشان می‌دهد.



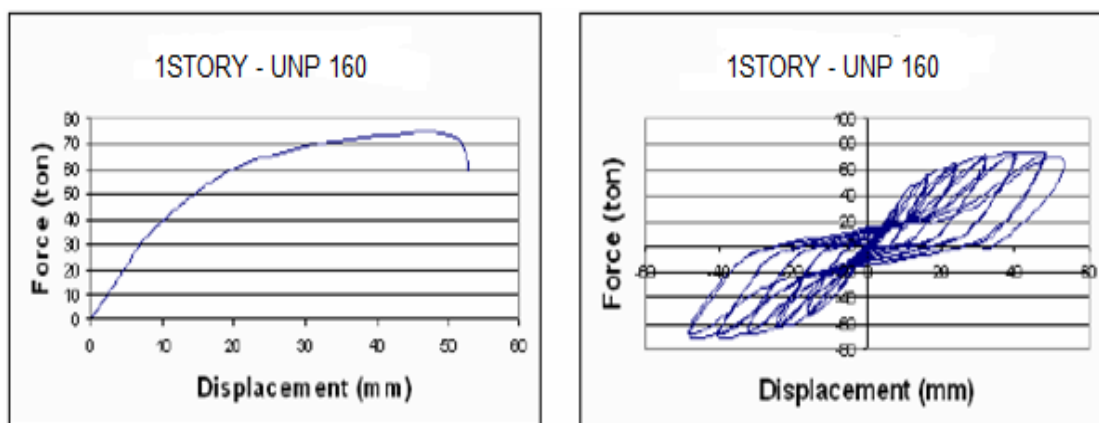
شکل ۹-۲ نمونه اول سری دوم آزمایش‌ها محرمی و همکاران - پانل چهار طبقه [۱۰]

سری سوم آزمایش‌ها برای بررسی اثر اندرکنش قاب و دیوار برشی فولادی و نیز نحوه عملکرد دیوار برشی فولادی در مقاوم‌سازی یک قاب ساده ترتیب داده شد. همچنین رفتار تیر رابطه بین قاب و دیوار برشی که نقش بسزایی در انتقال نیرو از قاب به دیوار دارد و انرژی قابل‌ملاحظه‌ای را نیز مستهلک می‌نماید، در این سری از آزمایش‌ها بررسی گردید. در این سری از آزمایش‌ها در هر نمونه یک دیوار برشی فولادی یک طبقه در داخل قاب ساده یک دهانه و یک طبقه قرار داده شده و بار استاتیکی چرخه‌ای به آن اعمال شد. مشخصات هر دو مدل یکسان بوده و فقط مقطع ستون‌های کنار دیوار در هر نمونه متفاوت بود. نمونه‌ها در مقیاس ۱:۱ ساخته شد که عرض دهانه قاب ۴۵۰ سانتیمتر، عرض دیوار ۲۲۰ سانتیمتر، ارتفاع طبقه ۲۷۴ سانتیمتر، ضخامت ورق ۲ میلی‌متر، ستون قاب 2IPE160، تیر قاب IPE240 و ستون کنار دیوار برشی در نمونه اول و دوم به ترتیب 2UNP160 و 2UNP120 بود. شکل ۱۰-۲ نمونه را قبل از آزمایش نشان می‌دهد.



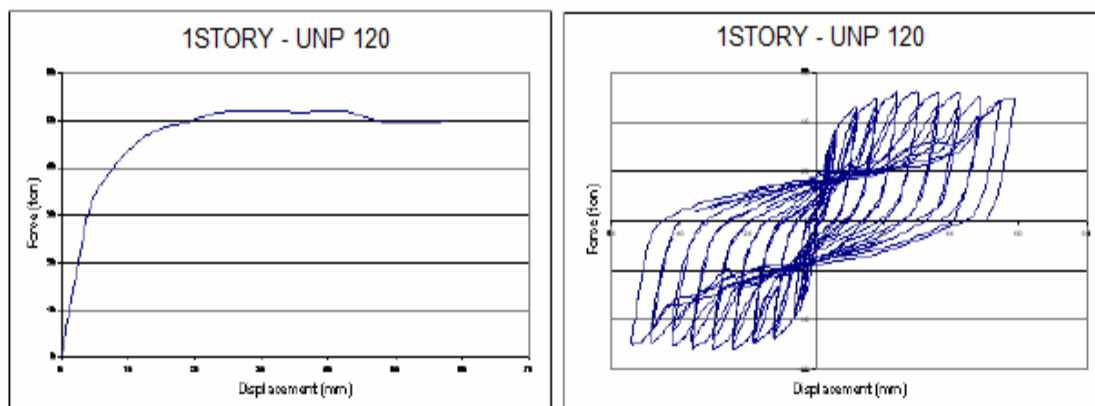
شکل ۱۰-۲ سیستم قاب-دیوار قبل از آزمایش سری سوم [۱۰]

نمونه اول تا تغییر مکان جانبی ۵۲/۸ میلی‌متر تحت بارگذاری چرخه‌ای قرار گرفت. حداکثر بار تحمل شده توسط نمونه ۷۴/۵ تن و تعداد سیکل‌های بارگذاری شده ۲۲ سیکل بود. رفتار نمونه تا تغییر مکان ۵ میلی‌متر خطی بود و بار تحمل شده در این مرحله ۳۴ تن بود. از این مرحله به بعد رفتار غیرخطی نمونه شروع شد و تغییر شکل‌های پسماند در نمونه باقی ماند. شکل ۱۱-۲ منحنی هیستریزیس و بار-تغییرمکان نمونه اول از سری سومرا نشان می‌دهد.

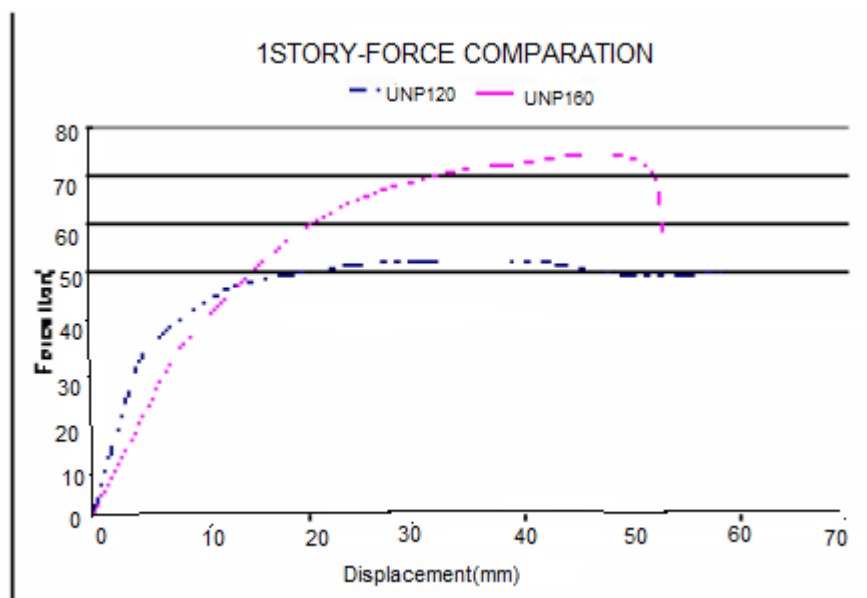


شکل ۱۱-۲ منحنی هیستریزیس و بار-تغییرمکان نمونه اول از سری سوم [۱۰]

نمونه دوم از سری سوم آزمایشات نیز تا تغییر مکان ۵۸/۲۲ میلی‌متر تحت بارگذاری چرخه‌ای قرار گرفت. حداکثر بار تحمل شده توسط نمونه ۵۱/۸۷ تن و تعداد چرخه‌های بارگذاری ۲۲ سیکل بود. رفتار نمونه تا تغییر مکان ۴ میلی‌متر خطی بود و بار تحمل شده در این مرحله ۳۶ تن بود و از این مرحله به بعد نمونه وارد مرحله غیرخطی شد. شکل ۲-۱۲ منحنی هیستریزیس و بار-تغییرمکان نمونه دوم از سری سوم آزمایشات را نشان می‌دهد.



شکل ۲-۱۲ منحنی هیستریزیس و بار-تغییرمکان نمونه دوم



شکل ۲-۱۳ مقایسه منحنی‌های ظرفیت نمونه‌های اول و دوم

مهم‌ترین نتایج به‌دست‌آمده از آزمایش‌های محرمی و حبیب نژاد در مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن و مقایسه این نتایج با روش تحلیلی موارد زیر را نشان می‌دهد.

- با افزایش سختی ستون‌ها ظرفیت باربری دیوارها افزایش می‌یابد، اما میزان افزایش باربری زیاد قابل‌ملاحظه نیست. به‌عنوان مثال با بیش از ۳ برابر شدن سختی ستون‌های نمونه دوم نسبت به نمونه اول در آزمایش‌های سری اول ظرفیت باربری تنها ۲۵ درصد افزایش داشت که نشان می‌دهد سختی ستون تنها عامل تعیین‌کننده در افزایش ظرفیت دیوار نیست.
- با افزایش سختی ستون‌ها زاویه تشکیل میدان کششی افزایش می‌یابد. با توجه به اینکه با ثابت بودن نیروی برشی در اثر افزایش زاویه میدان کششی مؤلفه قائم نیروهای واردشده به دیوار کاهش می‌یابد، با افزایش سختی ستون‌ها، از ستون‌ها به‌صورت بهینه‌تری استفاده می‌شود.
- در مقایسه ظرفیت باربری به‌دست‌آمده از نتایج آزمایش و روش مدل نواری مشاهده شد در تمام موارد ظرفیت باربری به‌دست‌آمده از نتایج آزمایش بیشتر از ظرفیت باربری به‌دست‌آمده از روش

مدل نواری است. میزان اختلاف در نمونه‌های مختلف تقریباً یکسان و مستقل از سختی ستون‌ها است.

- در تمام نمونه‌ها زاویه به‌دست‌آمده از روش تحلیلی آیین‌نامه کانادا بسیار کوچک‌تر از زاویه حاصل از نتایج آزمایش است. این امر کمک زیادی در کاهش نیروهای قائم‌اعمالی به ستون‌های کنار دیوار و در نتیجه کاهش سطح مقطع و ابعاد ستون‌ها خواهد داشت.

- با کاهش سختی ستون‌ها جاری شدن ورق دیوارها و ستون‌ها به‌صورت توأم شروع شد و در ستون‌ها در اثر نیروهای اعمالی از جانب ورق در اثر تشکیل میدان کششی، انحرافی و کمانش قابل‌ملاحظه‌ای پدیدار شد که در مدل چهارم (با ستون‌های 2UNP60) به کمانش و پیچش کلی دیوار منجر شد.

- افزایش سختی ستون‌ها، سختی دیوار برشی فولادی را به مقدار کمی افزایش می‌دهد.
- دیوارهای برشی فولادی جدار نازک از شکل‌پذیری بسیار بالایی برخوردار هستند. شکل‌پذیری نمونه اول ۱۳/۹ و شکل‌پذیری نمونه دوم ۱۴/۹ به دست آمد. در نمونه‌های سوم و چهارم علی‌رغم شکست اتصال تیر به ستون و عدم امکان ادامه آزمایش، شکل‌پذیری حدود ۹ برای دیوارها به دست آمد.

- با افزایش سختی ستون‌ها بر شکل‌پذیری این دیوارها افزوده می‌شود.
- میزان جذب و اتلاف انرژی این دیوارها بسیار خوب حاصل شد. منحنی‌های چرخه‌ای این دیوارها پایدار بوده و سطح محصورشده توسط آن‌ها در سیکل‌های متوالی افزایش می‌یافت. با افزایش سختی ستون‌ها جذب و اتلاف انرژی این دیوارها افزایش می‌یابد.
- استفاده از ورق‌های با شکل‌پذیری بالا، علی‌رغم تنش تسلیم پایین این ورق‌ها، برای ورق پرکننده دیوار بسیار مطلوب بوده و شکل‌پذیری، پایداری و میزان جذب انرژی دیوار را افزایش می‌دهد.

- با افزایش تعداد طبقات و ترکیب اثر برش و خمش بر روی ستون‌های نگاه‌دارنده دیوار برشی ظرفیت باربری این دیوارها کاهش می‌یابد.

- اگر کمانش ستون‌های نگاه‌دارنده از کمانش خارج از صفحه دیوار به کمانش درون صفحه‌ای تبدیل شود، به دلیل اثر کمک‌کننده ورق، ظرفیت دیوار برشی افزایش یافته و نمونه رفتار بهتری از خود نشان می‌دهد [۱۰].

در سال ۲۰۰۸، محرمی و مریخی تحقیقی را با روش اجزای محدود برای مقاوم‌سازی لرزه‌ای ساختمان‌های فولادی با دیوار برشی فولادی نیمه مقید انجام دادند. آن‌ها با تکیه بر مفاهیم ارزیابی بر اساس عملکرد و بحث بر روی روش به دست آوردن معیارهای پذیرش دیوارهای برشی فولادی، توصیه‌های FEMA را برای تعیین پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش بر اساس آزمایش‌های انجام‌یافته و با توجه به نتایج تحلیل مدل‌های عددی به کاربردن و سعی کردند پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش را تخمین اولیه بزنند. درنهایت به منظور شناخت معایب و مزایای استفاده از دیوارهای برشی فولادی نیمه مقید در لبه‌ها در بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود، چند ساختمان بدون سیستم باربر جانبی با استفاده از این سیستم تقویت شدند. بدین منظور ابتدا یک ساختمان فولادی چهار طبقه موجود با اتصالات مفصلی بدون سیستم باربر جانبی انتخاب شده و بر روی آن دیوار برشی فولادی تعبیه شد و بررسی رفتار سازه و اجزای آن، با انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی و استخراج منحنی ظرفیت صورت پذیرفت.

پس از بررسی رفتار سازه و تنش‌ها و تغییرشکل‌های مربوطه، با تغییر مشخصات ستون‌های جانبی دیوارها، تأثیر سختی داخل صفحه و خارج از صفحه‌ستون‌ها در رفتار سازه و دیوار برشی، بررسی گردید. سرانجام با تغییر اتصال تیر میانی به پانل از صلب به مفصلی، تأثیرات نیرویی و تغییرشکلی آن در رفتار سازه مقایسه گردید. فرآیند فوق در مورد سازه‌های ۸ و ۱۲ طبقه تکرار گردید تا نتایج

به کارگیری این سیستم در ساختمان‌های میان مرتبه و تا حدودی بلندمرتبه نیز بررسی شود.

اهم نتایجی که این محققین از مطالعه خود به دست آوردند عبارت است از:

• با توجه به اینکه ستون‌های فرعی دیوار برشی فولادی نیمه مقید در لبه‌ها، جزو اعضای اصلی باربر ثقلی سازه نیستند، در تعیین و ارزیابی معیارهای پذیرش آن نیز نیازی به اعمال محدودیت‌ها و معیارهای پذیرش ستون‌های اصلی سازه در سطوح عملکردی مختلف نیست.

• با توجه به عملکرد یکپارچه المان‌های مرزی و ورق دیوار برشی می‌توان پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش پانل را به صورت یکپارچه تعریف نمود.

• به منظور تدوین اولیه معیارهای پذیرش پانل با مشخصات استفاده شده در این تحقیق، با توجه به نیروهای وارده، سه نوع مدل رفتاری به صورت رفتار مقید به تغییر مکان می‌توان برای پانل پیش‌بینی نمود.

• بر اساس مدل‌های رفتاری پیش‌بینی شده پانل، با توجه به روش پیشنهادی در مرجع FEMA356 معیارهای پذیرش برای سطوح عملکردی مختلف به صورت ضربی از تغییر مکان نسبی خمیری به دست می‌آید.

• استفاده از این سیستم در ساختمان‌های کوتاه مرتبه برای سطوح عملکردی ایمنی جانی و بالاتر، و در ساختمان‌های میان مرتبه تنها برای سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه مناسب است.

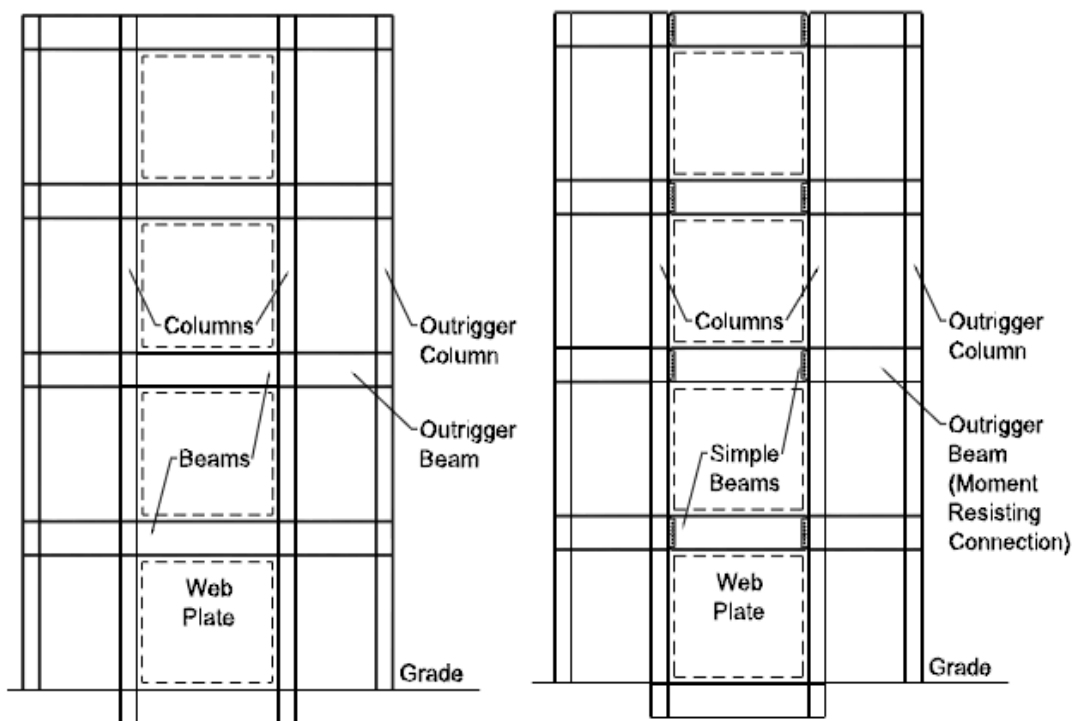
• با افزایش تعداد طبقات ساختمان و حاکم شدن نیروهای ناشی از لنگر واژگونی در طراحی، شکل‌پذیری ناشی از تغییر شکل داخل صفحه المان‌های مرزی قائم مفهوم خود را از دست می‌دهد و به سوی طراحی دیوارهای برشی کلاسیک سوق می‌یابد.

• تیرهای یکسره در هنگام اعمال بار جانبی در محل اتصال با دیوار لنگر قابل توجهی را تحمل کرده و بدین ترتیب نیروی حاصل از آن را به ستون‌های اصلی سازه منتقل می‌کنند. ازدیاد لنگر

ممکن است باعث ایجاد لنگر پلاستیک در مقطع مذکور گردد که این مطلب به نوبه خود می تواند در جذب انرژی به سازه کمک کند. در این حالت لازم است تغییر شکل تیر و معیارهای پذیرش مربوطه کنترل گردد [۱۱].

● در سال ۲۰۰۸، برمن^۱ و همکاران در مقاله‌ای توصیفی که مربوط به نیازها و زمینه‌های تحقیق برای دیوارهای برشی فولادی بود، به معضل بزرگ بودن مقطع ستون‌های کناری دیوار برشی در مطالعات و آزمایش‌های انجام شده روی این سیستم اشاره کرده و جهت حل این مشکل راه‌حلی را که قبلاً توسط محققین پیشنهاد شده بود، مورد نقد و بررسی قرار دادند. آن‌ها راه‌حلی ارائه دادند که نمونه‌ای از آن، سازه‌های پیشنهاد شده در شکل ۲-۱۴ است. در شکل الف دیوارهای برشی فولادی با تیرهای مهارکننده (واسطه) کناری نشان داده شده است که نیروهای برشی در تیرهای مهارکننده باعث می‌شود که مقطع ستون کاهش یابد. همچنین شکل ب دیوارهای برشی فولادی با تیرهای مهارکننده کناری را نشان می‌دهد که تیرهای واقع در دهانه دارای ورق فولادی اتصال ساده با ستون است. چنین سیستم‌هایی به علت تسلیم خمشی تیرهای واسطه و مقاومت برشی ورق می‌توانند حلقه‌های هیستریزیس کاملی را داشته باشند. اما نیروهای برشی و همچنین لنگرهای موجود در دهانه دارای دیوار برشی فولادی کاهش یافته و به دنبال آن مقطع ستون نیز کاهش می‌یابد [۱۲].

^۱ Berman



(ب)

(الف)

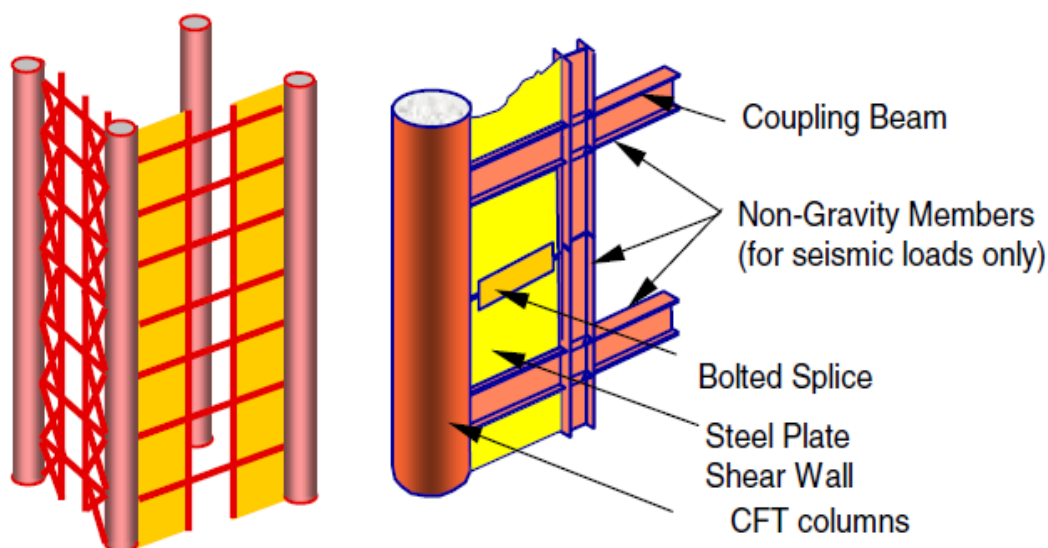
شکل ۲-۱۴ دیوار برشی فولادی پیشنهادی برمن و همکاران (الف) با تیرهای واسطه پیوسته (ب) با تیرهای

واسطه مفصلی [۱۲]

مطالعه دیگر در زمینه دیوارهای برشی همبند توسط پروفیسور آستانه^۱ و همکارانش انجام شد. تمرکز مطالعه آستانه و همکارانش در سال ۲۰۰۴ بر یک سیستم دیوار برشی فولادی جدید بود که در آن ستون‌های خارجی از تیوب‌های بزرگ پر شده با بتن که به دلیل سختی محوری بالا اکثراً بارهای ثقلی را تحمل می‌کنند بود. نمونه‌های آزمایش کوچک مقیاس از نمونه‌های اصلی ساختمان، بر فراز دو کف و سه کف با نسبت‌های مختلف دهانه به ارتفاع برای دیوارها ساخته شد. نمونه‌ها تحت تغییر مکانی سیکلی آزمایش شدند و دریافت کلی نمونه‌ها تعیین شد. نتایج این مطالعه نشان داد رفتار کلی سیستم بسیار

^۱ Astaneh

شکل پذیر بوده است. این رفتار، این نوع از دیوارهای برشی فولادی را مؤثر معرفی نمود [۱۳].



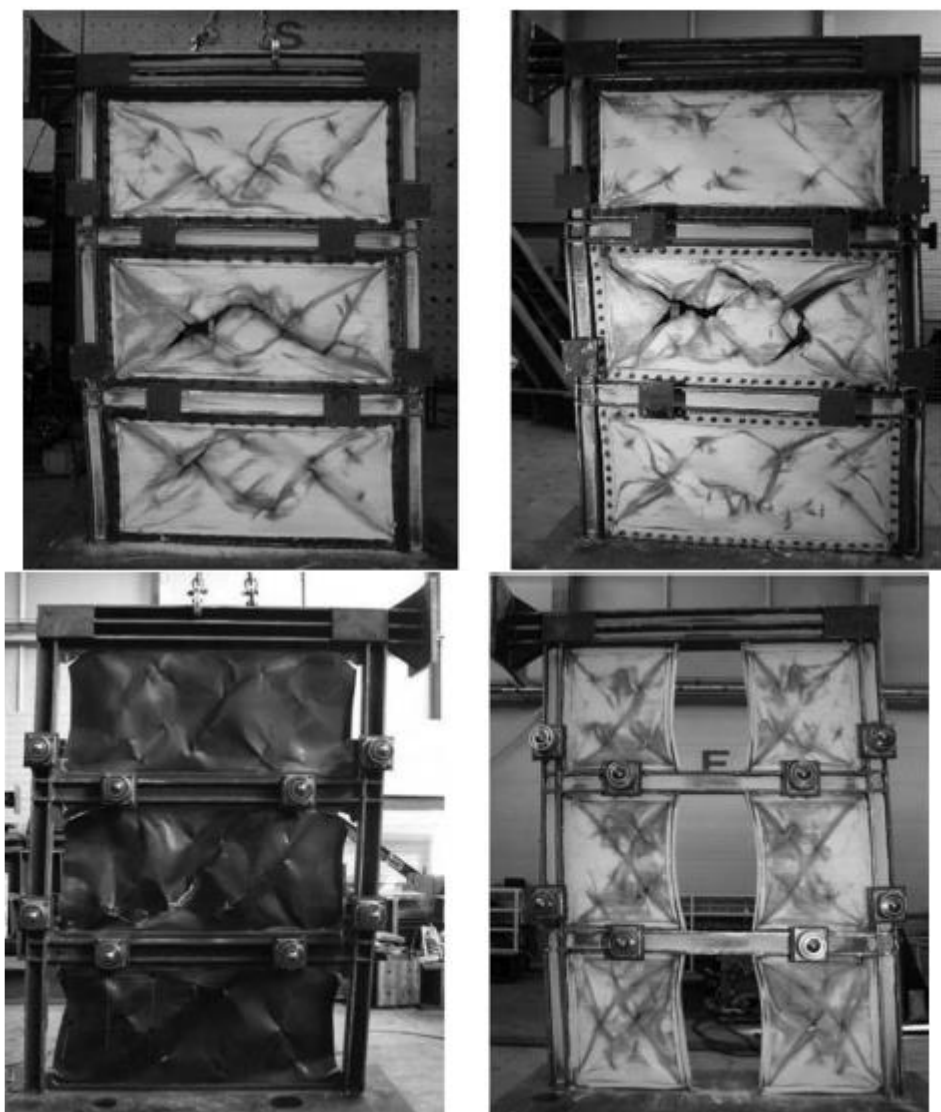
شکل ۲-۱۵ سیستم دیوار برشی فولادی پیشنهادی آستانه و همکاران [۱۳]

مطالعه آزمایشگاهی توسط پارک^۱ و همکارش، چوئی^۲، برای ارزیابی ظرفیت سازه‌های دیوار برشی فولادی با طراحی‌های متفاوت ورق‌های داخلی انجام یافت. پارامترهای این آزمایش شامل روش اتصال بین قاب مرزی و ورق داخلی (اتصال جوش شده در مقابل اتصال پیچی)، طول اتصال جوش شده و باز شو در ورق داخلی (دیوار یکپارچه در مقابل دیوار همبند) بودند. نتایج نشان دادند که همه دیوارها سختی اولیه، ظرفیت حمل بار و ظرفیت جذب انرژی خوبی را صرف نظر از طراحی ورق داخلی، نشان داده‌اند. این نتیجه بیان می‌کند که برای دلایل معماری و بالا بردن قدرت ساخت، در عمل طراحی‌های مختلف ورق های فولادی داخلی بدون یک کاهش قابل توجه در ظرفیت سازه‌های دیوار برشی فولادی می‌تواند مورد استفاده قرار بگیرد، همچنین دیوار همبند یک ظرفیت تغییر شکل مناسبی را معادل با ظرفیت تغییر

^۱ Park

^۲ Choi

شکل دیوار صلب نشان می‌دهد [۱۴].



شکل ۲-۱۶ سیستم‌های دیوار برشی فولادی پارک و چوئی در انتهای آزمایش‌ها [۱۴]

به‌منظور بررسی رفتار و طراحی دیوار برشی فولادی همبند مطالعه‌ای توسط لی^۱ و همکاران در سال ۲۰۱۲ در دانشگاه تایوان انجام شد که در آن یک نمونه سازه ۶ طبقه دیوار برشی فولادی همبند بر اساس مدل آیین‌نامه سازه‌ای ایالات متحده طراحی شد. در این نمونه تیرهای پیوند باهدف اتصال برشی طراحی

^۱ Li

شدند و اندازه ستون‌های مرزی در طبقه اول، بر اساس روش طراحی بر اساس ظرفیت ارائه شد. برای طراحی سایر ستون‌ها در سایر طبقات از اصل ستون قوی تیر ضعیف پیروی شد. هدف طراحی بر اساس ظرفیت ارائه شده برای ستون‌های پایینی، محدود کردن مفاصل پلاستیک این ستون‌ها برای تشکیل آن‌ها در یک‌چهارم پایینی ارتفاع ستون بود. نمونه آزمایشگاهی با مقیاس ۴۰٪ مشابه ۱۰/۵ متر پایین ارتفاع سازه دیوار برشی همبند فولادی اصلی ساخته شد. برای شبیه‌سازی تأثیر سازه بالایی، بر ۲/۵ طبقه پایینی، نمونه در معرض نیروهای جانبی و یک نیروی عمودی ثابت که بیانگر تأثیر بار ثقلی است قرار گرفت. نمونه با استفاده از سیستم آزمایشگاهی چند محوری مورد آزمایش قرار گرفت. دو چرخه دریافت بام از ۰/۱ تا ۰/۵ رادیان به نمونه‌ها به صورت دائمی اعمال شد. حلقه‌های هیستریزاس آزمایشگاهی نشان داد که نمونه دیوار برشی فولادی همبند یک رفتار کاملاً شکل‌پذیر داشته و مقدار زیادی از انرژی را در طول آزمایش بارگذاری سیکلی هدر می‌دهد. تکه شدن دوغاب روی نمونه پس از آزمایش نشان داد که نمونه به مکانیزم پلاستیک توسعه یافته است. مفاصل خمشی پلاستیک در انتهای تیرهای مرزی و پایه‌های ستون شکل گرفت و تیرهای اتصال مفاصل پلاستیک برشی را توسعه دادند. نتایج آزمایش تکه شدن دوغاب روی ستون‌های طبقه اول دیوار برشی ورق فولادی پس از آزمایش را نشان داد. ناحیه پلاستیک ستون خارجی طبقه اول در حدود ۴۰ تا ۱۰۰ میلی‌متر از پای ستون گسترش یافت و ناحیه پلاستیک ستون داخلی طبقه اول در پای ستون متمرکز بود. همچنین ناحیه پلاستیک ستون خارجی عریض‌تر و در موقعیت با ارتفاع بالاتری نسبت به ستون داخلی قرار گرفته بود که تفاوت در توزیع ناحیه پلاستیک بین ستون‌های داخلی و خارجی به نیروی محوری کمتر در ستون داخلی نسبت به ستون خارجی، به دلیل اثر تیر پیوند نسبت داده شد. بنابراین نتیجه شد که مقاومت خمشی کاهش یافته ستون‌های خارجی به دلیل اندرکنش نیروی محوری ممان خمشی، کوچک‌تر از این مقدار بر اساس ستون‌های داخلی است. نتایج حاصل از مطالعه تغییر شکل‌های برشی بر اساس برآورد تغییر شکل‌های خمشی داخلی در ستون که

توسط نیروهای افقی میدان کششی ورق داخلی ایجاد می‌شود نشان داد که به دلیل بزرگ‌تر بودن نیروهای محوری در ستون‌های خارجی و در نتیجه کمتر بودن مقاومت خمشی آن‌ها به علت اثر اندرکنش خمشی_محوری، تغییر شکل‌های خمشی داخلی در ستون‌های خارجی بسیار بزرگ‌تر از مقدارشان در ستون‌های داخلی است. همچنین در این مطالعه نشان داده شد که حتی اگر نواحی پلاستیک ستون‌های زیرین در طول نیمه پایینی ارتفاع ستون توسعه یافته باشد، تغییر شکل خمشی پسماند ستون نمی‌تواند باعث یک اثر ثانویه مهم شود. نتایج این مطالعه نشان داد که طراحی بر اساس ظرفیت پیشنهادی ستون، که با محدود نمودن تشکیل مفصل پلاستیک ستون در یک‌چهارم پایینی ارتفاع ستون به دست می‌آید می‌تواند یک انتخاب برای طراحی در عمل باشد. همچنین نتایج پوش آور انجام شده توسط نرم‌افزار اجزای محدود آباکوس با کنترل نیرو نشان داد که نتایج تحلیلی پوش آور با حلقه‌های هیستریزس آزمایشگاهی به خوبی سازگار است [۱۵].



شکل ۲-۱۷ آزمایش‌ها دیوار برشی فولادی کوبله لی و همکاران [۱۵]

در مطالعه دیگری که توسط مرکباتچی در سال ۱۳۹۰ صورت گرفته است روابط تحلیلی تقریبی‌ای

برای محاسبه برش در تیرهای پیوند و نیروی محوری ایجاد شده در هر یک از پایه‌ها تحت بار جانبی متمرکز در طبقه نهایی سازه ارائه شد. در این مطالعه مقطع تیرها، ستون‌ها، تیرهای پیوند و ورق‌های فولادی در ارتفاع ثابت در نظر گرفته شد. همچنین روابط ارائه شده در این مطالعه با استفاده از نرم‌افزار المان محدود آباکوس صحت‌سنجی شد که نتایج این صحت‌سنجی گویای دقت مناسب نتایج بود و این روابط مبنایی برای مطالعه بیشتر قرار گرفت. همچنین در این مطالعه با استفاده از روابط تئوری حاصله برای تیر پیوند روابطی برای محاسبه درجه همبندی و تغییر مکان‌های خمشی سیستم ارائه شد. سپس در این مطالعه با کمک روابط حاصله و انجام آنالیزهای عددی بر نمونه‌های مختلف به بررسی اثر عوامل مختلف مؤثر در درجه همبندی سیستم پرداخته شد. به منظور این بررسی سیستم دیوار برشی فولادی همبند در ۳، ۶، ۹ و ۱۲ طبقه با استفاده از نرم‌افزار آباکوس مدل شد. دهانه دیوارها و ارتفاع طبقات که معمولاً متناسب با بار طراحی و محدودیت‌های معماری می‌باشند، در مرحله طراحی تعیین و ثابت فرض شدند. مقاطع ستون‌ها، تیرهای پیوند و ضخامت صفحات فولادی در ارتفاع ثابت فرض شد.

مدل‌های ایجاد شده تحت بارگذاری استاتیکی غیرخطی با در نظر گرفتن عوامل غیرخطی هندسی و مصالح تحلیل و پارامتر بی‌بعد درجه همبندی برای تمام موارد در ناحیه الاستیک و شروع تسلیم المان‌های تیر پیوند یا صفحه فولادی محاسبه شد. برای بررسی تأثیر مشخصات مقطع تیر پیوند، مقاطع تیرهای پیوند از $w14 \times 34$ تا $w24 \times 48$ در مدل‌های ۳، ۶، ۹ و ۱۰ طبقه تغییر داده شد. نمودارهای به دست آمده برای مدل‌های مختلف حاکی از افزایش مقدار درجه همبندی با بزرگ‌تر شدن مقاطع تیر پیوند بوده است که این نتیجه با کمک روابط تئوری ارائه شده نیز مورد تأیید قرار گرفت، همچنین منحنی‌های ظرفیت مربوط به این مدل‌های دارای تیرهای پیوند با رفتار برشی و خمشی و نقاط مربوط به تسلیم تیرهای پیوند نشان داد، منحنی‌های مربوط به سیستم با تیرهای پیوند دارای رفتار برشی، مقدار کمی بالاتر از نمودارهای مربوط به حالت تیر پیوند با رفتار خمشی بوده و این ایجاد سختی و مقاومت بالاتر، برای

سیستم دیوار برشی فولادی همبند مطلوب تر خواهد بود. همچنین در حالت عملکرد برشی تیر پیوند، مفصل پلاستیک یا تشکیل نشده یا نسبت به حالت با عملکرد خمشی بسیار دیرتر تشکیل می شود که این موضوع برای سیستم همبند مناسب است [۱۶].

در سال ۲۰۱۱، فاهنستوک^۱ و بورلو^۲ چند قاب دیوار برشی فولادی همبند ۶ طبقه طراحی و در نرم افزار ANSYS تحت بارگذاری پوش قراردادند. همچنین نمونه های آزمایشگاهی، ۳ طبقه از مدل های بررسی شده ی ۶ طبقه ساخته شد. در این تحقیق مقاطع تیرهای پیوند نمونه ها ۱۰۰٪، ۲۰۰٪ و ۴۰۰٪ ظرفیت پلاستیک تیرهای طبقات را داشته و نتایج نشان داد که با افزایش نسبت مقطع تیر پیوند نسبت به تیر طبقات، برش پایه افزایش یافته و همچنین دررفت در طبقات پایین تر افزایش می یابد [۱۷].

در مطالعه ای دیگر که توسط هریس^۳ و همکارانش صورت گرفت به این نتیجه دست یافتند که در سیستم های با دیوار برشی فولادی همبند برای رسیدن به رفتار مطلوب باید تیرهای همبند به اندازه کافی سخت و قوی باشند و قبل از دیوارهای اطراف تسلیم گردند تا شکل پذیر رفتار کرده و خصوصیات جذب انرژی قابل توجهی از خود نشان دهند [۱۸].

^۱ Fahnstock

^۲ Borello

^۳ Harries

فصل ۳ مدلسازی اجزای محدود

۳-۱- مقدمه

در این تحقیق مدل آزمایشگاهی پارک^۱ و چوئی^۲ برای صحت‌سنجی نتایج آنالیز عددی و نتایج آزمایشگاهی انتخاب شده است.

مدل‌ها در این تحقیق بر اساس ابعاد هندسی و نتایج آزمایشگاهی است.

در این فصل، نحوه مدل‌سازی دیوار برشی فولادی اعم از انتخاب المان‌ها، بارگذاری، شرایط مرزی، شبکه‌بندی اجزای محدود و... شرح داده خواهد شد.

۳-۲- آشنایی با نرم‌افزار آباکوس

یکی از پرکاربردترین نرم‌افزارها در زمینه انجام آنالیزهای اجزای محدود، نرم‌افزار آباکوس است که بر پایه روش اجزای محدود بنانهاده شده است. این نرم‌افزار در سال ۱۹۷۸ توسط دیوید هبیت^۳، کارلسون^۴ و سورنسون^۵ ایجاد شد؛ در ابتدا برای کاربرد در انرژی هسته‌ای و مهندسی حفاری طراحی شده بود چراکه مهندسين در این شاخه‌ها به ابزاری برای مطالعه مسائل پیچیده و غیرخطی نیاز داشتند. از آنجاکه این نرم‌افزار بر اساس مسائل غیرخطی بناگذاری شده توانایی بالایی جهت شبیه‌سازی جهان واقعی دارد. این نرم‌افزار به کاربر توانایی مدل کردن پیچیده‌ترین پدیده‌ها را با در نظر گرفتن اثرات بسیار ظریف می‌دهد. بدین ترتیب با توسعه دامنه وسیع صنایع در سال‌های ۱۹۸۰ تا ۱۹۹۰ این نرم‌افزار به‌عنوان

^۱ Park

^۲ Choi

^۳ David Hibbitt

^۴ Karlsson

^۵ Sorensen

نرم افزار منتخب در میان سایر نرم افزارها جایگاه ویژه‌ای یافت.

نظر به اینکه آباکوس یک ابزار مدل سازی عمومی و گسترده است، استفاده از آن تنها محدود به تحلیل های مکانیک جامدات و سازه (تنش - تغییر مکان) نمی شود. استفاده از نرم افزار آباکوس با وجود اینکه مجموعه قابلیت های بسیار گسترده ای را در اختیار کاربر قرار می دهد، کار نسبتاً ساده ای است. پیچیده ترین مسائل را می توان به آسانی مدل کرد. به عنوان مثال مسائل شامل بیش از یک جزء را می توان با ایجاد مدل هندسی هر جزء و سپس نسبت دادن رفتار ماده مربوطه به هر جزء و سپس مونتاژ اجزای مختلف مدل کرد. در اغلب مدل سازی ها، حتی مدل های با درجه غیرخطی بالا، کاربر می بایست تنها داده های مهندسی نظیر هندسه مسئله، رفتار ماده مربوط به آن، شرایط مرزی و بارگذاری آن مسئله را تعیین کند. در یک تحلیل غیرخطی، آباکوس به طور خودکار میزان نمو بار و تلووانس های همگرایی را انتخاب و همچنین در طول تحلیل مقادیر آن ها را جهت دستیابی به یک جواب صحیح تعدیل می کند. در نتیجه کاربر بندرت می بایست مقادیر پارامترهای کنترلی حل عددی مسئله را تعیین کند.

۳-۲-۱ المان ها در آباکوس

با توجه به مهم بودن نوع تکنیک شبکه بندی و نیز نوع المان مورد استفاده، کاربر می بایست اطلاعات بیشتری در زمینه المان ها داشته باشد. طیف وسیعی از المان ها در آباکوس قابل استفاده است که از این جهت توانایی بسیار زیادی را به کاربر می دهد تا بتواند انواع مختلف مسائل را مدل کرده و تحلیل نماید. در ادامه پنج ویژگی یک المان که رفتار آن را معین می سازند نام برده شده اند.

- نوع المان
- درجات آزادی
- تعداد گره ها

- روش فرمول بندی
- روش انتگرال گیری

۲-۲-۳ اصول آباکوس

به طور کلی هر تحلیل اجزای محدود شامل سه مرحله است:

- پیش پردازش
- پردازش
- پس پردازش

در همه نرم افزارهای اجزای محدود این سه مرحله اصلی انجام می شود و تنها تفاوت آن ها در نحوه انجام آن است.

۳-۲-۳ بخش های آباکوس

نرم افزار آباکوس شامل ۴ محصول است:

➤ Abaqus/Standard اصلی ترین محصول این نرم افزار است که قابلیت تحلیل های خطی و غیرخطی استاتیکی، حرارتی و ... است.

➤ Abaqus/Explicit محصولی از این نرم افزار با قابلیت انجام تحلیل های خاص دینامیکی خطی و غیرخطی مانند تحلیل های انفجار و ضربه بوده و همچنین برای مسائل غیرخطی پیشرفته شامل تغییر شرایط تماس در مسائل شکل دهی بسیار مناسب است.

➤ Abaqus/CFD یک نرم افزار تحلیل دینامیکی سیالات است.

➤ Abaqus/CAE کامل ترین محصول این نرم افزار است که دارای محیطی گرافیکی است و به کاربر

امکان تولید مدل‌ها را به صورت سریع و ساده و همچنین وارد کردن هندسه مدل از یک نرم‌افزار مدل‌ساز دیگر را می‌دهد.

۳-۲-۴ محیط‌های آباکوس

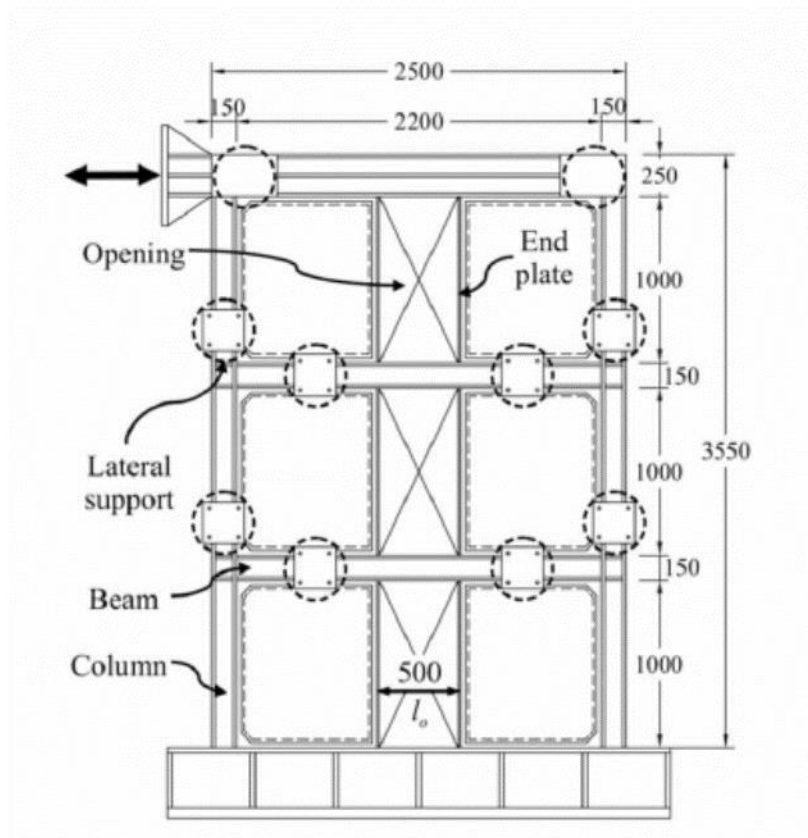
نرم‌افزار ABAQUS/CAE به محیط‌های ده‌گانه‌ای تقسیم شده است. این محیط‌ها عبارت‌اند از :

- محیط Part : در این محیط کار مدل‌سازی هندسی قطعات انجام می‌گیرد.
- محیط Property : در این محیط کار تعریف خصوصیات مواد مورد تحلیل، تعریف پروفیل سطح مقطع، نسبت دادن خواص تعریف شده به قطعات و ... انجام می‌گیرد.
- محیط Assembly : در این محیط کار مونتاژ قطعات مختلف در صورت وجود در یک تحلیل انجام می‌گیرد. در واقع موقعیت هندسی قطعات را کاربر تعیین می‌کند.
- محیط Step : در این محیط گام‌های حل مسئله انتخاب می‌شوند. در اینجا است که کاربر نوع حل گر را نیز مشخص می‌کند.
- محیط Interaction : در این محیط خاصیت فیزیکی تماس بین سطوح تعیین می‌شود.
- محیط Load : در این محیط بارگذاری و شرایط مرزی تعیین می‌گردد.
- محیط Mesh : در این محیط کار المان بندی مدل انجام می‌شود.
- محیط Job : در این محیط با تعریف یک job، کاربر شروع حل مسئله را به پردازشگر اعلام می‌کند.
- محیط Visualization : در این محیط کاربر نتایج حل را مشاهده می‌کند.

۳-۳- مدل سازی دیوار برشی فولادی در نرم افزار اجزای محدود آباکوس

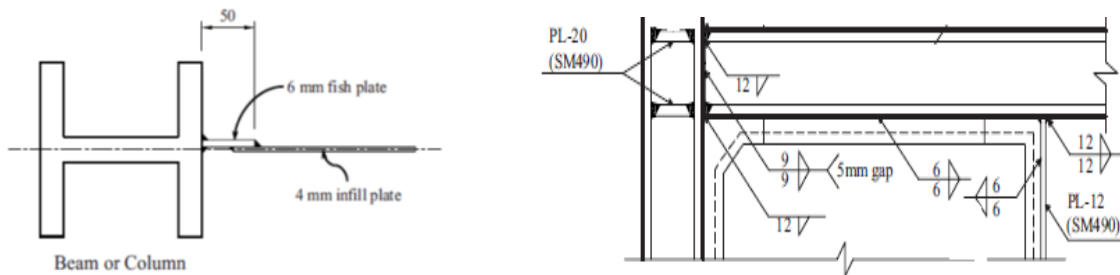
۳-۳-۱ مشخصات مدل آزمایشگاهی

در این فصل، نتایج عددی با نتایج یک نمونه آزمایشگاهی معتبر مقایسه می شود تا صحت مدل سازی آشکار گردد. از این رو نمونه ی تجربی پارک و چوئی انتخاب شده است. دیوار برشی فولادی نامبرده، یک نمونه دیوار برشی فولادی شکل پذیر سه طبقه دارای ورق نازک با مقیاس یک سوم تحت بارگذاری دوره ای است. در این مدل سازی، اتصالات تیر به ستون به صورت صلب فرض شده و ورق فولادی نیز به صورت صلب به قاب اطراف خود متصل است. شکل ۳-۱ نمای کلی نمونه دیوار برشی فولادی را نشان می دهد. تمام تیروورق های مورد استفاده در ستون ها دارای عمق ۱۵۰ میلی متر، عرض بال ۱۵۰ میلی متر، و ضخامت جان و بال هم برابر ۲۲ میلی متر است. ارتفاع ستون ها در طبقات اول و دوم برابر ۱۱۵۰ میلی متر و در طبقه سوم برابر ۱۲۵۰ میلی متر است. تیرهای مورد استفاده در تراز طبقات در طبقات اول و دوم برابر عمق کلی ۱۵۰ میلی متر، عرض بال ۱۰۰ میلی متر، ضخامت جان ۱۲ میلی متر و ضخامت بال ۲۰ میلی متر است همچنین تیر طبقه سوم دارای عمق کلی ۲۵۰ میلی متر، عرض بال ۱۵۰ میلی متر، ضخامت جان ۱۲ میلی متر و ضخامت بال ۲۰ میلی متر است. علت انتخاب این تیر عمیق، جلوگیری از خمش نامطلوب، به دلیل وجود میدان کششی قطری در پانل پایینی تیر و عدم وجود این میدان در قسمت فوقانی آن است. لازم به ذکر است تمام المان های تیر و ستون بر اساس آیین نامه AISC 2005 [۱۹] کنترل شده است. فاصله محور تا محور ستون ها برابر ۲۳۵۰ میلی متر است [۱۴].



شکل ۳-۱ ابعاد هندسی نمونه آزمایشگاهی منتخب برای مدل سازی [۱۴]

شکل ۳-۲ جزئیات اجرایی اتصالات را نشان می‌دهند. در اتصال تیر به ستون صلب، اتصال به بال ستون‌ها با استفاده از جوش شیاری بانفوذ کامل انجام گردید. همچنین جان تیرها توسط جوش گوشه دوطرفه به بال ستون‌ها متصل گردیدند. ورق فولادی پرکننده به وسیله صفحه‌ی به عرض ۵۰ میلی‌متر و ضخامت ۶ میلی‌متر به المان‌های قاب مرزی جوش شده است. در لبه‌های آزاد که در سمت بازشوها قرار می‌گیرد به جای استفاده از ستون‌های معمولی از یک ورق به عرض ۱۰۰ میلی‌متر و ضخامت ۱۲ میلی‌متر که با جوش به ورق فولادی پرکننده متصل شده، استفاده شده است. همچنین در این نمونه‌ها به منظور کاهش اثرات احتمالی مقیاس ۱/۳ آن‌ها (به دلیل محدودیت امکانات آزمایشگاهی) ابعاد اعضا، جوشکاری و پارامترهای مکانیکی مصالح به نحو مناسبی در نظر گرفته و طراحی گردیدند.



شکل ۲-۳ جزئیات اتصال [۱۴]

۲-۳-۳ مدل سازی نمونه

برای مدل سازی تیرها و ستون ها از المان shell استفاده شده است. پس از مدل سازی اجزای مختلف دیوار با یکدیگر merge و یک سازه یکپارچه را تشکیل می دهند. برای شبکه بندی نمونه ها از المان پوسته‌ی چهار گرهی (S4R) shell برای جان و بال تیرها و ستون ها، پانل ها و سخت کننده ها استفاده گردیده است. المان پوسته‌ی S4R، یک المان ۴ گرهی با قابلیت انحنای دوطرفه و با انتگرال گیری کاهش یافته است. هر گره از این المان دارای سه درجه آزادی انتقالی و سه درجه آزادی دورانی است. المان S4R، قابلیت مدل سازی رفتار غیرخطی هندسی و غیرخطی مواد و همچنین انتگرال گیری عددی در راستای ضخامت پوسته را دارا است. بهره گیری از روش انتگرال گیری کاهش یافته می تواند اطلاعات دقیقی را در اختیار کاربر قرار دهد و در مقایسه با روش انتگرال گیری کامل، زمان پردازش توسط کامپیوتر را می کاهش دهد. مدل سازی رفتار پوسته های نازک و ضخیم با استفاده از این المان امکان پذیر است. مشخصات المان های استفاده شده در نرم افزار اجزای محدود در جدول ۱-۳ آمده است.

جدول ۳-۱ مشخصات المان‌های مورد استفاده در نرم‌افزار

توضیحات	المان مورد استفاده در نرم‌افزار
جان و بال اعضای تیر	3D/Dformable/Shell/Homogeneous
سخت‌کننده‌ها	3D/Dformable/Shell/Homogeneous
ورق دیوار برشی فولادی	3D/Dformable/Shell/Homogeneous
جان و بال اعضای تیر	3D/Dformable/Shell/Homogeneous

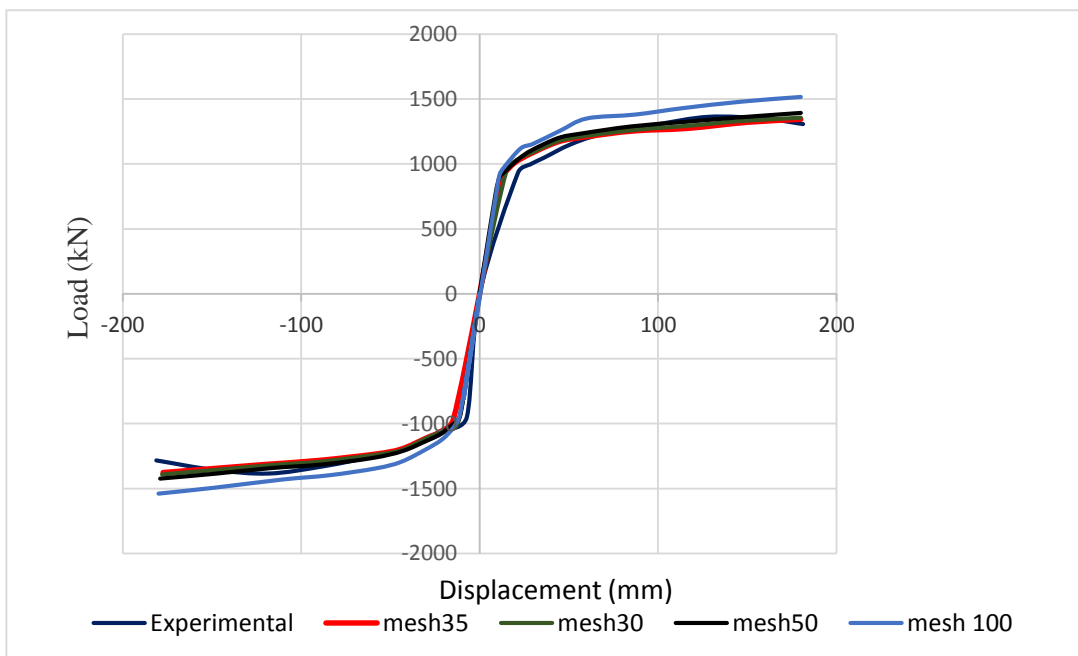
مشخصات الاستیسیته مصالح به صورت ایزوتروپیک در نظر گرفته شده است که مدول الاستیسیته آن‌ها در تمام جهات یکسان است. میزان مدول الاستیسیته در نظر گرفته شده برای فولاد مصرفی برابر ۲۱۰ کیلو نیوتن بر میلی‌متر مربع و ضریب پواسون برابر ۰/۳ است. برای تعریف مشخصات پلاستیسیته مصالح از منحنی دوخطی تنش-کرنش فولاد استفاده شده است.

دیوار برشی فولادی شامل اجزای مختلف (تیر، ستون، ورق پانل و...) است. نکته‌ی مهم در شبکه‌بندی آن است که تعداد المان‌های تولید شده، به گونه‌ای باشد که گره‌های المان مجاور بر روی هم منطبق باشند. در چنین حالتی است که انتقال نیرو میان اجزای مختلف مدل اجزای محدود صورت می‌گیرد و اتصالات صلب ایجاد می‌شود. وجود گره‌های مشترک در المان‌های مجاور، سازگاری تغییرشکل‌ها را بین اجزای مختلف فراهم می‌کند. اجزای مختلف مدل ایجاد شده با استفاده از روش Structured شبکه‌بندی شده‌اند. این روش مناسب برای المان‌های منظم با گوشه‌های نسبتاً متعامد است.

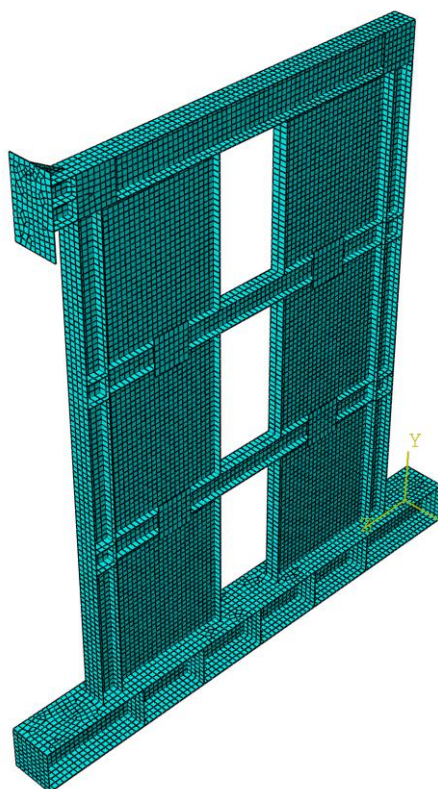
جدول ۲-۳ مشخصات مکانیکی فولادهای به کاررفته در مدل اجزای محدود (MPa)

المان	E	ν	F_y	F_u
ستون	۲۱۰۰۰۰	۰/۳	۳۴۸	۵۲۲
جان تیر	۲۱۰۰۰۰	۰/۳	۳۷۷	۵۲۷
بال تیر	۲۱۰۰۰۰	۰/۳	۳۵۳	۵۳۸
ورق فولادی	۲۱۰۰۰۰	۰/۳	۲۹۹	۳۷۲
سخت کننده	۲۱۰۰۰۰	۰/۳	۴۰۷	۵۵۶

به علت کمانش‌های متعدد در نواحی مختلف مدل، همگرایی عددی به‌سختی صورت می‌گیرد. لذا شبکه‌بندی درشت مناسب نیست. شبکه‌بندی ریز هم، زمان تحلیل توسط نرم‌افزار اجزای محدود را افزایش می‌دهد. ابعاد شبکه‌بندی برای هر مدل تا جایی کاهش داده شده است که در نتایج تغییر قابل ملاحظه‌ای را ایجاد نکند. از این‌رو مدل‌های با ابعاد شبکه‌بندی ۱۰۰، ۵۰، ۳۵ و ۳۰ میلی‌متر آنالیز حساسیت شده است. شبکه‌بندی ۳۵ میلی‌متر مناسب‌ترین حالت است.

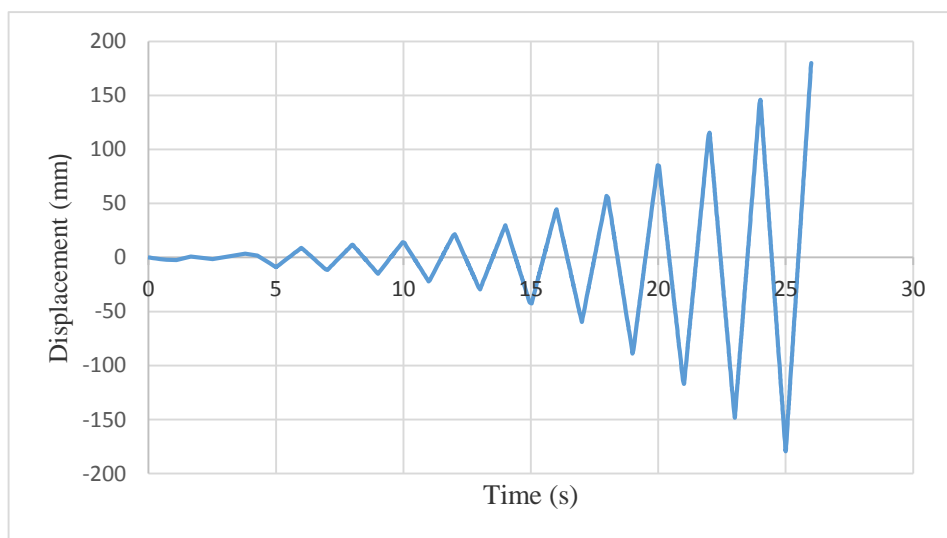


شکل ۳-۳ آنالیز حساسیت به شبکه بندی



شکل ۴-۳ شبکه بندی دیوار برشی فولادی سه طبقه

با توجه به این که نمونه آزمایشگاهی توسط یک تیر قوی به کف صلب آزمایشگاه متصل شده بود، لذا در نرم افزار نیز همه درجات آزادی انتقالی و دورانی گره های انتهای دو ستون و پانل برشی کاملاً بسته شدند و شرایط تکیه گاه صلب آزمایشگاهی به مدل اعمال گردید. در مطالعه حاضر بارگذاری چرخه های با رژیم کنترل تغییر مکان بر اساس آیین نامه بارگذاری چرخه های اعضای فولادی ATC-24 بر نمونه ها اعمال گردید [۲۰]. پروتکل بارگذاری در مدل های تحت بارگذاری چرخه های در شکل ۳-۵ نشان داده شده است. اعمال جابه جایی به نمونه در آزمایشگاه به وسیله یک جک که در انتهای مقطع تیر بالا که به ستون متصل است وارد می شود. از آنالیز استاتیکی غیرخطی برای تحلیل نتایج، استفاده و اثرات تغییر شکل های بزرگ و نیز اثرات غیرخطی مصالح و غیرخطی هندسی نیز در مدل سازی لحاظ شده و همان طور که در بخش معرفی مشخصات مصالح ذکر شد، حالت پلاستیک (غیرخطی) مصالح در نرم افزار در نظر گرفته شده است و از طرفی از آنجاکه تغییر شکل های بزرگ در طول تحلیل اتفاق می افتد و این قابلیت با فعال کردن گزینه Nigoem در نرم افزار فراهم شده است.



شکل ۳-۵ پروتکل بارگذاری چرخه های

۳-۳-۳ صحت سنجی مدل المان محدود با نمونه آزمایشگاهی

چنانچه مسائل حین اجرا و نصب پانل در قاب در نظر گرفته شود، به نظر می‌رسد که ورق پانل با ضخامت ۴ میلی‌متر کاملاً صاف نبوده و دارای مقداری اعوجاج اولیه ناشی از کمانش است، لذا جهت شبیه‌سازی این پدیده در اجزای محدود، مقداری جابجایی در جهت عمود بر صفحه، جهت ایجاد نقص اولیه وارد شده است. برای تعیین میزان تغییر شکل اولیه و یا نقص اولیه‌ی موردنیاز برای تحلیل غیرخطی، از پیشنهادهای آیین‌نامه اروپا استفاده شده است.

آیین‌نامه اروپا در مورد اعمال نقص اولیه ورق دیوار برشی به‌منظور تحلیل اجزای محدود، پیشنهادهای زیر را ارائه داده است [۲۱].

۱- میزان نقص اولیه عضو برابر با ۰.۸٪ رواداری خطای ساخت در نظر گرفته شود.

۲- مقدار نقص اولیه ۱/۲۰۰ عرض زیر صفحه در نظر گرفته شود.

در این پایان‌نامه روش دوم مورد استفاده قرار گرفته است.

با ملاحظه شکل ۳-۶ همان‌طور که مشاهده می‌شود منحنی پوش به‌دست‌آمده از نتایج آزمایشگاهی و عددی تطابق خوبی با یکدیگر دارند. اختلاف کم میان نتایج می‌تواند دلایل مختلفی داشته باشد که در زیر، به پاره‌ای از آن‌ها اشاره می‌شود:

➤ در دسترس نبودن مشخصات دقیق مکانیکی مصالح فولادی به‌کاررفته در آزمایش از جمله

منحنی تنش- کرنش مصالح و ضریب پواسون مصالح.

➤ عدم معرفی فرآیند شکست برای مصالح فولادی به‌کاررفته در آزمایش به دلیل در دست نبودن

اطلاعات کافی در مقاله‌ی مربوطه.

➤ اندازه شبکه‌بندی اجزای محدود می‌تواند در نتایج مدل‌سازی تأثیرگذار باشد.

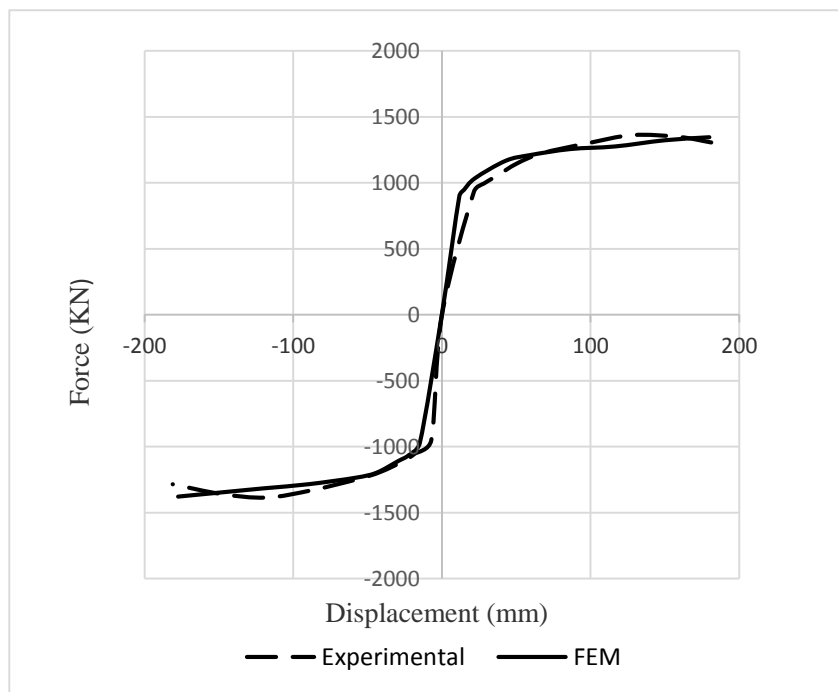
➤ خطای ابزار اندازه‌گیری در ثبت نتایج آزمایشگاهی، می‌تواند دلیل دیگری برای این اختلاف

باشد.

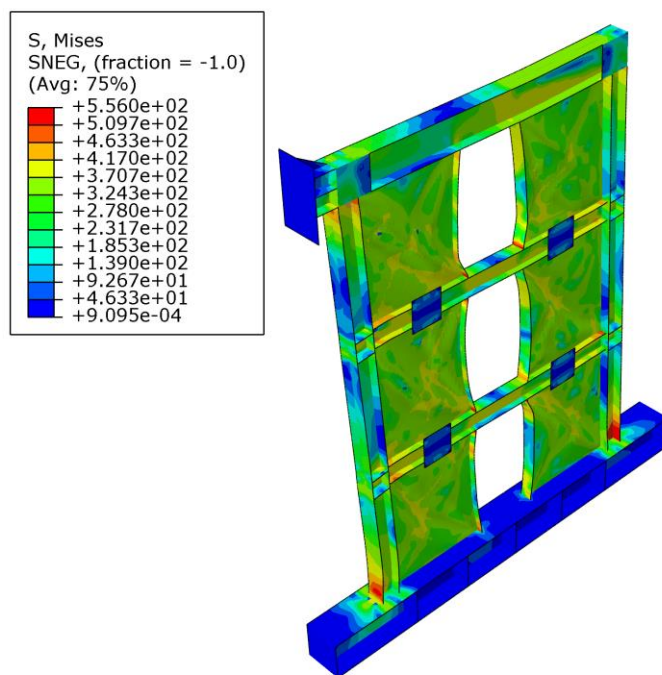
➤ عدم در نظر گرفتن تنش‌های پسماند موجود در ورق فولادی از سوی نرم‌افزار. در واقع در هنگام مدل‌سازی، نوع عنصر از نوع همگن انتخاب می‌گردد که این امر با شرایط واقعی آزمایش تاحدودی مغایرت دارد.

➤ عدم در نظر گرفتن اتصال جوشی بین اجزای مختلف سازه‌ای به دلیل ساده‌سازی مدل اجزای محدود. در مدل‌های اجزای محدود تمامی عناصر با استفاده از دستور Merge به یکدیگر متصل گردیده‌اند که این حالت به منزله‌ی یکپارچه بودن مدل است که مطمئناً با شرایط واقعی آزمایش تاحدودی مغایرت دارد

با در نظر گرفتن موارد فوق الذکر، می‌توان ادعا داشت که مدل اجزای محدود دارای دقت کافی بوده و تطابق خوبی با کار آزمایشگاهی دارد و حداکثر اختلاف برابر $7/3$ درصد بدست آمده است. از این‌رو، خروجی‌های نرم‌افزار می‌تواند مبنایی برای استنتاج‌های بعدی باشد.



شکل ۶-۳ منحنی پوش نمونه آزمایشگاهی و مدل اجزای محدود



شکل ۷-۳ توزیع تنش‌های فون میزز (مگا پاسکال) در انتهای تحلیل در نمونه اجزای محدود

فصل ۴ بررسی رفتار مدل‌ها و نتایج

۴-۱- مقدمه

با توجه به مطالب گفته شده در فصول گذشته، در این فصل به معرفی مدل‌های ساخته شده در نرم‌افزار آباکوس پرداخته، و به ارزیابی و مقایسه رفتار نمونه‌ها بر اساس پارامترهای ذکر شده خواهیم پرداخت. در این فصل ابتدا تیر پیوند به صورت ماهیچه‌دار در نظر گرفته شده و مدل‌های مختلفی ساخته شده و در ادامه تیر پیوند با مقاطع معادل ساخته و مقایسه شده است و در نهایت تیر پیوند به صورت ورق در نظر گرفته شده و مورد بررسی قرار می‌گیرد.

به منظور ارزیابی رفتار لرزه‌ای مدل‌های مورد نظر و دستیابی به پارامترها جهت بررسی میزان کیفیت این نوع سیستم‌ها در پاسخ به بارگذاری یکنوا اعمال شده، چهار عامل اساسی به عنوان معیارهای اصلی جهت قضاوت در مورد کیفیت لرزه‌ای در نظر گرفته شده که عبارت‌اند از:

□ توانایی در اتلاف انرژی‌های بارهای وارده (به شکل مساحت کل زیر منحنی‌های بار-تغییر مکان). علت انتخاب این معیار به دلیل اهمیت میزان اتلاف انرژی و استهلاک نیروهای زلزله در سازه در اثر اعمال بارهای وارده است (جهت مقایسه کمی مناسب می‌باشد).

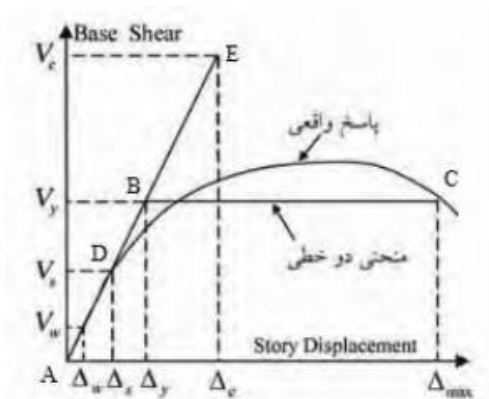
□ سختی اولیه بیشتر در نمودار بار-تغییر مکان حاصل شده از تحلیل نمونه. با توجه به لزوم کنترل تغییر مکان جانبی در ساختمان‌ها، سختی سیستم‌های مقاوم در برابر بارهای جانبی از اهمیت خاصی برخوردار است. طبیعتاً سیستم‌هایی که دارای سختی بیشتری می‌باشند، تغییر مکان جانبی آن‌ها در برابر بارهای جانبی کمتر است.

□ شکل پذیری (نسبت تغییر مکان جانبی حداکثر به تغییر مکان جانبی نقطه تسلیم).

□ مقاومت نهایی (بیشترین نیروی تحمل شده در منحنی بار-تغییر مکان).

برای محاسبه پارامترهای مورد نظر بر اساس دستورالعمل بهسازی لرزه ای ایران [۲۲] مطابق شکل ۵ مدل رفتار غیرخطی، به روش ترسیمی به صورت دو خط AB و BC تقریب زده می‌شود. بر این اساس

نقطه B باید چنان انتخاب شود که سطح زیر منحنی رفتار خطی غیر خطی، برابر سطح زیر دو خط AB و BC باشد. به علاوه خط AB باید منحنی رفتار غیر خطی را در ۰,۶ طول خط، مطابق نقطه D در شکل (۵) قطع کند. در این شکل محور قائم برش پایه و محور افقی تغییر مکان افقی بالای نمونه می باشد.



شکل ۴-۱ تقریب مدل رفتار غیرخطی به روش ترسیمی به صورت دو خط AB و BC [۲۲]

۴-۲- مدل سازی نمونه‌های مورد مطالعه و ارائه نتایج حاصل از نمونه‌ها

در این مطالعه در ابتدا تیر پیوند به صورت تیر ماهیچه‌ای مدل شده است و برای بررسی اثرات شکل ماهیچه‌ای پارامترهای a ، b ، L' ، h' و L در نظر گرفته شده است.

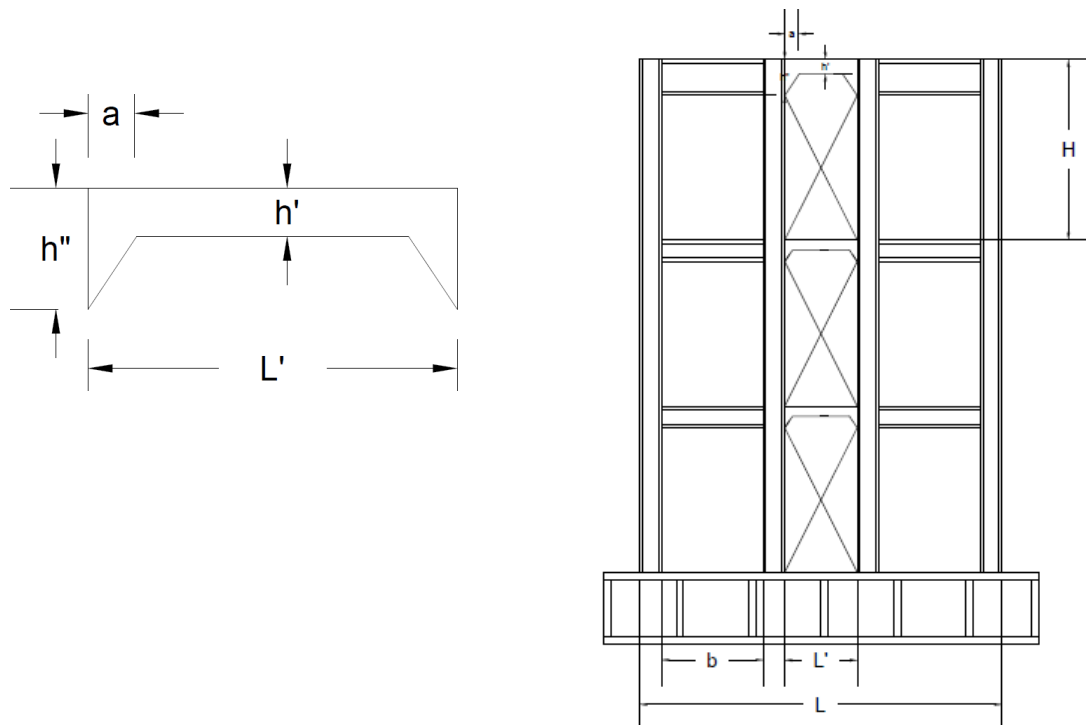
برای ساختن نمونه‌ها از دو پارامتر بی بعد a/L' و h'/h'' استفاده شده است. مقادیر در نظر گرفته شده

برای نسبت a/L' برابر است با:

(۰/۱، ۰/۲، ۰/۳، ۰/۴، ۰/۵)

و برای نسبت h'/h'' مقادیر زیر در نظر گرفته شده است.

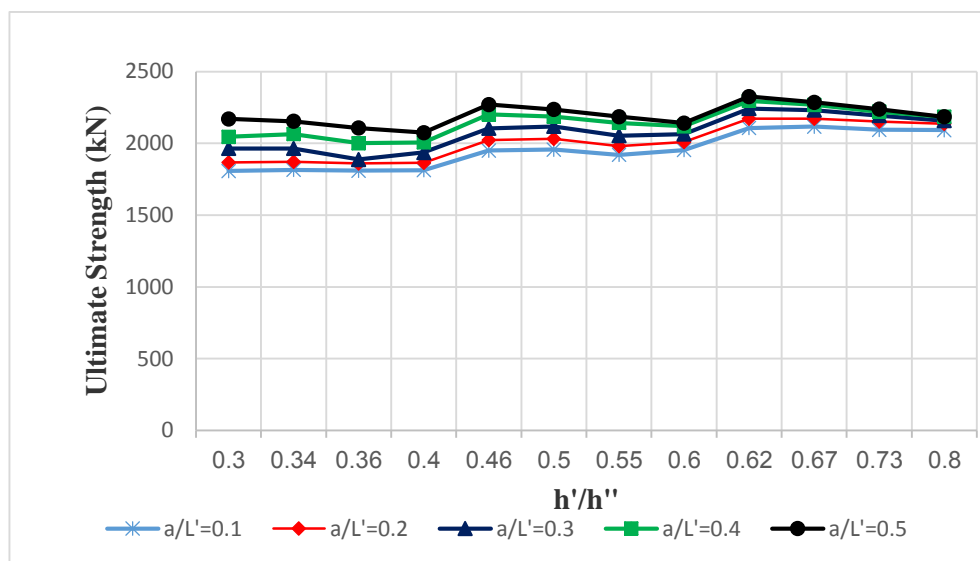
(۰/۳، ۰/۳۴، ۰/۳۶، ۰/۴، ۰/۴۶، ۰/۵، ۰/۵۵، ۰/۶، ۰/۶۲، ۰/۶۷، ۰/۷۳، ۰/۸)



شکل ۴-۲ نام‌گذاری اجزای مختلف تیر پیوند ماهیچه‌ای

پس از تعیین مقادیر و محدوده‌های مختلف برای پارامترهای موردنظر، روند کار به این شکل است که ابتدا یکی از مقادیر مربوط به a/L' را انتخاب کرده و این مقادیر را با هریک از مقادیر مربوط به پارامتر h'/h'' در نظر گرفته و بدین صورت تمامی ترکیبات مختلف این نسبت‌ها مدل‌سازی می‌شود. به این ترتیب ۶۰ نمونه متفاوت ایجاد می‌شود. حال برای تک‌تک نمونه‌ها معیارهای در نظر گرفته‌شده محاسبه و با یکدیگر مقایسه می‌شوند.

نمودارهایی زیر برای نمونه‌های تیر پیوند ماهیچه‌دار رسم شده است که در آن‌ها محور قائم را معیارهای شکل‌پذیری، سختی، مقاومت و جذب انرژی و محور افقی را نسبت h'/h'' تشکیل داده‌اند.



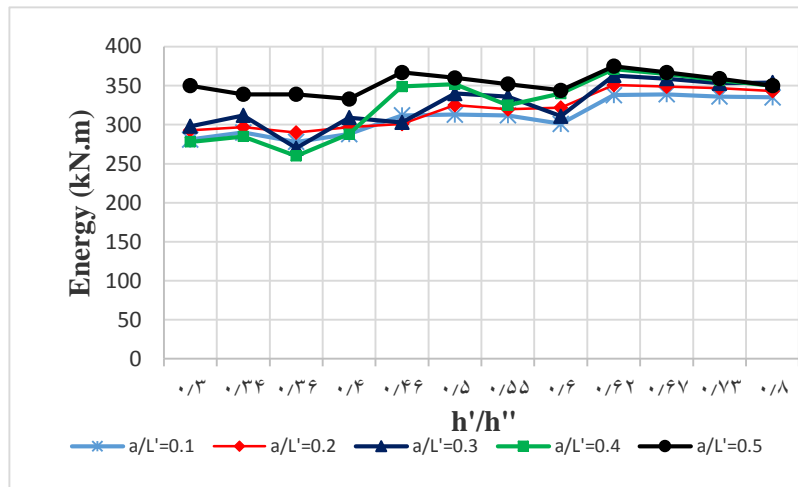
شکل ۳-۴ تغییرات مقاومت نهایی در مقابل تغییرات نسبت h'/h'' در نمونه‌های تیر پیوند ماهیچه‌ای با توجه به شکل ۳-۴ با افزایش نسبت a/L' ، مقاومت نهایی افزایش می‌یابد و بهترین نسبت h'/h'' برای تمام نسبت‌های a/L' برابر 0.62 است و ماکزیمم مقدار مقاومت نهایی به ازای نسبت‌های 0.5 $a/L' = 0.62$ و $h'/h'' = 0.62$ برابر 2326 کیلونیوتن بدست آمده است. همچنین بازه تغییرات مقاومت نهایی نسبت به پارامتر a/L' برابر است با:

$$\text{درصد اختلاف} = \frac{\varepsilon_{MAX} - \varepsilon_{MIN}}{\varepsilon_{MAX}} \times 100 = \frac{2326 - 1808}{2326} \times 100 = 22$$

جدول ۱-۴ درصد تغییرات مقاومت نهایی نسبت به h'/h'' در نمونه‌های تیر پیوند ماهیچه‌ای

a/L'	ماکزیمم مقدار مقاومت نهایی (KN/mm ²)	مینیمم مقدار مقاومت نهایی (KN/mm ²)	درصد تغییرات مقاومت نهایی نسبت به h'/h''
0.1	2117.5	1808	14/6
0.2	2172	1860	14/4
0.3	2243	1888	16
0.4	2297	2001	13
0.5	2326	2074	11

برای نسبت‌های مختلف a/L' درصد تغییرات مقاومت نهایی در جدول ۴-۱ آمده است که ماکزیمم مقدار آن برابر ۱۶ درصد مربوط به نسبت $a/L'=0/3$ است و از آنجایی که این اختلاف دارای تغییرات زیادی نیست، پس می‌توان نتیجه گرفت که مقاومت نهایی وابستگی زیادی به نسبت h'/h'' ندارد.



شکل ۴-۴ تغییرات جذب انرژی در مقابل تغییرات نسبت h'/h'' در نمونه‌های تیر پیوند ماهیچه‌ای

با توجه به شکل ۴-۴ بهترین عملکرد معیار جذب انرژی برای نسبت $a/L'=0/5$ است و بهترین نسبت h'/h'' برای تمام نسبت‌های a/L' برابر ۰/۶۲ است و ماکزیمم مقدار جذب انرژی به ازای نسبت‌های $a/L'=0/5$ و $h'/h''=0/62$ برابر ۳۷۵ کیلو نیوتن متر است. همچنین بازه تغییرات جذب انرژی نسبت به پارامتر a/L' برابر است با:

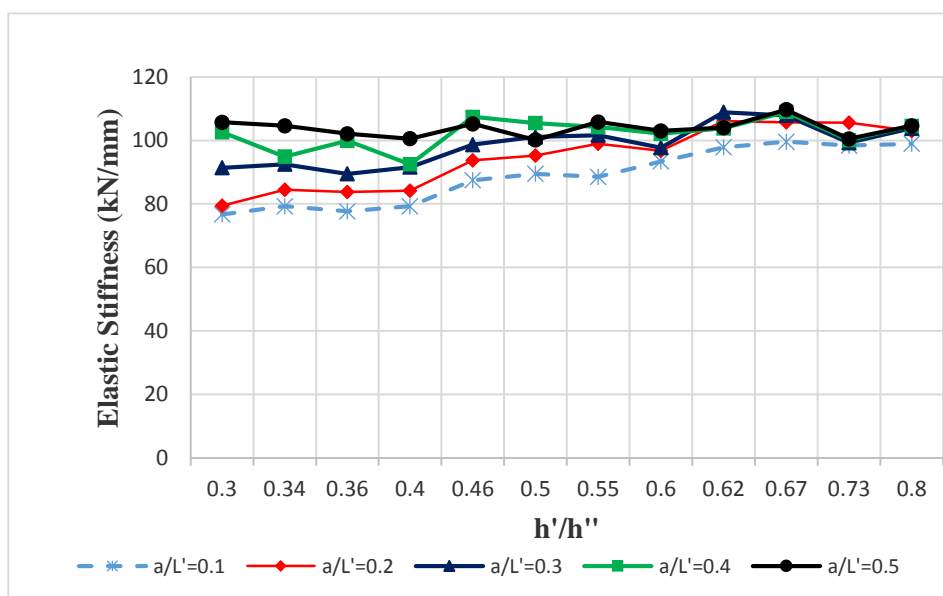
$$\text{درصد اختلاف} = \frac{\varepsilon_{MAX} - \varepsilon_{MIN}}{\varepsilon_{MAX}} \times 100 = \frac{375 - 278}{375} \times 100 \cong 26$$

برای نسبت‌های مختلف a/L' درصد تغییرات جذب انرژی در جدول ۴-۲ آمده است که ماکزیمم مقدار آن برابر ۳۰ درصد مربوط به نسبت $a/L'=0/4$ است و از آنجایی که این اختلاف تغییرات زیاد است

پس می توان نتیجه گرفت که جذب انرژی وابستگی زیادی به نسبت h'/h'' دارد.

جدول ۴-۲ درصد تغییرات جذب انرژی نسبت به h'/h'' در نمونه های تیر پیوند ماهیچه ای

a/L'	ماکزیمم مقدار جذب انرژی (KN.m)	مینیمم مقدار جذب انرژی (KN.m)	درصد تغییرات جذب انرژی نسبت به h'/h''
۰/۱	۳۳۹	۲۷۸	۱۸
۰/۲	۳۵۱	۲۹۰	۱۷/۴
۰/۳	۳۶۳	۲۷۰	۲۵/۵
۰/۴	۳۷۱	۲۶۰	۳۰
۰/۵	۳۷۵	۳۳۳	۱۱/۲



شکل ۴-۵ تغییرات سختی در مقابل تغییرات نسبت h'/h'' در نمونه های تیر پیوند ماهیچه ای

در شکل ۴-۵ نمودار سختی در مقابل نسبت h'/h'' آمده است. با توجه به شکل برای تمام نسبت های a/L' بهترین نتیجه را نسبت $h'/h''=0/67$ ارائه می دهد. ماکزیمم مقدار سختی به ازای نسبت های $a/L'=0/5$ و $h'/h''=0/67$ برابر $109/7$ کیلونیوتن بر میلی متر است. همچنین بازه تغییرات سختی نسبت

به پارامتر a/L' برابر است با:

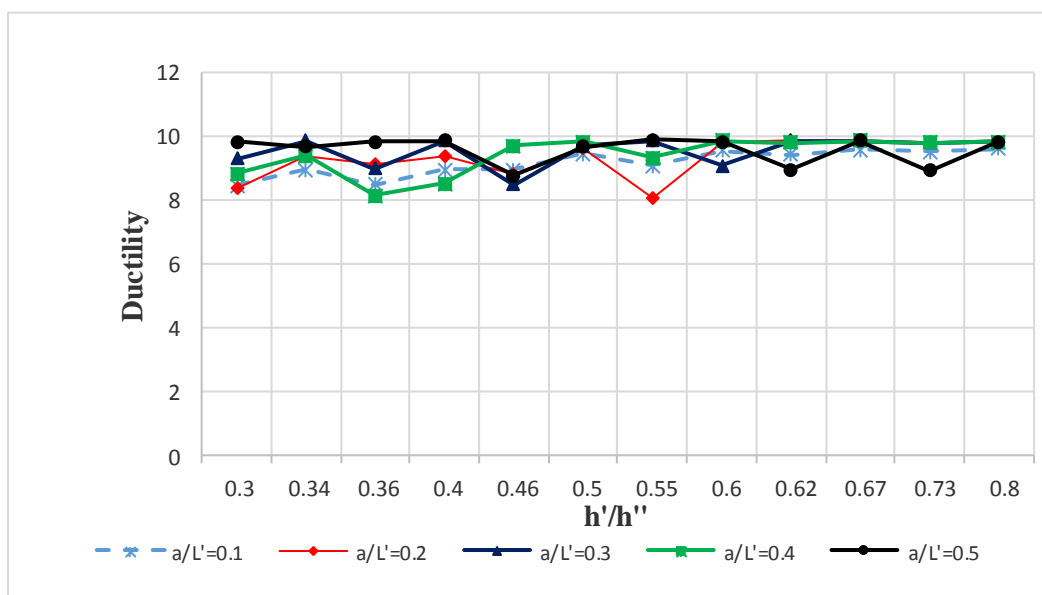
$$\text{درصد اختلاف} = \frac{\varepsilon_{MAX} - \varepsilon_{MIN}}{\varepsilon_{MAX}} \times 100 = \frac{109.7 - 76.7}{109.7} \times 100 = 30$$

جدول ۳-۴ درصد تغییرات سختی نسبت به h'/h'' در نمونه‌های تیر پیوند ماهیچه‌ای

a/L'	ماکزیمم مقدار سختی (KN/mm)	مینیمم مقدار سختی (KN/mm)	درصد تغییرات سختی نسبت به h'/h''
۰/۱	۹۹/۵	۷۳/۷	۲۶
۰/۲	۱۰۶	۷۹/۵	۲۵
۰/۳	۱۰۹	۸۹/۵	۱۸
۰/۴	۱۰۹	۹۲/۵	۱۵
۰/۵	۱۰۹/۷	۱۰۰	۹

همان‌طور که از جدول ۳-۴ برداشت می‌شود با افزایش نسبت a/L' درصد تغییرات سختی نسبت به

h'/h'' ، رو به کاهش است و ماکزیمم درصد تغییرات برابر ۲۶ درصد و به ازای نسبت $a/L'=0/1$ است.



شکل ۴-۶ تغییرات شکل پذیری در مقابل تغییرات h'/h'' در نمونه‌های تیر پیوند ماهیچه‌ای

بازه تغییرات شکل پذیری نسبت به پارامتر a/L' برابر است با:

$$\text{درصد اختلاف} = \frac{\varepsilon_{MAX} - \varepsilon_{MIN}}{\varepsilon_{MAX}} \times 100 = \frac{9.89 - 8.1}{9.89} \times 100 = 18$$

جدول ۴-۴ درصد تغییرات شکل پذیری نسبت به h'/h'' در نمونه‌های تیر پیوند ماهیچه‌ای

a/L'	ماکزیمم مقدار شکل پذیری	مینیمم مقدار شکل پذیری	درصد تغییرات شکل پذیری نسبت به h'/h''
۰/۱	۹/۶۲	۸/۴۷	۱۲
۰/۲	۹/۸۴	۸/۱	۱۷/۷
۰/۳	۹/۸۹	۸/۵	۱۴
۰/۴	۹/۸۹	۸/۱۶	۱۷/۵
۰/۵	۹/۸۹	۸/۷۸	۱۱

برای نسبت‌های مختلف a/L' درصد تغییرات شکل‌پذیری در جدول ۴-۴ آمده است که ماکزیمم مقدار آن برابر ۱۷/۷ درصد مربوط به نسبت $a/L' = ۰/۲$ است و از آنجایی که این اختلاف تغییرات زیاد نیست پس می‌توان نتیجه گرفت که جذب انرژی وابستگی زیادی به نسبت h'/h'' ندارد.

در بخشی دیگر از مطالعات تیر پیوند دیوار برشی فولادی کوبله با مقاطع مختلف (باکس، تیرورق I شکل، ورق، ورق دابل، ورق ماهیچه‌ای، ورق ماهیچه‌ای دابل و بدون تیر پیوند) مدل شده‌اند و برای یکسان‌سازی شرایط در تمام مدل‌های مختلف، وزن فولاد مصرفی یکسان و معادل شده‌اند تا در ادامه بتوان آن‌ها را با همدیگر مقایسه و بهترین مقطع را با توجه به معیارهای شکل‌پذیری، سختی، مقاومت و جذب انرژی تعیین نمود. همچنین برای بررسی دقیق‌تر این موضوع، مقاطع معادل در نظر گرفته شده برای تیر پیوند در دهانه‌های مختلف بررسی شده‌اند. همان‌طور که در

شکل ۲-۴ مشاهده می‌شود طول محور تا محور دهانه‌های کناری با حرف b و طول تیر پیوند با حرف

L' نام‌گذاری شده است تا در ادامه بتوان از نسبت بی‌بعد b/L' برای نشان دادن تأثیر دهانه استفاده کرد. برای ساختن نمونه‌ها مقادیر زیر برای نسبت b/L' در نظر گرفته شده است:

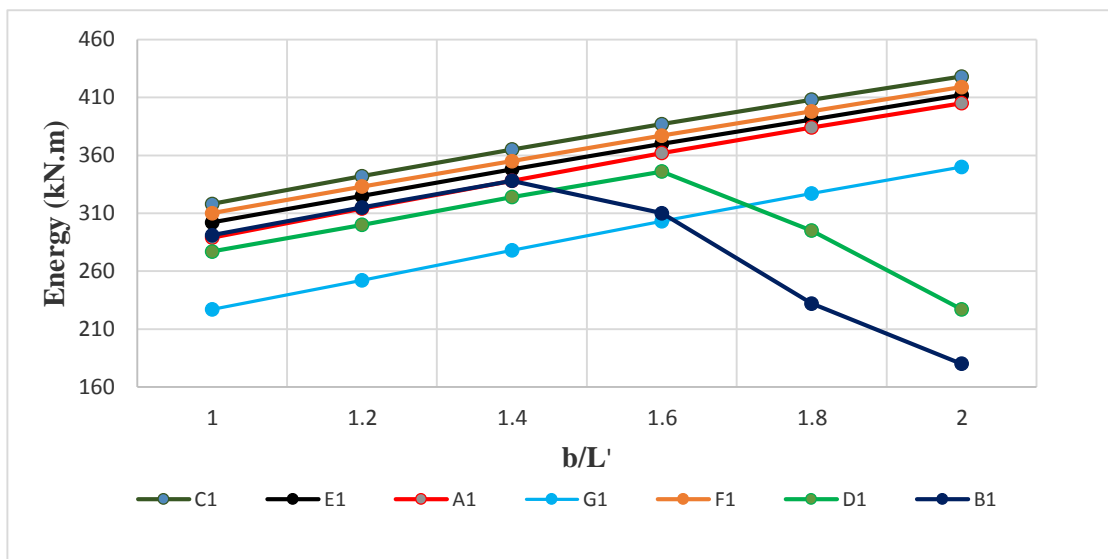
(۱, ۱/۲, ۱/۴, ۱/۶, ۱/۸, ۲)

پس از تعیین مقادیر و محدوده‌های مختلف برای پارامتر b/L' ، روند کار به این شکل است که ابتدا یکی از مقاطع معادل را با هر یک از مقادیر مربوط به پارامتر b/L' در نظر گرفته و بدین‌صورت تمامی حالات مختلف مدل‌سازی می‌شود که در مجموع این حالات، ۴۲ نمونه متفاوت را ایجاد می‌کند. برای راحتی کار مقاطع تیر پیوند به‌صورت زیر نام‌گذاری شده‌اند و در جدول ۴-۵ آورده شده‌اند. حال برای تک‌تک نمونه‌ها معیارهای در نظر گرفته شده را محاسبه کرده و با یکدیگر مقایسه می‌شود.

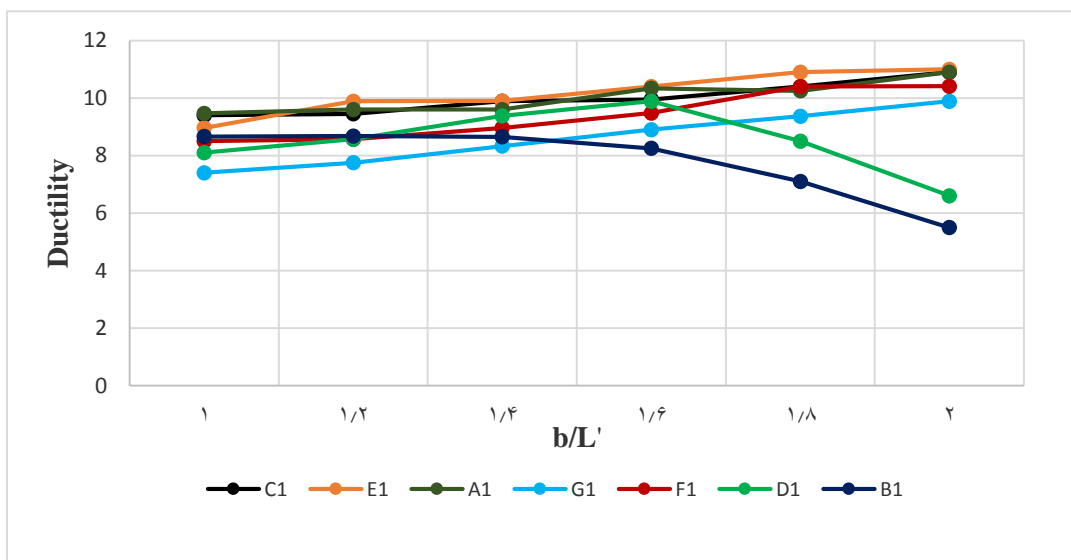
جدول ۴-۵ نام‌گذاری مقاطع مختلف تیر پیوند

مقاطع استفاده شده در تیر پیوند	مقطع تیر ورق I شکل معادل	مقطع ورق دابل ماهیچه‌ای معادل	مقطع ورق ماهیچه‌ای معادل	مقطع ورق دابل معادل	مقطع ورق معادل	مقطع ورق معادل	مقطع باکس معادل	دیوار برشی بدون تیر پیوند
نام‌گذاری نمونه	A1	B1	C1	D1	E1	F1	G1	

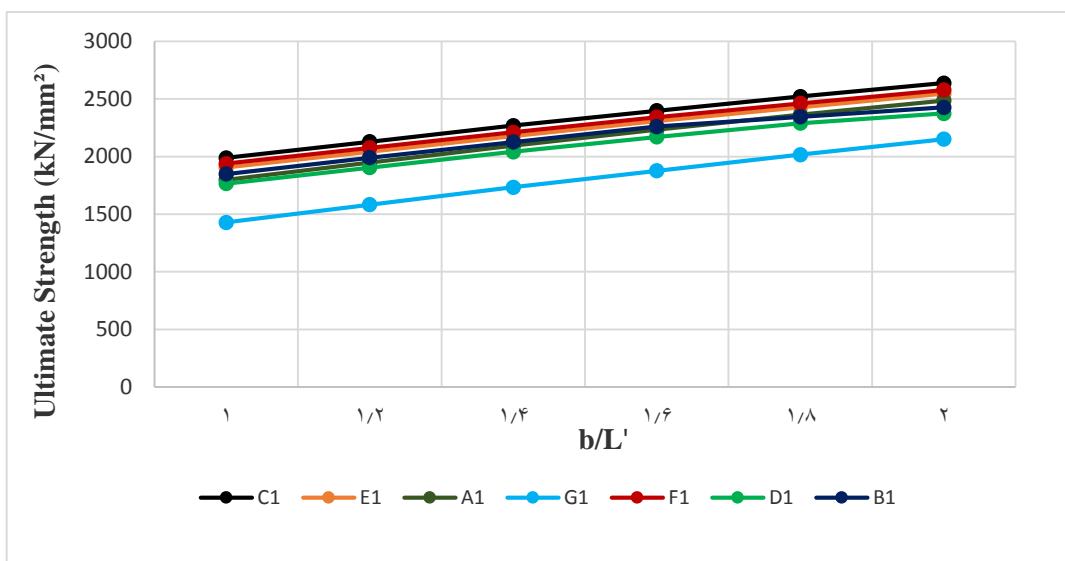
در ادامه جهت آنالیز دقیق‌تر نمونه‌ها جداول و نمودارهای رسم شده است. در تمامی نمودارها، محور قائم را معیارهای شکل‌پذیری، سختی، مقاومت و جذب انرژی و محور افقی را نسبت b/L' تشکیل داده‌اند.



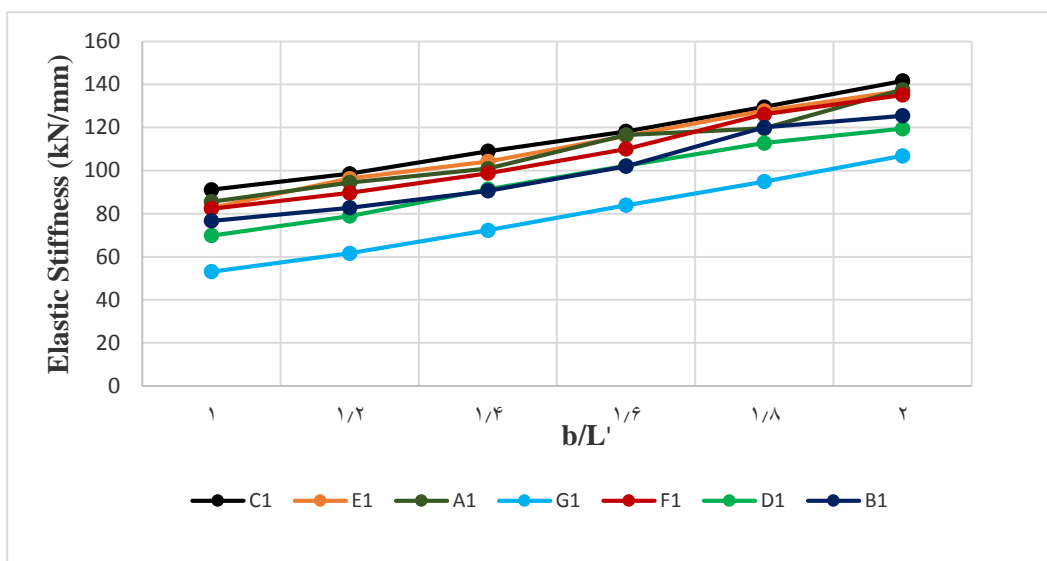
شکل ۷-۴ تغییرات جذب انرژی در مقابل تغییرات b/L' در نمونه‌های تیر پیوند با مقطع معادل مختلف



شکل ۸-۴ تغییرات شکل‌پذیری در مقابل تغییرات b/L' در نمونه‌های تیر پیوند با مقطع معادل مختلف



شکل ۹-۴ تغییرات مقاومت نهایی در مقابل تغییرات b/L' در نمونه‌های تیر پیوند با مقطع معادل مختلف



شکل ۱۰-۴ تغییرات سختی در مقابل تغییرات b/L' در نمونه‌های تیر پیوند با مقطع معادل مختلف

در ادامه تمامی معیارهای شکل پذیری، سختی، مقاومت و جذب انرژی مقاطع معادل تیر پیوند با مقطع I شکل مقایسه شده و نتایج برای نسبت‌های مختلف b/L' در جداول آورده شده است.

جدول ۴-۶ مقایسه مقاطع معادل تیر پیوند با مقطع I شکل معادل به ازای نسبت $b/L'=1$

تیر پیوند	شکل پذیری	درصد اختلاف نسبت به نمونه A1		سختی الاستیک (KN/mm)		درصد اختلاف نسبت به نمونه A1		جذب انرژی (KN.m)	درصد اختلاف نسبت به نمونه A1		مقاومت (KN/mm ²)		درصد اختلاف نسبت به نمونه A1	
		کاهش	افزایش	کاهش	افزایش	کاهش	افزایش		کاهش	افزایش	کاهش	افزایش		
F1	۸/۵	۱۰	کاهش	۸۲/۳	۳/۷	کاهش	۳۱۰	۷/۳	افزایش	۱۹۳۸/۵	۷/۸	افزایش		
E1	۸/۹۶	۵/۴	کاهش	۸۲/۷	۳/۳	کاهش	۳۰۲	۴/۵	افزایش	۱۹۰۵	۶	افزایش		
D1	۸/۱	۱۴/۵	کاهش	۶۹/۸	۱۸	کاهش	۲۷۷	۴	کاهش	۱۷۶۵	۱/۸۵	کاهش		
C1	۹/۴	۰/۷	کاهش	۹۱/۱	۶/۵	افزایش	۳۱۸	۱۰	افزایش	۱۹۸۸	۱۰/۵	افزایش		
B1	۸/۶۶	۸/۵	کاهش	۷۶/۷	۱۰	کاهش	۲۹۱	۰/۷	افزایش	۱۸۴۹	۲/۸	افزایش		
G1	۷/۴	۲۲	کاهش	۵۳/۱	۳۸	کاهش	۲۲۷	۲۱/۵	کاهش	۱۴۲۹	۲۰/۵	کاهش		
A1	۹/۴۷	-	-	۸۵/۶	-	-	۲۸۹	-	-	۱۷۹۸/۳	-	-		

جدول ۴-۷ مقایسه مقاطع معادل تیر پیوند با مقطع I شکل معادل به ازای نسبت $b/L'=1/2$

تیر پیوند	شکل پذیری	درصد اختلاف نسبت به نمونه A1		سختی الاستیک (KN/mm)		درصد اختلاف نسبت به نمونه A1		جذب انرژی (KN.m)	درصد اختلاف نسبت به نمونه A1		مقاومت (KN/mm ²)		درصد اختلاف نسبت به نمونه A1	
		کاهش	افزایش	کاهش	افزایش	کاهش	افزایش		کاهش	افزایش	کاهش	افزایش		
F1	۸/۵۷	۱۰/۷	کاهش	۸۹/۷	۵	کاهش	۳۳۳	۶	افزایش	۲۰۷۵	۶/۵	افزایش		
E1	۹/۸۹	۳	افزایش	۹۶/۳	۱/۹	افزایش	۳۲۵	۳/۵	افزایش	۲۰۴۲	۴/۸	افزایش		
D1	۸/۵۷	۱۰/۷	کاهش	۷۸/۸	۱۶/۶	کاهش	۳۰۰	۴/۵	کاهش	۱۹۰۴	۲/۲۵	کاهش		
C1	۹/۴۵	۱/۵	کاهش	۹۸/۵	۴/۲	افزایش	۳۴۲	۸/۹	افزایش	۲۱۲۸	۹/۳	افزایش		
B1	۸/۶۸	۹/۷	کاهش	۸۲/۷	۱۲/۵	کاهش	۳۱۵	۰/۳	افزایش	۱۹۹۰	۲/۱۵	افزایش		
G1	۷/۷۵	۱۹	کاهش	۶۱/۵	۳۵	کاهش	۲۵۲	۱۹/۷	کاهش	۱۵۸۲	۱۸/۸	کاهش		
A1	۹/۶	-	-	۹۴/۵	-	-	۳۱۴	-	-	۱۹۴۸	-	-		

جدول ۴-۸ مقایسه مقاطع معادل تیر پیوند با مقطع I شکل معادل به ازای نسبت $b/L'=1/4$

تیر پیوند	شکل پذیری	درصد اختلاف نسبت به نمونه A1		سختی الاستیک (KN/mm)	درصد اختلاف نسبت به نمونه A1		جذب انرژی (KN.m)	درصد اختلاف نسبت به نمونه A1		مقاومت (KN/mm ²)	درصد اختلاف نسبت به نمونه A1	
		کاهش	افزایش		کاهش	افزایش		کاهش	افزایش			
F1	۸/۹۶	۶/۶	کاهش	۹۸/۷	۲	کاهش	۳۵۵	۵	افزایش	۲۲۱۰	۵/۶	افزایش
E1	۹/۹	۳/۱	افزایش	۱۰۴	۳/۲	افزایش	۳۴۸	۲/۹۵	افزایش	۲۱۷۷	۴	افزایش
D1	۹/۳۸	۲/۳	کاهش	۹۱/۳	۹/۴	کاهش	۳۲۴	۴/۱۵	کاهش	۲۰۴۰	۲/۵	کاهش
C1	۹/۸۹	۳	افزایش	۱۰۹	۸	افزایش	۳۶۵	۸	افزایش	۲۲۶۸	۸/۴	افزایش
B1	۸/۶۵	۹/۹	کاهش	۹۰/۵	۱۰	کاهش	۳۳۸	۰	برابر	۲۱۲۶	۱/۵	افزایش
G1	۸/۳۳	۱۳	کاهش	۷۲/۳	۲۸/۳	کاهش	۲۷۸	۱۷/۷	کاهش	۱۷۳۲	۱۷/۳	کاهش
A1	۹/۶	-	-	۱۰۰/۸	-	-	۳۳۸	-	-	۲۰۹۳	-	-

جدول ۴-۹ مقایسه مقاطع معادل تیر پیوند با مقطع I شکل معادل به ازای نسبت $b/L'=1/6$

تیر پیوند	شکل پذیری	درصد اختلاف نسبت به نمونه A1		سختی الاستیک (KN/mm)	درصد اختلاف نسبت به نمونه A1		جذب انرژی (KN.m)	درصد اختلاف نسبت به نمونه A1		مقاومت (KN/mm ²)	درصد اختلاف نسبت به نمونه A1	
		کاهش	افزایش		کاهش	افزایش		کاهش	افزایش			
F1	۹/۴۸	۸/۳	کاهش	۱۱۰	۵/۶	کاهش	۳۷۷	۴	افزایش	۲۳۴۱	۵	افزایش
E1	۱۰/۴	۰/۶	افزایش	۱۱۶	۰	برابر	۳۷۰	۲/۲	افزایش	۲۳۰۷	۳/۴	افزایش
D1	۹/۸۹	۴/۳۵	کاهش	۱۰۲/۳	۱۲/۲	کاهش	۳۴۶	۴/۴	کاهش	۲۱۶۹	۲/۸	کاهش
C1	۹/۹۵	۳/۷۷	کاهش	۱۱۸	۱/۳	افزایش	۳۸۷	۶/۹	افزایش	۲۳۹۷	۷/۴	افزایش
B1	۸/۲۵	۲۰	کاهش	۱۰۲	۱۲/۵	کاهش	۳۱۰	۱۴/۴	کاهش	۲۲۶۰	۱/۲۵	افزایش
G1	۸/۹	۱۴	کاهش	۸۴	۲۸	کاهش	۳۰۳	۱۶/۳	کاهش	۱۸۷۶	۱۶	کاهش
A1	۱۰/۳۴	-	-	۱۱۶/۵	-	-	۳۶۲	-	-	۲۲۳۲	-	-

جدول ۴-۱۰ مقایسه مقاطع معادل تیر پیوند با مقطع I شکل معادل به ازای نسبت $b/L'=1/8$

تیر پیوند	شکل پذیری	درصد اختلاف نسبت به نمونه A1		سختی الاستیک (KN/mm)	درصد اختلاف نسبت به نمونه A1		جذب انرژی (KN.m)	درصد اختلاف نسبت به نمونه A1		مقاومت (KN/mm ²)	درصد اختلاف نسبت به نمونه A1	
		افزایش	کاهش		افزایش	کاهش		افزایش	کاهش			
F1	۱۰/۴	۱/۵	افزایش	۱۲۶	۵/۴	افزایش	۳۹۸	۳/۶	افزایش	۲۴۶۱	۴/۲	افزایش
E1	۱۰/۹	۶/۴	افزایش	۱۲۷/۷	۶/۸	افزایش	۳۹۱	۱/۸	افزایش	۲۴۲۷	۲/۷۵	افزایش
D1	۸/۵	۱۷	کاهش	۱۱۳	۵/۵	کاهش	۲۹۵	۲۳	کاهش	۲۲۸۹	۳	کاهش
C1	۱۰/۴	۱/۵	افزایش	۱۲۹	۷/۸	افزایش	۴۰۸	۶/۲۵	افزایش	۲۵۲۰	۶/۷	افزایش
B1	۷/۱	۳۰/۷	کاهش	۱۲۰	۰/۳	افزایش	۲۳۲	۳۹/۵	کاهش	۲۳۴۴	۰/۸	کاهش
G1	۹/۴	۸/۳	کاهش	۹۵	۲۰/۵	کاهش	۳۲۷	۱۴/۸	کاهش	۲۰۱۶	۱۴/۶	کاهش
A1	۱۰/۲۵	-	-	۱۱۹/۶	-	-	۳۸۴	-	-	۲۳۶۲	-	-

جدول ۴-۱۱ مقایسه مقاطع معادل تیر پیوند با مقطع I شکل معادل به ازای نسبت $b/L'=2$

تیر پیوند	شکل پذیری	درصد اختلاف نسبت به نمونه A1		سختی الاستیک (KN/mm)	درصد اختلاف نسبت به نمونه A1		جذب انرژی (KN.m)	درصد اختلاف نسبت به نمونه A1		مقاومت (KN/mm ²)	درصد اختلاف نسبت به نمونه A1	
		افزایش	کاهش		افزایش	کاهش		افزایش	کاهش			
F1	۱۰/۴	۴/۶	کاهش	۱۳۵	۱/۹	کاهش	۴۱۹	۳/۵	افزایش	۲۵۷۷	۳/۷	افزایش
E1	۱۱	۰/۹	افزایش	۱۳۹	۱	افزایش	۴۱۲	۱/۷	افزایش	۲۵۴۵	۲/۴	افزایش
D1	۶/۶	۳۹/۵	کاهش	۱۱۹/۵	۱۳	کاهش	۲۲۷	۴۴	کاهش	۲۳۷۲	۴/۵	کاهش
C1	۱۱	۰/۹	افزایش	۱۴۱/۶	۲/۹	افزایش	۴۲۸	۵/۷	افزایش	۲۶۳۷	۶	افزایش
B1	۵/۵	۴۹/۵	کاهش	۱۲۵/۵	۸/۸	کاهش	۱۸۰	۵۵/۵	کاهش	۲۴۲۶	۲/۴	کاهش
G1	۹/۸۹	۹/۳	کاهش	۱۰۷	۲۲	کاهش	۳۵۰	۱۳/۵	کاهش	۲۱۵۰	۱۳/۵	کاهش
A1	۱۰/۹	-	-	۱۳۷/۶	-	-	۴۰۵	-	-	۲۴۸۵	-	-

همان‌طور که از نتایج جداول مشخص است استفاده از سیستم دیوار برشی فولادی کوپله نسبت به حالت سیستم دیوار برشی فولادی مجزا از شکل‌پذیری، سختی، جذب انرژی و مقاومت بسیار بیشتری برخوردار است.

از شکل ۷-۴ و شکل ۸-۴ نتیجه می‌شود مقاطع ورق دویل و ورق دویل ماهیچه‌ای تا نسبت b/L' مشخصی تأثیر مثبت داشته و کل سیستم به‌صورت کوپله و یکپارچه عمل می‌کند اما پس‌از این نسبت این مقاطع خراب‌شده و عملکرد خود را از دست داده و سیستم به‌صورت دو دیوار مجزا عمل می‌کند که این نسبت به ترتیب برای ورق دویل و ورق دویل ماهیچه‌ای برابر $1/6$ و $1/4$ است.

نتایج حاصل از مدل‌سازی که در جدول‌های ۷-۴ تا ۱۲-۴ آمده است بیان می‌کند که دیوار برشی فولادی کوپله با مقطع تیر پیوند ورق و ورق ماهیچه‌ای نسبت به حالت دیوار برشی فولادی مجزا عملکرد بسیار بهتری از نظر شکل‌پذیری دارند که این عملکرد در مقایسه با مقطع I شکل تیر پیوند تقریباً نتایج نزدیک به همی از خود نشان داده‌اند.

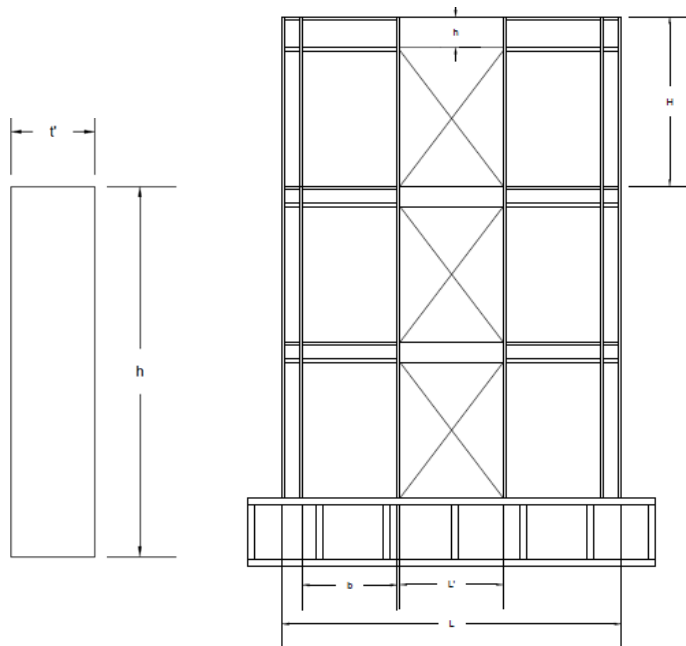
نتایج نشان می‌دهد که به ازای نسبت $b/L'=1$ مقدار سختی تیر پیوند I شکل حدود $3/3$ درصد بیشتر از تیر پیوندی به‌صورت ورق است اما با افزایش نسبت b/L' ، سختی سازه در حالت استفاده از مقطع ورق نسبت به I شکل بیشتر است که بیشترین درصد اختلاف بین دو، مربوط به دهانه با $b/L'=1/8$ و مقدار $6/8$ درصد است. همچنین در تمامی نسبت‌های b/L' سختی سازه در حالت استفاده از مقطع ورق ماهیچه‌ای در مقایسه با I شکل بیشتر است که بیشترین درصد اختلاف مربوط به نسبت $b/L'=1/4$ و مقدار 8 درصد است.

در مقایسه جذب انرژی سازه با مقاطع ورق، ورق ماهیچه‌ای و I شکل در تیر پیوند، می‌توان گفت که استفاده از مقطع ورق و ورق ماهیچه‌ای به‌جای مقطع I شکل باعث افزایش معیار جذب انرژی سازه

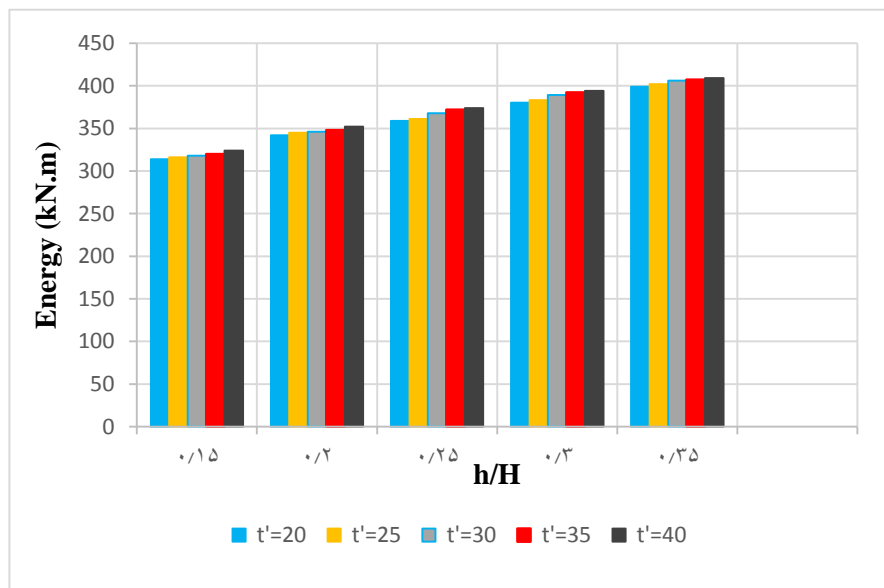
می‌شود و بیشترین درصد اختلاف در حالت استفاده از مقاطع ورق و ورق ماهیچه‌ای به ترتیب برابر با $4/5$ و 10 درصد به ازای نسبت $b/L'=1$ است. همچنین درصد اختلاف معیار جذب انرژی با افزایش نسبت b/L' کاهش می‌یابد.

در مقایسه مقاومت نهایی سازه با مقاطع ورق، ورق ماهیچه‌ای و I شکل در تیر پیوند، می‌توان گفت که استفاده از مقطع ورق و ورق ماهیچه‌ای به جای مقطع I شکل باعث افزایش معیار مقاومت نهایی سازه می‌شود و بیشترین درصد اختلاف در حالت استفاده از مقاطع ورق و ورق ماهیچه‌ای به ترتیب برابر با 6 و $10/5$ به ازای نسبت $b/L'=1$ است. همچنین درصد اختلاف معیار مقاومت نهایی با افزایش نسبت b/L' کاهش می‌یابد.

در این بخش از مطالعات به بررسی ارتفاع و ضخامت تیر پیوند که به صورت ورق در نظر گرفته شده پرداخته می‌شود. برای این کار پارامترهای t' (ضخامت ورق تیر پیوند)، h (ارتفاع ورق تیر پیوند) و H (ارتفاع طبقات) در نظر گرفته شده است مقادیر در نظر گرفته شده برای نسبت h/H برابر است با $0/15$ ، $0/2$ ، $0/25$ ، $0/3$ و $0/35$ و مقادیر 20 ، 25 ، 30 ، 35 و 40 میلی‌متر برای ضخامت ورق در نظر گرفته شده است.



شکل ۴-۱۱ نام‌گذاری اجزای مختلف دیوار برشی فولادی کوبله با تیر پیوند ورق



شکل ۴-۱۲ تغییرات جذب انرژی در مقابل تغییرات نسبت h/H در نمونه‌های تیر پیوند ورق

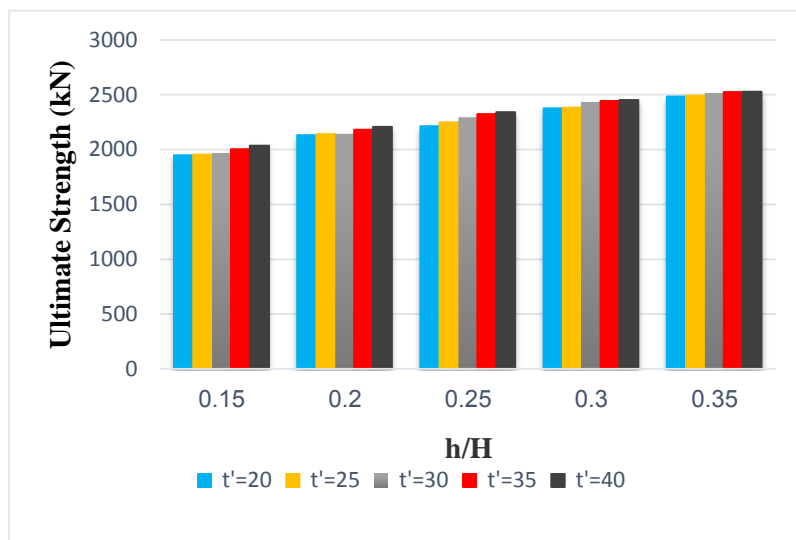
با توجه به شکل ۴-۱۲ می‌توان نتیجه گرفت با افزایش ابعاد تیر پیوند، جذب انرژی افزایش می‌یابد و

همچنین ماکزیمم درصد تغییرات جذب انرژی نسبت به ضخامت، برابر ۲۳ به دست آمده است.



شکل ۴-۱۳ تغییرات سختی در مقابل تغییرات نسبت h/H در نمونه‌های تیر پیوند ورق

با توجه به شکل ۴-۱۳ می‌توان نتیجه گرفت با افزایش ابعاد تیر پیوند، سختی افزایش می‌یابد و همچنین ماکزیمم درصد تغییرات مقاومت نهایی نسبت به ضخامت، برابر ۲۲ به دست آمده است.



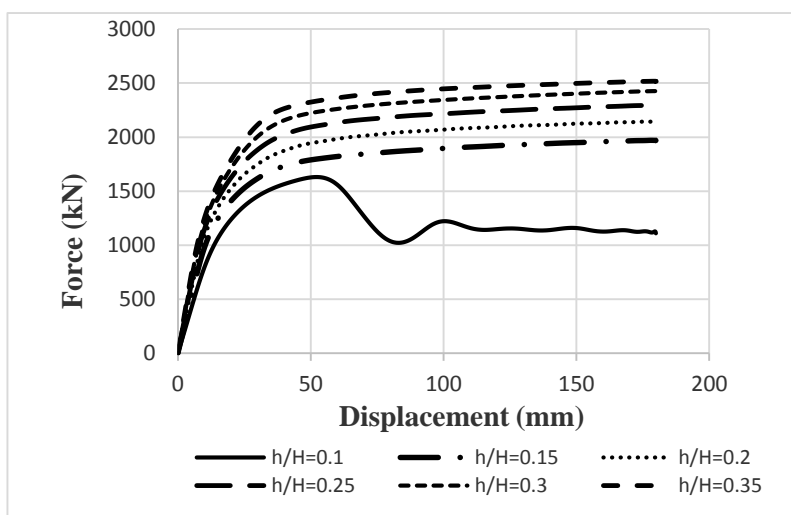
شکل ۴-۱۴ تغییرات مقاومت نهایی در مقابل تغییرات نسبت h/H در نمونه‌های تیر پیوند ورق

با توجه به شکل ۴-۱۴ می‌توان نتیجه گرفت با افزایش ابعاد تیر پیوند، مقاومت نهایی افزایش می‌یابد و همچنین ماکزیمم درصد تغییرات سختی نسبت به ضخامت، برابر ۲۳ به دست آمده است.

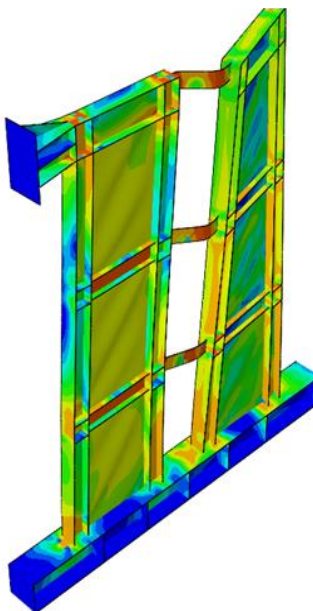
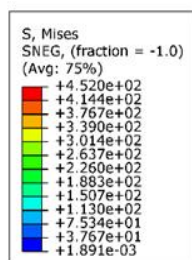
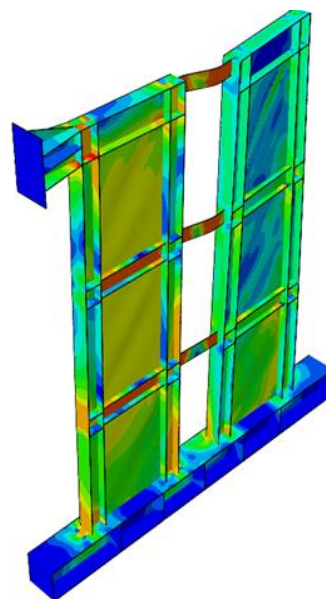
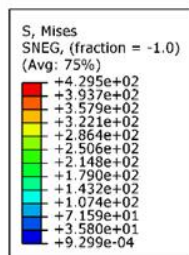
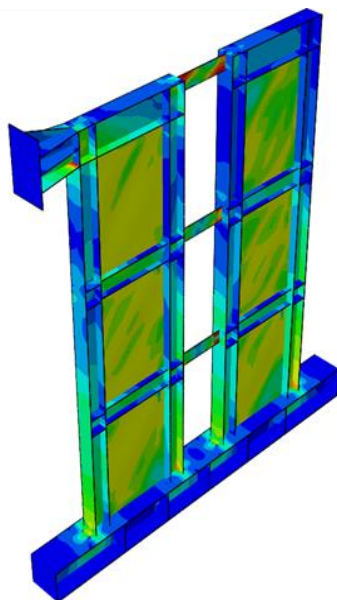
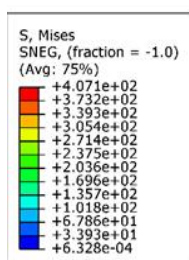
یا توجه به نتایج، ظرفیت باربری نمونه‌های با ضخامت تیر پیوند ۲۰ میلی‌متر به ازای نسبت‌های مختلف h/H رسم شده است. با توجه به شکل ۴-۱۵، نمونه با نسبت $h/H=0.1$ در تغییر مکان ۵۴ میلی‌متر دچار خرابی شده و باعث کاهش شدید در ظرفیت باربری می‌شود.

در شکل مراحل تغییر وضعیت سیستم دیوار برشی فولادی کوپله را برای نمونه خراب شده نشان

می‌دهد.



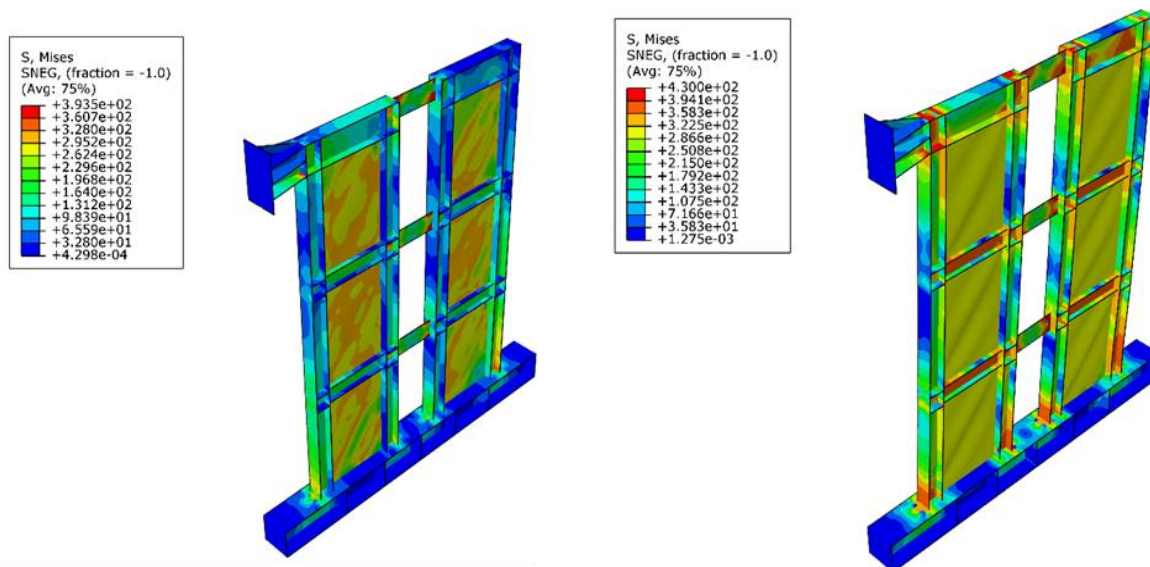
شکل ۴-۱۵ ظرفیت باربری نمونه‌های تیر پیوند ورق با ضخامت ۲۰ میلی‌متر و ارتفاع متفاوت



شکل ۴-۱۶ نحوه عملکرد سیستم دیوار برشی فولادی کوپله با تیر پیوند با مشخصات $h/H=0/1$ و $t'=20$

میلی متر

با توجه به خرابی سیستم دیوار برشی فولادی کوپله میزان جذب انرژی به شدت کاهش پیدا می کند و شکل پذیری سیستم بسیار کم می شود و به طور کلی هر سیستم به صورت مجزا عمل می کند و باعث کاهش در عملکرد لرزه ای سیستم می شود.



شکل ۴-۱۷ نحوه عملکرد سیستم دیوار برشی فولادی کوپله با تیر پیوند با مشخصات $h/H=0/15$ و $t'=20$

میلی متر

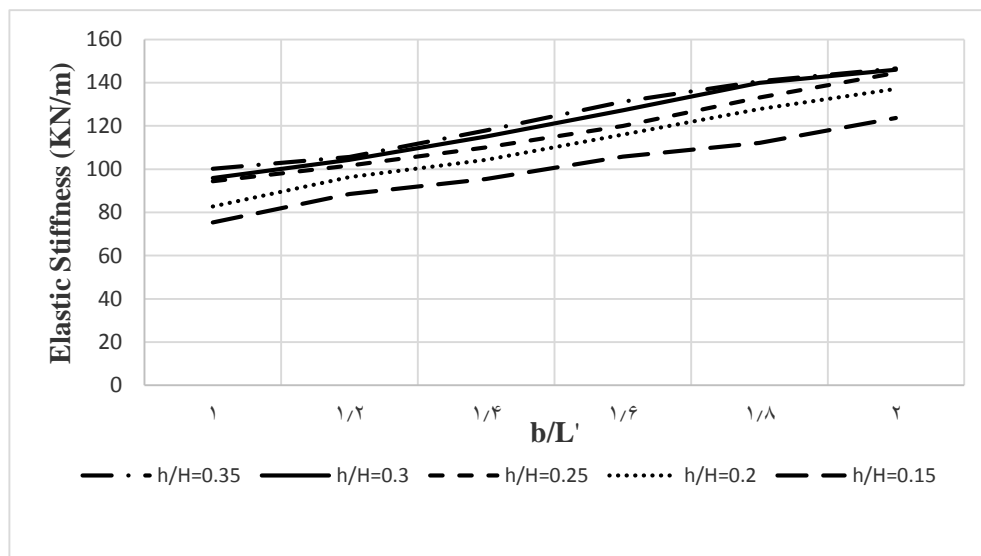
در بخشی دیگر از مطالعات به بررسی تأثیرات دهانه و ارتفاع تیر پیوند ورق بر روی رفتار لرزه ای دیوار برشی فولادی کوپله پرداخته می شود. برای ساختن نمونه ها از دو پارامتر بی بعد b/L' و h/H استفاده شده است و نسبت های ذکر شده در پاراگراف های قبلی کاملاً توضیح داده شده است و مقادیر در نظر گرفته شده برای نسبت b/L' برابر است با:

(۱ ، ۱/۲ ، ۱/۴ ، ۱/۶ ، ۱/۸ ، ۲)

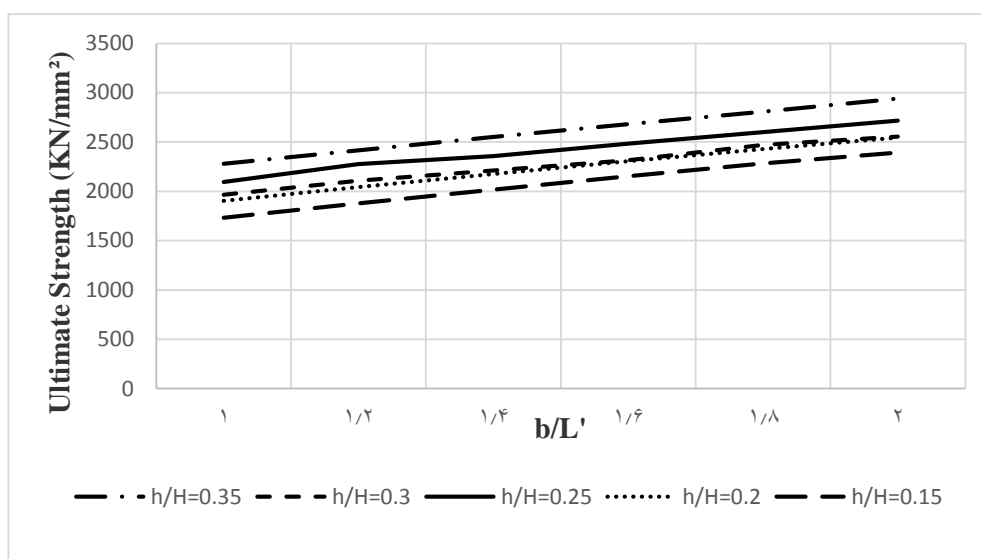
و برای نسبت h/H برابر است با:

($0/15$ ، $0/2$ ، $0/25$ ، $0/3$ ، $0/35$)

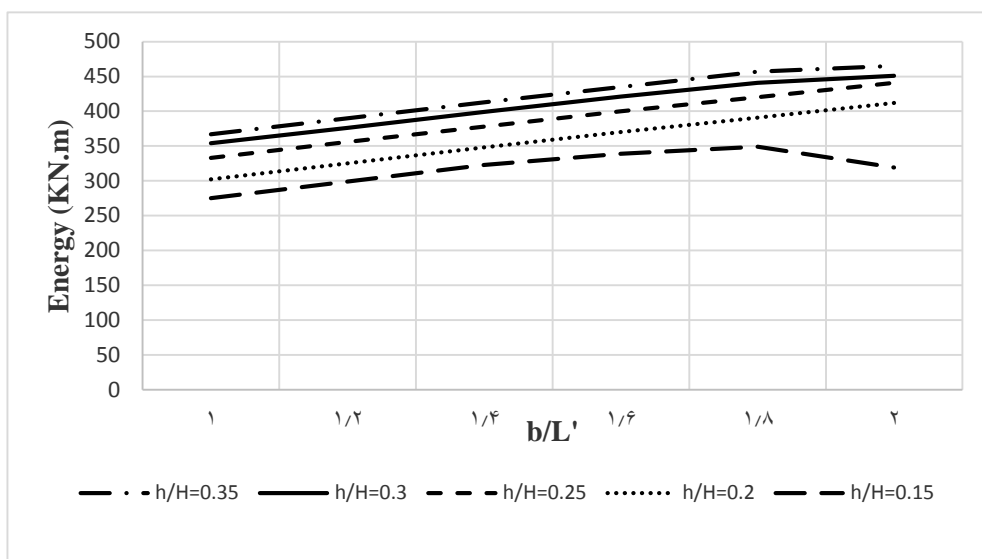
در ادامه نتایج حاصل از نمونه‌ها آمده است.



شکل ۴-۱۸ تغییرات سختی در مقابل تغییرات نسبت b/L' در نمونه‌های تیر پیوند ورق



شکل ۴-۱۹ تغییرات مقاومت نهایی در مقابل تغییرات نسبت b/L' در نمونه‌های تیر پیوند ورق



شکل ۴-۲۰ تغییرات جذب انرژی در مقابل تغییرات نسبت b/L' در نمونه‌های تیر پیوند ورق

با توجه به شکل‌های ۴-۱۶ و ۴-۱۷ می‌توان گفت که سختی و مقاومت نهایی هر یک از نسبت‌های h/H با افزایش نسبت b/L' روند صعودی به خود می‌گیرد و همچنین به ازای نسبت‌های یکسان b/L' ، کمترین مقدار سختی و مقاومت نهایی مربوط به نسبت $h/H=0.15$ و بیشترین مقدار مربوط به نسبت $h/H=0.35$ است.

با توجه به شکل ۴-۲۰ می‌توان گفت که جذب انرژی به ازای نسبت‌های $h/H=0.2$ ، $h/H=0.25$ ، $h/H=0.3$ ، $h/H=0.35$ با افزایش نسبت b/L' روند صعودی به خود می‌گیرد اما در نسبت $h/H=0.15$ ، از مقدار $b/L'=1/8$ به بعد، جذب انرژی روندی نزولی به خود می‌گیرد که علت این امر خرابی تیر پیوند و عدم کارایی سیستم دیوار برشی فولادی به صورت کوبله است.

فصل ۵ نتیجه‌گیری و پیشنهادها

۵-۱- مقدمه

در این تحقیق به بررسی اثر شکل و نوع تیر پیوند در دیوارهای برشی فولادی کوپله پرداخته شده است و سختی، مقاومت، شکل پذیری و جذب انرژی آن‌ها با یکدیگر مقایسه شده است. در این راستا از نرم افزار اجزای محدود آباکوس استفاده شده است.

در فصل یک به شرح مختصری از موضوع تحقیق و اهمیت آن، نوآوری‌ها و اهداف آن پرداخته شد. در فصل دوم ضمن توضیحاتی اجمالی در خصوص دیوار برشی فولادی، به مروری بر تحقیقات انجام شده در این زمینه پرداخته شد. در فصل سوم ضمن آشنایی با روش تحلیل اجزای محدود در نرم افزار آباکوس، به منظور صحت سنجی کردن، از مدل آزمایشگاهی پارک و چوئی بعمل آمده است. نمونه‌های این تحقیق بر اساس ابعاد هندسی مدل آزمایشگاهی انتخاب و مدلسازی شد. در فصل چهارم به بررسی سختی، مقاومت، شکل پذیری و جذب انرژی سیستم‌های مدل شده با انواع مقاطع تیر پیوند پرداخته و در این فصل نتایج جمع بندی و پیشنهادهایی برای ادامه کار تحقیقاتی شده است.

۵-۲- جمع بندی نتایج

۵-۲-۱- سختی

بر اساس مدلسازی‌های صورت پذیرفته، سختی کلیه سیستم‌ها محاسبه گردید. با توجه به اعداد

حاصل، نتایج زیر تعیین می‌شود:

✓ استفاده از سیستم دیوار برشی فولادی کوپله نسبت به حالت سیستم دیوار برشی فولادی مجزا از سختی بسیار بهتری برخوردار است.

✓ در تیر پیوند ماهیچه‌ای با افزایش نسبت a/L' درصد تغییرات سختی نسبت به مقادیر متفاوت h'/h'' ، رو به کاهش است و ماکزیمم درصد تغییرات برابر ۲۶ درصد و به ازای نسبت $a/L'=0/1$ به دست آمده است.

✓ در تیر پیوند ماهیچه‌ای برای تمام نسبت‌های a/L' ، بهترین نتیجه برای سختی به ازای نسبت $h'/h''=0/67$ به دست می‌آید. ماکزیمم مقدار سختی به ازای نسبت‌های $a/L'=0/5$ و $h'/h''=0/67$ برابر $109/7$ کیلونیوتن بر میلی‌متر است. همچنین بازه تغییرات سختی نسبت به پارامتر a/L' برابر ۳۰ درصد به دست آمده است.

✓ نتایج نشان می‌دهد که به ازای نسبت $b/L'=1$ ، مقدار سختی تیر پیوند I شکل حدود $3/3$ درصد بیشتر از تیر پیوند به صورت ورق است اما با افزایش نسبت b/L' ، سختی سازه در حالت استفاده از تیر پیوند ورق نسبت به I شکل، بیشتر است که بیشترین درصد اختلاف مربوط به نسبت با $b/L'=1/8$ و مقدار $6/8$ درصد است. همچنین در تمامی نسبت‌های b/L' ، سختی سازه در حالت استفاده از تیر پیوند ماهیچه‌ای در مقایسه با I شکل، بیشتر است که بیشترین درصد اختلاف مربوط به نسبت $b/L'=1/4$ و مقدار ۸ درصد است.

✓ در تیر پیوند ورق، با افزایش ابعاد تیر پیوند، سختی افزایش می‌یابد و همچنین ماکزیمم تغییرات سختی نسبت به ضخامت، برابر ۲۲ درصد به دست آمده است.

✓ در تیر پیوند ورق، سختی هر یک از نسبت‌های h/H با افزایش نسبت b/L' روند صعودی به خود می‌گیرد و همچنین به ازای نسبت‌های یکسان b/L' ، کمترین مقدار سختی مربوط به نسبت $h/H=0/15$ و بیشترین مقدار مربوط به نسبت $h/H=0/35$ است.

۵-۲-۲ جذب انرژی

- ✓ استفاده از سیستم دیوار برشی فولادی کوپله نسبت به حالت سیستم دیوار برشی فولادی مجزا از جذب انرژی بسیار بیشتری برخوردار است
- ✓ در تیر پیوند ماهیچه‌ای برای نسبت‌های مختلف a/L' ، ماکزیمم مقدار جذب انرژی برابر ۳۰ درصد مربوط به نسبت $a/L' = 0.4$ است و از آنجایی که این اختلاف تغییرات زیاد است پس می‌توان نتیجه گرفت که جذب انرژی وابستگی زیادی به نسبت h'/h دارد.
- ✓ در تیر پیوند ماهیچه‌ای بهترین عملکرد معیار جذب انرژی برای نسبت $a/L' = 0.5$ است و بهترین نسبت h'/h برای تمام نسبت‌های a/L' برابر 0.62 است و ماکزیمم مقدار جذب انرژی به ازای نسبت‌های $a/L' = 0.5$ و $h'/h = 0.62$ برابر 375 کیلونیوتن متر است. همچنین بازه تغییرات جذب انرژی نسبت به پارامتر a/L' برابر 26 درصد به دست آمده است.
- ✓ در مقایسه جذب انرژی سازه با تیر پیوند ورق، ورق ماهیچه‌ای و I شکل، می‌توان گفت که استفاده از تیر پیوند ورق و ورق ماهیچه‌ای به جای I شکل باعث افزایش معیار جذب انرژی سازه می‌شود و بیشترین درصد اختلاف در حالت استفاده از تیر پیوند ورق و ورق ماهیچه‌ای به ترتیب برابر با $4/5$ و 10 درصد و به ازای نسبت $b/L' = 1$ است. همچنین درصد اختلاف معیار جذب انرژی با افزایش نسبت b/L' کاهش می‌یابد.
- ✓ در تیر پیوند ورق با افزایش ابعاد تیر پیوند، جذب انرژی افزایش می‌یابد و همچنین ماکزیمم تغییرات جذب انرژی نسبت به ضخامت، برابر 23 درصد به دست آمده است.
- ✓ در تیر پیوند ورق، جذب انرژی به ازای نسبت‌های 0.35 ، 0.3 ، 0.25 ، 0.2 با افزایش نسبت b/L' روند صعودی به خود می‌گیرد اما در نسبت $h/H = 0.15$ ، از مقدار $b/L' = 1/8$ به بعد، جذب انرژی روندی نزولی به خود می‌گیرد که علت این امر خرابی تیر پیوند و عدم کارایی سیستم دیوار برشی فولادی به صورت کوپله است.

۵-۲-۳ مقاومت نهایی

- ✓ استفاده از سیستم دیوار برشی فولادی کوپله نسبت به حالت سیستم دیوار برشی فولادی مجزا از مقاومت نهایی بسیار بهتری برخوردار است.
- ✓ در تیر پیوند ماهیچه‌ای برای نسبت‌های مختلف a/L' ، ماکزیمم مقدار مقاومت نهایی برابر ۱۶ درصد مربوط به نسبت $a/L' = 0/3$ است و از آنجایی که این اختلاف تغییرات زیاد نیست پس می‌توان نتیجه گرفت که جذب انرژی وابستگی زیادی به نسبت h'/h'' ندارد.
- ✓ در تیر پیوند ماهیچه‌ای با افزایش نسبت a/L' ، مقاومت نهایی افزایش می‌یابد و بهترین نسبت h'/h'' برای تمام نسبت‌های a/L' برابر ۰/۶۲ است و ماکزیمم مقدار مقاومت نهایی به ازای نسبت‌های $a/L' = 0/5$ و $h'/h'' = 0/62$ برابر ۲۳۲۶ گیگاپاسکال است. همچنین بازه تغییرات مقاومت نهایی نسبت به پارامتر a/L' برابر با ۲۲ درصد است.
- ✓ در مقایسه مقاومت نهایی سازه با تیر پیوند ورق، ورق ماهیچه‌ای و I شکل، می‌توان گفت که استفاده از تیر پیوند ورق و ورق ماهیچه‌ای به جای I شکل باعث افزایش مقاومت نهایی سازه می‌شود و بیشترین درصد اختلاف در حالت استفاده از ورق و ورق ماهیچه‌ای به ترتیب برابر با ۶ و ۱۰/۵ به ازای نسبت $b/L' = 1$ است. همچنین درصد اختلاف معیار مقاومت نهایی با افزایش نسبت b/L' کاهش می‌یابد.
- ✓ در تیر پیوند ورق با افزایش ابعاد تیر پیوند، مقاومت نهایی افزایش می‌یابد و همچنین ماکزیمم درصد تغییرات مقاومت نهایی نسبت به ضخامت، برابر ۲۳ به دست آمده است.
- ✓ در تیر پیوند ورق، مقاومت نهایی هر یک از نسبت‌های h/H با افزایش نسبت b/L' روند صعودی به خود می‌گیرد و همچنین به ازای نسبت‌های یکسان b/L' ، کمترین مقدار مقاومت نهایی مربوط به نسبت $h/H = 0/15$ و بیشترین مقدار مربوط به نسبت $h/H = 0/35$ است.

۵-۲-۴ شکل پذیری

✓ استفاده از سیستم دیوار برشی فولادی کوپله نسبت به حالت سیستم دیوار برشی فولادی مجزا از شکل پذیری بسیار بهتری برخوردار است.

✓ در تیر پیوند ماهیچه‌ای برای نسبت‌های مختلف a/L' ، ماکزیمم مقدار شکل پذیری برابر $17/7$ درصد مربوط به نسبت $a/L' = 0/2$ است و از آنجایی که این اختلاف تغییرات زیاد نیست پس می‌توان نتیجه گرفت که جذب انرژی وابستگی زیادی به نسبت h'/h دارد.

✓ نتیجه می‌شود تیر پیوند ورق دوبرل و ورق دوبرل ماهیچه‌ای تا نسبت b/L' مشخصی تأثیر مثبت داشته و کل سیستم به صورت کوپله و یکپارچه عمل می‌کند اما پس از این نسبت این مقاطع خراب شده و عملکرد خود را از دست داده و سیستم به صورت دو دیوار مجزا عمل می‌کند که این نسبت به ترتیب برای ورق دوبرل و ورق دوبرل ماهیچه‌ای برابر $1/6$ و $1/4$ است.

۵-۳-۳ پیشنهادها

با بررسی‌های انجام شده در این تحقیق موضوعات زیر برای مطالعات آینده پیشنهاد می‌شود:

۱- رفتار لرزه‌ای دیوارهای برشی فولادی کوپله، در صورت استفاده از سخت‌کننده با آرایش‌های

گوناگون در تیر پیوند.

۲- توصیه می‌شود که ضریب رفتار دیوارهای برشی فولادی کوپله با مقاطع پیشنهادی تیر پیوند در

این تحقیق با روش‌های مختلف تعیین و نتایج حاصل از آن باهم مقایسه گردد.

۳- توصیه می‌شود که رفتار لرزه‌ای دیوارهای برشی فولادی کوپله با مقاطع پیشنهادی تیر پیوند در

این تحقیق برای تعداد طبقات و یا دهانه‌های بیشتر بررسی شود.

۴- اثر ضخامت ورق فولادی دیوار برشی برای سیستم دیوار برشی فولادی کوپله بررسی شود.

منبع‌ها

[1] Sabouri, S & Kharrazi, M. (2008). "**Buckling Behaviour Improvement of The Structural Design of Tall and Steel Wall System**". Special Buildings.

[2] Jeffrey Berman, M., & Michel Bruneau, M. (2003). "**Plastic Analysis and Design of Steel Plate Shear Walls**". ASCE.

[3] Berman & Bruneau, (2008). "**Capacity Design of Vertical Boundary Elements in Steel Plate Shear walls**".

[4] Borello, D. J., & Fahnestock, L. A. (2011). "**Design and Testing of Coupled Steel Plate Shear Walls**". In *Structures Congress 2011* (pp. 736-747). ASCE.

[۵] ازهری، میرقادری، (۱۳۹۱)، " طراحی سازه‌های فولادی - مباحث طراحی لرزه‌ای"، کتاب، جلد چهارم، انتشارات ارکان دانش

[۶] متو، ف. (۱۳۹۳)، " سیستم دیوار برشی فولادی همبند تحت بارهای شبه استاتیک زلزله"، پایان نامه ارشد، دانشگاه خواجه نصیرالدین طوسی.

[۷] عرب زاده، (۱۳۹۱)، " بررسی رفتار تیرهای همبند فولادی در سازه‌های با دیوار برشی همبسته تحت بارگذاری چرخه‌ای"، دومین کنفرانس ملی سازه و فولاد.

[8] Driver, R. G., Grondin, G. Y., Behbahanifard, M. R., & Hussain, M. A. (2011). "**Recent developments and future directions in steel plate shear wall research**". NASCC Proceedings.

[۹] محرمی، ح. حبیب نژاد، ا. مزروعی و علیزاده، ۱۳۸۴. "دیوارهای برشی فولادی نیمه نگهداری شده در لبه‌ها". گزارش تحقیقات شماره ۱-۴۶۷۹. مرکز تحقیقات ساختمان تهران.

[۱۰] حبیب نژاد. ۱۳۸۳. "بررسی رفتار دیوارهای برشی فولادی نازک نیمه نگهداری شده در لبه‌ها". پایان نامه ارشد. دانشگاه تربیت مدرس.

[۱۱] مریخی. ۱۳۸۶. "مقاوم‌سازی لرزه‌ای ساختمان‌های فولادی با دیوار برشی فولادی".

پایان نامه ارشد. تربیت مدرس.

[8] Berman, J. W., Lowes, L. N., Okazaki, T., Bruneau, M., Tsai, K. C., Driver, R. G., & Sabelli, R. (2008). "**Research needs and future directions for steel plate shear walls**". In Structures Congress 2008: Crossing Borders (pp. 1-10).

[13] Zhao, Q., & Astaneh-Asl, A. (2004, August). "**Cyclic behavior of an innovative steel shear wall system**". In Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering. Vancouver, Canada

[14] Choi, I. R., & Park, H. G. (2009). "**Steel plate shear walls with various infill plate designs**". Journal of Structural Engineering, 135(7), 785-796.

[15] Li, C. H., Tsai, K. C., Chang, J. T., Lin, C. H., Chen, J. C., Lin, T. H., & Chen, P. C. (2012). "**Cyclic test of a coupled steel plate shear wall substructure**". Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 41(9), 1277-1299.

[۱۶] صبوری قمی، س. مرکباتچی، ص.، ۱۳۹۰. "**بررسی رفتار تیر پیوند در دیوار برشی فولادی همبند**". پایان نامه ارشد. دانشگاه خواجه نصیر

[17] Borello, D. J., & Fahnestock, L. A. (2011). "**Design and Testing of Coupled Steel Plate Shear Walls**". In *Structures Congress 2011* (pp. 736-747).

[18] Harries, K. A., Gong, B., & Shahrooz, B. M. (2000). "**Behavior and design of reinforced concrete, steel, and steel-concrete coupling beams**". *Earthquake Spectra*, 16(4), 775-799.

[19] American Institute of Steel Construction (AISC2005). "**Seismic Provisions for Structural Steel Building**". Chicago (IL, USA)

[20] ATC, 1992. "**Guidelines for Cyclic Seismic Testing of Components of Steel Structures**". Applied Technology Council, Redwood City, California

[21] Euro code 3 (2003). "**design of steel structures**". part 1.5: plated structural elements, European committee for standardization

[۲۲] تفسیر دستورالعمل بهسازی لرزه ای ساختمان های موجود (ویرایش)، نشریه شماره ۳۶۱ معاونت برنامه ریزی و نظارت راهبردی رییس جمهور، ۱۳۸۸

Abstract

Coupled steel shear walls which are developed form of the conventional steel shear walls are one of the best seismic systems with high performance that have been used in recent years for designing of high structures in many earthquake-prone countries like Japan, Canada and America. The system of coupled steel shear walls is consist of two or several seperated steel shear wall that have been connected to each other by strong steel beams at the alignment place of ceilings on each floor and these beams are called link beams. In this research, parametric effectiveness of link beam have been investigated by Abacus software, then the role of link beam in ductility, energy absorbing, ultimate strength and stiffness of link beam and also effectiveness of link beam's shape and geometric properties for improvement of lateral bearing capacity have been investigated. Results show that using tapered link beam show appropriate seismic performance and cause to increasing ductility, energy absorbing, ultimate strength and stiffness of the system and also for a coupled steel shear wall system with constant link beam's cross section, length changes of the side span has significant effect on ductility, strength, stiffness and energy absorbing. Results show that using link beam with I cross section, plate and equivalent tapered plate in comparing to other equivalent cross sections is more ductile and more stiffness and show very high energy absorbing and with increasing of link beam's dimensions, energy absorbing, stiffness, strength and ductility under uniform loading will increase.

Keywords: Coupled steel shear walls, Link beam, Ductility, Tapered beam, Stiffness, Strength, Energy



Shahrood University of Technology
Faculty of Civil Engineering

M.Sc. Thesis in Structural Engineering

**The shape and type of coupling beam on the seismic behavior of
coupled steel shear walls**

by:
Saeid Sahraie

Supervisor:
Dr. Vahid Reza Kalatjari

February 2016