

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



دانشکده مهندسی عمران

مهندسی عمران گرایش سازه

پایان نامه کارشناسی ارشد

بررسی عملکرد سیستم نوین دیوار برشی فولادی موج دار تقویت شده با ورق فولادی

نگارنده:

امید کلانتری

استاد راهنما:

دکتر وحیدرضا کلات جاری

دکتر محمد شامخی امیری

شهریور ۱۳۹۶

شماره: ۲۰۲۹
تاریخ: ۹۲/۶/۲۷

باسمه تعالی



مدیریت تحصیلات تکمیلی

فرم شماره (۳) صورتجلسه نهایی دفاع از پایان نامه دوره کارشناسی ارشد

با نام و یاد خداوند متعال، ارزیابی جلسه دفاع از پایان نامه کارشناسی ارشد خانم / آقای امید کلاتری
با شماره دانشجویی: ۹۳۱۴۴۱۴ رشته: عمران گرایش: سازه
تحت عنوان: بررسی عملکرد سیستم نوین دیوار برشی فولادی موجدار تقویت شده با ورق فولادی
که در تاریخ ۱۳۹۶/۶/۲۱ با حضور هیأت محترم داوران در دانشگاه صنعتی شاهرود برگزار گردید به
شرح ذیل اعلام می گردد:

قبول (با امتیاز ۱۹ درجه ۱۴) مردود

نوع تحقیق: نظری عملی

عضو هیأت داوران	نام و نام خانوادگی	مرتبه علمی	امضاء
۱- استاد راهنمای اول	دکتر وحیدرضا کلاتجاری	دانشیار	
۲- استاد راهنمای دوم	دکتر محمد شامخی امیری	استادیار	
۴- نماینده تحصیلات تکمیلی	دکتر جلیل شفائی	استادیار	
۵- استاد ممتحن اول	دکتر فرنوش باسلیقه	استادیار	
۶- استاد ممتحن دوم	دکتر ابراهیم زمانی بیدختی	استادیار	

نام و نام خانوادگی رئیس دانشکده: دکتر احمد احمدی

تاریخ و امضاء و مهر دانشکده:

تیسره: در صورتی که کسی مردود شود حداکثر یکبار دیگر (در مدت مجاز تحصیل) می تواند از پایان نامه خود دفاع نماید (دفاع مجدد نباید زودتر از ۴ ماه برگزار شود).

تقدیم به

پدر و مادرم

که همیشه مدیون محبت‌ها، راهنمایی‌ها و حمایت‌های بی‌دریغ آن‌ها هستم

تقدیر و تشکر

این جانب لازم می‌دانم که بدین وسیله از زحمات بی‌دریغ و نیز همراهی و راهنمایی‌های مستمر اساتید راهنمای این پایان‌نامه جناب آقای دکتر وحیدرضا کلات‌جاری و جناب آقای دکتر محمد شامخی **امیری** تشکر و قدردانی نمایم و برای هردوی ایشان آرزوی توفیق الهی داشته باشم.

همچنین از اعضای هیئت‌داوران جناب آقای دکتر فرنوش باسلیقه و جناب آقای دکتر ابراهیم زمانی **بیدختی** که قبول زحمت فرمودند و در جلسه دفاع حضور یافته و این جانب را از نظرات ارزشمند خود بی‌دریغ نگذاشتند، کمال تشکر را دارم.

تعهد نامه

اینجانب امید کلانتری دانشجوی دوره کارشناسی ارشد رشته عمران-سازه دانشکده عمران دانشگاه شاهرود نویسنده

پایان نامه بررسی سیستم نوین دیوار برشی فولادی موج دار تقویت شده با ورق صاف تحت راهنمایی جناب آقای

دکتر وحیدرضا کلات جاری و جناب آقای دکتر محمد شامخی امیری متعهد می شوم:

- تحقیقات در این پایان نامه توسط اینجانب 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 شاهرود می باشد و مقالات مستخرج با نام « دانشگاه شاهرود » و یا « Shahrood University » به چاپ خواهد رسید.
- حقوق معنوی تمام افرادی که در به دست آمدن نتایج اصلی پایان نامه تأثیرگذار بوده اند در مقالات مستخرج از پایان نامه رعایت می گردد.
- 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 شاهرود می باشد. این مطلب باید به نحو مقتضی در تولیدات علمی مربوطه ذکر شود.

چکیده

ویژگی‌های دیوار برشی فولادی از قبیل ظرفیت باربری و سختی بالا در کنار شکل‌پذیری و جذب انرژی بهتر در مقایسه با دیگر سیستم‌های لرزه‌ای باعث شده است که دیوار برشی فولادی، یک سیستم مؤثر لرزه‌ای شناخته شود. بعلاوه استفاده از آن باعث کاهش هزینه‌ها و کوتاه شدن زمان ساخت نیز می‌شود. به‌طور کلی تاکنون دیوارهای برشی فولادی به دو صورت سخت‌نشده (صاف) و سخت‌شده به کار رفته‌اند. استفاده از سخت‌کننده‌های متعدد باعث بهبود سختی سازه‌ای و جذب انرژی شده و در مقابل ساخت آن نیازمند صرف وقت و هزینه زیادی است. با توجه به شکل خاص ورق‌های موج‌دار و سختی خارج از صفحه بالای آن‌ها، استفاده از این ورق‌ها باعث می‌شود که این سیستم یک دیوار برشی فولادی صاف و سخت‌شده بشمار آید که معایب دیوارهای برشی فولادی سخت‌شده را تا حدودی برطرف می‌کند. با وجود اینکه دیوارهای برشی موج‌دار توانسته‌اند میزان سختی سازه‌ای را به‌طور چشمگیری افزایش دهند اما از نظر پایداری در رفتار لرزه‌ای، مقاومت نهایی و جذب انرژی عملکرد ضعیف‌تری را نسبت به دیوار برشی فولادی سخت‌نشده از خود نشان داده‌اند. در این پژوهش و در راستای بهبود عملکرد این سیستم، نوعی دیوار برشی فولادی تقویتی توسط نگارنده پیشنهاد شده است.

در این پایان‌نامه رفتار و عملکرد دیوارهای برشی فولادی در حالت‌های سخت‌نشده، موج‌دار افقی، موج‌دار عمودی، تقویتی با ورق موج‌دار افقی و تقویتی با ورق موج‌دار عمودی به‌صورت دقیق بررسی شده است. نمونه‌ها برای قاب سه طبقه و یک دهانه و در مقیاس واقعی مدل‌سازی شده و تحت بارگذاری ثقلی و لرزه‌ای قرار گرفته‌اند. نمونه‌ها برای نسبت طول دهانه به ارتفاع طبقه در سه حالت $\frac{L}{h} = 0.5$ ، $\frac{L}{h} = 1$ و $\frac{L}{h} = 1.5$ و هر کدام برای سه ضخامت $\frac{1}{5}$ ، 3 و $\frac{4}{5}$ میلی‌متر ارزیابی شده‌اند. با توجه به اهمیت سیستم دیوار برشی فولادی به‌عنوان یک سیستم شکل‌پذیر و لزوم تأمین شرایط برای ایجاد زوال‌های شکل‌پذیر و جلوگیری از شکست‌های ترد سازه، تمامی اجزاء و قسمت‌های مختلف دیوار برشی

فولادی برای هر کدام از حالت‌های فوق (در مجموع ۹ حالت) به صورت جداگانه و به طور کامل بر اساس آئین‌نامه‌های معتبر بین‌المللی طراحی و سپس کنترل شده است.

یافته‌های این مطالعه نشان می‌دهد که دیوار برشی تقویتی در طول بارگذاری رفتار پایدار و مناسبی از خود نشان داده و توانسته است ضعف‌های مربوط به عملکرد لرزه‌ای دیوارهای سخت‌نشده و موج‌دار را به خوبی بهبود بخشد. همچنین نتایج نشان داد که در دیوارهای برشی فولادی موج‌دار و تقویتی برای نسبت‌های $\frac{L}{h}$ کوچک‌تر از ۱ استفاده از ورق‌های موج‌دار افقی مناسب‌تر و برای نسبت‌های $\frac{L}{h}$ بزرگ‌تر از ۱ استفاده از ورق موج‌دار قائم نتایج بهتری را به دنبال خواهد داشت.

واژگان کلیدی: دیوار برشی فولادی نوین تقویتی، دیوار برشی فولادی سخت‌نشده، دیوار برشی

فولادی موج‌دار، ارزیابی لرزه‌ای، تحلیل‌های پوش‌اور

فهرست مطالب

فصل ۱ کلیات..... ۱

۱-۱- مقدمه ۲

۱-۲- نوآوری و اهداف تحقیق ۳

۱-۳- روش تحقیق ۳

۱-۴- ساختار پایان نامه ۴

فصل ۲ مقدمه..... ۵

۲-۱- مقدمه ۶

۲-۲- معرفی دیوار برشی فولادی ۶

۲-۲-۱- مزایا و معایب استفاده از دیوارهای برشی فولادی ۱۰

۲-۲-۲- پارامترهای مهم در رفتار لرزه‌ای دیوار برشی فولادی ۱۱

۲-۳-۱- دیوار برشی فولادی موج‌دار ۱۶

۲-۳-۲- مقدمه ۱۶

۲-۳-۲- موارد استفاده از ورق‌های موج‌دار ۱۷

۲-۳-۳- تیورق با جان موج‌دار ۱۷

۲-۴- آزمایش‌های انجام گرفته بر روی دیوارهای برشی فولادی ۲۰

۲-۵- معرفی حالت‌ها کمانش ورق فولادی صاف و موج‌دار ۲۳

۲-۵-۱ مقاومت برشی پس کمانشی ورق ۲۳

۲-۵-۲ رفتار و مقاومت کمانشی جان موج دار فولادی ۲۳

فصل ۳ مدل سازی در نرم افزار ABAQUS و صحت سنجی ۲۷

۳-۱-۱ مقدمه ۲۸

۳-۲-۲ معرفی نرم افزار ABAQUS ۲۹

۳-۲-۱ تاریخچه ی نرم افزار ABAQUS ۲۹

۳-۲-۲ قابلیت های نرم افزار ABAQUS ۳۰

۳-۲-۳ تحلیل های غیر خطی ۳۰

۳-۳-۱ رفتار غیر خطی هندسی ۳۱

۳-۳-۲ رفتار غیر خطی مادی ۳۱

۳-۳-۳ مصالح استفاده شده برای شبیه سازی فولاد ۳۱

۳-۳-۴-المان SR4 ۳۲

۳-۴-۲ جایگاه و اهمیت اعتبار سنجی نمونه ها ۳۳

۳-۴-۱ مدل سازی و کالیبراسیون دیوار برشی فولادی ۳۳

۳-۴-۲ مدل سازی آزمایشگاهی فرشته امامی و همکاران ۳۴

۳-۴-۳ اعمال نقص اولیه ساخت ۳۸

۳-۴-۴ مقایسه نتایج تحلیل اجزای محدود با نتایج آزمایشگاهی ۳۹

۴۰ ۳-۵- مدل سازی دیوار برشی فولادی

فصل ۴ نتایج و بحث ۴۷

۴۸ ۴-۱- مقدمه

۴۸ ۴-۲- نام گذاری مدل ها

۵۰ ۴-۳- بررسی عملکرد دیوارهای برشی فولادی سخت نشده، موج دار و تقویتی پیشنهادی

۵۰ ۴-۴- تعیین پارامترهای لرزه‌ای به روش دوخطی کردن منحنی ظرفیت

۵۳ ۴-۴-۱ دیوارهای برشی با نسبت $lh = 0.5$

۵۹ ۴-۴-۲ دیوارهای برشی با نسبت $lh = 1$

۶۵ ۴-۴-۳ دیوارهای برشی با نسبت $lh = 1.5$

۷۲ ۴-۵- ارزیابی تأثیر ضخامت ورق‌های موج دار و صاف در عملکرد دیوارهای تقویتی

۷۲ پیشنهادی

۷۷ ۴-۶- ارزیابی تأثیر اتصال ورق‌های جان بر عملکرد دیوارهای تقویتی پیشنهادی

فصل ۵ جمع بندی و ارائه پیشنهادات جهت مطالعات آتی ۸۵

۸۶ ۵-۱- مقدمه:

۸۶ ۵-۲- جمع بندی نتایج

۸۶ ۵-۲-۱- نتایج کلی

۸۷ ۵-۲-۲- دیوارهای برشی فولادی با نسبت مختلف L/h

۵-۲-۳- تأثیر ضخامت ورقهای جان در عملکرد نمونههای تقویتی ۸۷

۵-۲-۴- تأثیر اتصال ورقهای جان در عملکرد نمونههای تقویتی ۸۸

۵-۳- ارائه پیشنهادات برای مطالعات آتی ۸۸

پیوست الف - ضوابط و روابط طراحی دیوارهای برشی فولادی ۸۹

الف-۱- مقدمه ۹۰

الف-۲- ضوابط آئین نامه AISC-341 در طراحی دیوار برشی فولادی ۹۱

الف-۲-۱- روابط طراحی: ۹۳

مراجع ۱۲۴

فهرست شکل‌ها

- شکل ۱-۲- مقایسه دیوار برشی فولادی و تیر ورق ۸
- شکل ۲-۲- نمودار بار تغییر مکان ۱۲
- شکل ۳-۲- موارد استفاده از ورق‌های موج‌دار ۱۸
- شکل ۴-۲- شکل موده‌های کمانش الف) کمانش موضعی ب) کمانش کلی ۲۴
- شکل ۵-۲- جزئیات ورق جان در دیوار برشی فولادی تقویتی متصل ۲۵
- شکل ۱-۳- رفتار دیوار برشی ایده‌آل ۹۱
- شکل ۲-۳- تنش‌های کشش قطری و زاویه شیب α ۹۶
- شکل ۳-۳- نمودار آزاد دیوار برشی فولادی تحت بار جانبی ۹۸
- شکل ۴-۳- مدل تحلیلی برای محاسبه نیروی برشی و لنگر خمشی طراحی ستون ۱۰۱
- شکل ۱-۴- المان SR4 ۳۳
- شکل ۲-۴- منحنی تنش و کرنش فولاد ۳۴
- شکل ۳-۴- جزئیات اجرایی نمونه امامی الف) نمونه سخت‌نشده ب) نمونه موج‌دار عمودی ۳۵
- شکل ۴-۴- پروفیل موج ۳۶
- شکل ۵-۴- نمونه‌های آزمایشگاهی قبل از آزمایش و بعد از آزمایش ۳۶
- شکل ۶-۴- پروتکل بارگذاری ۳۷
- شکل ۷-۴- شبکه‌بندی نمونه سخت‌نشده ۳۷
- شکل ۸-۴- شبکه‌بندی نمونه موج‌دار ۳۸
- شکل ۹-۴- مقایسه نتایج آزمایشگاهی و اجزای محدودی مدل سخت‌نشده ۳۹
- شکل ۱۰-۴- مقایسه نتایج آزمایشگاهی و اجزای محدود مدل موج‌دار ۴۰
- شکل ۱۱-۴- منحنی آنالیز حساسیت ۴۴

- شکل ۴-۱۲- نمونه‌ای از دیوار برشی فولادی مدل‌سازی شده ۴۵
- شکل ۵-۱- نمودار دو خطی منحنی ظرفیت ۵۱
- شکل ۵-۲- منحنی نیرو-تغییر مکان مدل F-3-0.5 ۵۲
- شکل ۵-۳- منحنی نیرو-تغییر مکان مدل T-H-4.5-0.5 ۵۲
- شکل ۵-۴- منحنی نیرو-تغییر مکان مدل R-H-A-3-1 ۵۲
- شکل ۵-۵- منحنی نیرو-تغییر مکان مدل R-V-B-4.5-1 ۵۲
- شکل ۵-۶- منحنی نیرو-تغییر مکان مدل F-1.5-1.5 ۵۲
- شکل ۵-۷- منحنی نیرو-تغییر مکان مدل T-V-4.5-1.5 ۵۲
- شکل ۵-۸- منحنی نیرو-دوران مدل P-1.5-0.5 ۵۴
- شکل ۵-۹- منحنی نیرو-دوران مدل F-1.5-0.5 ۵۴
- شکل ۵-۱۰- منحنی نیرو-دوران مدل T-H-1.5-0.5 ۵۴
- شکل ۵-۱۱- منحنی نیرو-دوران مدل T-V-1.5-0.5 ۵۴
- شکل ۵-۱۲- منحنی نیرو-دوران مدل R-H-A-1.5-0.5 ۵۴
- شکل ۵-۱۳- منحنی نیرو-دوران مدل R-V-A-1.5-0.5 ۵۴
- شکل ۵-۱۴- منحنی نیرو-دوران مدل P-3-0.5 ۵۵
- شکل ۵-۱۵- منحنی نیرو-دوران مدل F-3-0.5 ۵۵
- شکل ۵-۱۶- منحنی نیرو-دوران مدل T-H-3-0.5 ۵۵
- شکل ۵-۱۷- منحنی نیرو-دوران مدل T-V-3-0.5 ۵۵
- شکل ۵-۱۸- منحنی نیرو-دوران مدل R-H-A-3-0.5 ۵۵

- شکل ۵-۱۹-منحنی نیرو-دوران مدل R-V-A-3-0.5 ۵۵
- شکل ۵-۲۰-منحنی نیرو-دوران مدل P-4.5-0.5 ۵۶
- شکل ۵-۲۱-منحنی نیرو-دوران مدل F-4.5-0.5 ۵۶
- شکل ۵-۲۲-منحنی نیرو-دوران مدل T-H-4.5-0.5 ۵۶
- شکل ۵-۲۳-منحنی نیرو-دوران مدل T-V-4.5-0.5 ۵۶
- شکل ۵-۲۴-منحنی نیرو-دوران مدل R-H-A-4.5-0.5 ۵۶
- شکل ۵-۲۵-منحنی نیرو-دوران مدل R-V-A-4.5-0.5 ۵۶
- شکل ۵-۲۶-نمودار سختی مدل‌های با ضخامت 1.5 mm ($l/h = 0.5$) ۵۸
- شکل ۵-۲۷-نمودار سختی مدل‌های با ضخامت 3 mm ($l/h = 0.5$) ۵۸
- شکل ۵-۲۸-نمودار مقاومت اولیه و نهایی مدل‌های با ضخامت 1.5 mm ($l/h = 0.5$) ۵۸
- شکل ۵-۲۹-نمودار مقاومت اولیه و نهایی مدل‌های با ضخامت 3 mm ($l/h = 0.5$) ۵۸
- شکل ۵-۳۰-نمودار جذب انرژی مدل‌های با ضخامت 1.5mm ($l/h = 0.5$) ۵۸
- شکل ۵-۳۱-نمودار جذب انرژی مدل‌های با ضخامت 3 mm ($l/h = 0.5$) ۵۸
- شکل ۵-۳۲-نمودار سختی مدل‌های با ضخامت 4.5 mm ($l/h = 0.5$) ۵۹
- شکل ۵-۳۳-نمودار مقاومت اولیه و نهایی مدل‌های با ضخامت 4.5 mm ($l/h = 0.5$) ۵۹
- شکل ۵-۳۴-نمودار جذب انرژی مدل‌های با ضخامت 4.5 mm ($l/h = 0.5$) ۵۹
- شکل ۵-۳۵-منحنی نیرو-دوران مدل P-1.5-1 ۶۰
- شکل ۵-۳۶-منحنی نیرو-دوران مدل F-1.5-1 ۶۰
- شکل ۵-۳۷-منحنی نیرو-دوران مدل T-H-1.5-1 ۶۰
- شکل ۵-۳۸-منحنی نیرو-دوران مدل T-V-1.5-1 ۶۰
- شکل ۵-۳۹-منحنی نیرو-دوران مدل R-H-A-1.5-1 ۶۰

- شکل ۴۰-۵-منحنی نیرو-دوران مدل R-V-A-1.5-1 ۶۰
- شکل ۴۱-۵-منحنی نیرو-دوران مدل P-3-1 ۶۱
- شکل ۴۲-۵-منحنی نیرو-دوران مدل F-3-1 ۶۱
- شکل ۴۳-۵-منحنی نیرو-دوران مدل T-H-3-1 ۶۱
- شکل ۴۴-۵-منحنی نیرو-دوران مدل T-V-3-1 ۶۱
- شکل ۴۵-۵-منحنی نیرو-دوران مدل R-H-A-3-1 ۶۱
- شکل ۴۶-۵-منحنی نیرو-دوران مدل R-V-A-3-1 ۶۱
- شکل ۴۷-۵-منحنی نیرو-دوران مدل P-4.5-1 ۶۲
- شکل ۴۸-۵-منحنی نیرو-دوران مدل F-4.5-1 ۶۲
- شکل ۴۹-۵-منحنی نیرو-دوران مدل T-H-4.5-1 ۶۲
- شکل ۵۰-۵-منحنی نیرو-دوران مدل T-V-4.5-1 ۶۲
- شکل ۵۱-۵-منحنی نیرو-دوران مدل R-H-A-4.5-1 ۶۲
- شکل ۵۲-۵-منحنی نیرو-دوران مدل R-V-A-4.5-1 ۶۲
- شکل ۵۳-۵-نمودار سختی مدل‌های با ضخامت 1.5 mm ($l/h = 1$) ۶۴
- شکل ۵۴-۵-نمودار سختی مدل‌های با ضخامت 3 mm ($l/h = 1$) ۶۴
- شکل ۵۵-۵-نمودار مقاومت اولیه و نهایی مدل‌های با ضخامت 1.5 mm ($l/h = 1$) ۶۴
- شکل ۵۶-۵-نمودار مقاومت اولیه و نهایی مدل‌های با ضخامت 3 mm ($l/h = 1$) ۶۴
- شکل ۵۷-۵-نمودار جذب انرژی مدل‌های با ضخامت 1.5 mm ($l/h = 1$) ۶۴
- شکل ۵۸-۵-نمودار جذب انرژی مدل‌های با ضخامت 3 mm ($l/h = 1$) ۶۴
- شکل ۵۹-۵-نمودار سختی مدل‌های با ضخامت 4.5 mm ($l/h = 1$) ۶۵

- شکل ۵-۶۰- نمودار مقاومت اولیه و نهایی مدل‌های با ضخامت 4.5 mm ($l/h = 1$) ۶۵
- شکل ۵-۶۱- نمودار جذب انرژی مدل‌های با ضخامت 4.5 mm ($l/h = 1$) ۶۵
- شکل ۵-۶۲- منحنی نیرو-دوران مدل P-1.5-1.5 ۶۶
- شکل ۵-۶۳- منحنی نیرو-دوران مدل F-1.5-1.5 ۶۶
- شکل ۵-۶۴- منحنی نیرو-دوران مدل T-H-1.5-1.5 ۶۶
- شکل ۵-۶۵- منحنی نیرو-دوران مدل T-V-1.5-1.5 ۶۶
- شکل ۵-۶۶- منحنی نیرو-دوران مدل R-H-A-1.5-1.5 ۶۶
- شکل ۵-۶۷- منحنی نیرو-دوران مدل R-V-A-1.5-1.5 ۶۶
- شکل ۵-۶۸- منحنی نیرو-دوران مدل P-3-1.5 ۶۷
- شکل ۵-۶۹- منحنی نیرو-دوران مدل F-3-1.5 ۶۷
- شکل ۵-۷۰- منحنی نیرو-دوران مدل T-H-3-1.5 ۶۷
- شکل ۵-۷۱- منحنی نیرو-دوران مدل T-V-3-1.5 ۶۷
- شکل ۵-۷۲- منحنی نیرو-دوران مدل R-H-A-3-1.5 ۶۷
- شکل ۵-۷۳- منحنی نیرو-دوران مدل R-V-A-3-1.5 ۶۷
- شکل ۵-۷۴- منحنی نیرو-دوران مدل P-4.5-1.5 ۶۸
- شکل ۵-۷۵- منحنی نیرو-دوران مدل F-4.5-1.5 ۶۸
- شکل ۵-۷۶- منحنی نیرو-دوران مدل T-H-4.5-1.5 ۶۸
- شکل ۵-۷۷- منحنی نیرو-دوران مدل T-V-4.5-1.5 ۶۸
- شکل ۵-۷۸- منحنی نیرو-دوران مدل R-H-A-4.5-1.5 ۶۸
- شکل ۵-۷۹- منحنی نیرو-دوران مدل R-V-A-4.5-1.5 ۶۸

- شکل ۵-۸۰- نمودار سختی مدل‌های با ضخامت 1.5 mm ($l/h = 1.5$) ۷۰
- شکل ۵-۸۱- نمودار سختی مدل‌های با ضخامت 3 mm ($l/h = 1.5$) ۷۰
- شکل ۵-۸۲- نمودار مقاومت اولیه و نهایی مدل‌های با ضخامت 1.5 mm ($l/h = 1.5$) ۷۰
- شکل ۵-۸۳- نمودار مقاومت اولیه و نهایی مدل‌های با ضخامت 3 mm ($l/h = 1.5$) ۷۰
- شکل ۵-۸۴- نمودار جذب انرژی مدل‌های با ضخامت 1.5mm ($l/h = 1.5$) ۷۰
- شکل ۵-۸۵- نمودار جذب انرژی مدل‌های با ضخامت 3 mm ($l/h = 1.5$) ۷۰
- شکل ۵-۸۶- نمودار سختی مدل‌های با ضخامت 4.5 mm ($l/h = 1.5$) ۷۱
- شکل ۵-۸۷- نمودار مقاومت اولیه و نهایی مدل‌های با ضخامت 4.5 mm ($l/h = 1.5$) ۷۱
- شکل ۵-۸۸- نمودار جذب انرژی مدل‌های با ضخامت 4.5mm ($l/h = 1.5$) ۷۱
- شکل ۵-۸۹- جزئیات ورق جان در دیوار برشی فولادی تقویتی بدون اتصال ورق‌های جان ۷۷
- شکل ۵-۹۰- مقایسه منحنی نیرو-دوران نمونه تقویتی در حالت متصل و بدون اتصال ورق‌های جان
..... ($t=1.5\text{mm}$, $l/h = 0.5$) ۷۹
- شکل ۵-۹۱- مقایسه منحنی نیرو-دوران نمونه تقویتی در حالت متصل و بدون اتصال ورق‌های جان
..... ($t=3\text{mm}$, $l/h = 0.5$) ۷۹
- شکل ۵-۹۲- مقایسه منحنی نیرو-دوران نمونه تقویتی در حالت متصل و بدون اتصال ورق‌های جان
..... ($t=4.5\text{mm}$, $l/h = 0.5$) ۸۰
- شکل ۵-۹۳- مقایسه منحنی نیرو-دوران نمونه تقویتی در حالت متصل و بدون اتصال ورق‌های جان
..... ($t=1.5\text{mm}$, $l/h = 1$) ۸۱
- شکل ۵-۹۴- مقایسه منحنی نیرو-دوران نمونه تقویتی در حالت متصل و بدون اتصال ورق‌های جان
..... ($t=3\text{mm}$, $l/h = 1$) ۸۱
- شکل ۵-۹۵- مقایسه منحنی نیرو-دوران نمونه تقویتی در حالت متصل و بدون اتصال ورق‌های جان

۸۲ (t=4.5mm, l/h = 1)

شکل ۹۶-۵- مقایسه منحنی نیرو-دوران نمونه تقویتی در حالت متصل و بدون اتصال ورق‌های جان

۸۳ (t=1.5mm, l/h = 1.5)

شکل ۹۷-۵- مقایسه منحنی نیرو-دوران نمونه تقویتی در حالت متصل و بدون اتصال ورق‌های جان

۸۳ (t=3mm, l/h = 1.5)

شکل ۹۸-۵- مقایسه منحنی نیرو-دوران نمونه تقویتی در حالت متصل و بدون اتصال ورق‌های جان

۸۴ (t=4.5mm, l/h = 1.5)

فهرست جدول‌ها

- جدول ۱-۲- دسته بندی زوال‌های یک قاب دارای دیوار برشی فولادی ۱۴
- جدول ۲-۲- ترتیب یا اهمیت زوال‌ها ۱۵
- جدول ۱-۳- طراحی کامل دیوار برشی فولادی ($L=3500\text{mm}$, $t=3\text{mm}$) ۱۱۴
- جدول ۱-۴- مشخصات مکانیکی مصالح ۳۴
- جدول ۲-۴- مشخصات مدل‌های ابعاد و ضخامت مدل‌های ساخته شده ۴۲
- جدول ۱-۵- ضخامت ورق‌های موج‌دار و صاف در حالت‌های مختلف ۷۳
- جدول ۲-۵- نتایج مدل‌های تقویتی ($t=1.5$, $l/h = 0.5$) ۷۴
- جدول ۳-۵- نتایج مدل‌های تقویتی ($t=3\text{mm}$, $l/h = 0.5$) ۷۴
- جدول ۴-۵- نتایج مدل‌های تقویتی ($t=4.5\text{mm}$, $l/h = 0.5$) ۷۴
- جدول ۵-۵- نتایج مدل‌های تقویتی ($t= 1.5\text{mm}$, $l/h = 1$) ۷۴
- جدول ۶-۵- نتایج مدل‌های تقویتی ($t=3\text{mm}$, $l/h = 1$) ۷۵
- جدول ۷-۵- نتایج مدل‌های تقویتی ($t=4.5\text{mm}$, $l/h = 1$) ۷۵
- جدول ۸-۵- نتایج مدل‌های تقویتی ($t=1.5\text{mm}$, $l/h = 1.5$) ۷۵
- جدول ۹-۵- نتایج مدل‌های تقویتی ($t=3\text{mm}$, $l/h = 1.5$) ۷۶
- جدول ۱۰-۵- نتایج مدل‌های تقویتی ($t=4.5\text{mm}$, $l/h = 1.5$) ۷۶
- جدول ۱۱-۵- مقایسه نتایج نمونه‌های تقویتی متصل و بدون اتصال ورق‌های جان ($l/h = 0.5$) ۸۰
- جدول ۱۲-۵- مقایسه نتایج نمونه‌های تقویتی متصل و بدون اتصال ورق‌های جان ($l/h = 1$) ۸۲
- جدول ۱۳-۵- مقایسه نتایج نمونه‌های تقویتی متصل و بدون اتصال ورق‌های جان ($l/h = 1.5$) ۸۴

فصل ۱ کلیات

در دهه‌های اخیر استفاده از دیوار برشی فولادی به‌عنوان یک سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی مورد توجه پژوهشگران در نقاط مختلف جهان قرار گرفته است. این سیستم لرزه‌ای نوین که در جهان به‌سرعت روبه گسترش است، برای ساختمان‌های تازه ساخت و همچنین مقاوم‌سازی ساختمان‌های موجود بخصوص در کشورهای لرزه‌خیزی همچون آمریکا و ژاپن مورد استفاده قرار گرفته است.

ارزیابی رفتار و عملکرد دیوار برشی فولادی در مقایسه با سایر سیستم‌های لرزه‌ای بیان‌گر رفتار مناسب آن است. دیوار برشی فولادی مزایای قابل توجهی از جمله مقاومت بسیار بالا، سختی مناسب، رفتار هیستریزیس پایدار و همچنین شکل‌پذیری و جذب انرژی بیشتر را دارا می‌باشد. از طرفی وزن کم و سبکی دیوار برشی فولادی، اقتصادی شدن سیستم باربر جانبی و فونداسیون را به دنبال خواهد داشت. ورق‌های موج‌دار به علت شکل هندسی خود، از سختی هندسی برون صفحه‌ای قابل توجهی نسبت به ورق‌های صاف برخوردار هستند. همچنین به علت وجود خم‌های متعدد در ورق و تبدیل نیروی درون صفحه‌ای به نیروهای برون صفحه‌ای و برعکس، ورق‌های صاف تشکیل دهنده ورق موج‌دار، یکدیگر را مقید نموده و در واقع به‌نوعی نقش سخت‌کننده را ایفا می‌کند بنابراین دیوار برشی فولادی موج‌دار را از نظر عملکرد سازه‌ای، می‌توان جزو دیوارهای برشی سخت شده محسوب نمود. دیوارهای برشی فولادی موج‌دار، می‌توانند مزایای هر دو نوع دیوار برشی سخت شده و سخت نشده را دارا باشند. به این معنی که به دلیل وجود سختی هندسی ذاتی ورق موج‌دار، مشکلات مربوط به کماتش برون صفحه‌ای و یا سختی عملیات نصب و حمل برطرف می‌گردد و این در حالی است که به علت عدم احتیاج به سخت‌کننده‌ها و کاهش زمان ساخت و عملیات مرتبط، هزینه‌ها نیز کاهش می‌یابد.

بنابراین با توجه به اینکه دیوارهای برشی فولادی موج‌دار یک سیستم نوین باربر جانبی است و همچنین دارای ویژگی‌ها و مزایای قابل توجهی می‌باشد، لزوم مطالعه و تحقیق پیرامون این موضوع لازم است. از طرفی تاکنون در تمامی تحقیقات دیوارهای برشی فولادی موج‌دار در یک طبقه مدل‌سازی و

تحلیل شده‌اند و اکثر موارد تأثیر و اعمال بارهای ثقلی نادیده گرفته شده است.

۱-۲- نوآوری و اهداف تحقیق

در این پژوهش رفتار و عملکرد دیوارهای برشی فولادی موج‌دار با در نظرگیری تأثیر تعداد طبقات همراه با اعمال بارهای ثقلی مورد بررسی قرار خواهد گرفت و با دیوار برشی فولادی صاف مقایسه شده است. در ادامه تحقیق به منظور بهبود عملکرد دیوارهای برشی فولادی موج‌دار که قبل از کمانش کلی دچار کمانش موضعی می‌شوند، سیستم دیوار برشی نوینی پیشنهاد شده است.

این نوع دیوار برشی فولادی متشکل از یک ورق فولادی موج‌دار دوزنقه‌ای در مرکز و دو ورق فولادی صاف در دو سمت ورق موج‌دار که به وسیله اتصالات به یکدیگر متصل شده‌اند. این سیستم دیوار برشی نوین نیز به طور دقیق مورد تجزیه و تحلیل قرار گرفته و رفتار و عملکرد این سیستم بررسی شده است. در ادامه با مقایسه این سیستم دیوار برشی فولادی با دیوارهای برشی فولادی صاف و موج‌دار با شرایط یکسان می‌توان تغییرات مقاومت الاستیک و غیر الاستیک، سختی دیوار، شکل‌پذیری و جذب انرژی را بررسی و مزیت و معایب سیستم دیوار برشی فولادی نوین را ارزیابی نمود.

۱-۳- روش تحقیق

- مروری بر پژوهش‌های انجام‌شده در زمینه دیوار برشی فولادی صاف و موج‌دار
- مدل‌سازی نمونه آزمایشگاهی در نرم‌افزار اجزای محدود آباکوس و مقایسه نتایج حاصل از بارگذاری چرخه‌ای با نتایج آزمایشگاهی
- مدل‌سازی کامپیوتری نمونه‌هایی مختلف از سیستم‌های دیوار برشی فولادی سخت‌نشده، موج‌دار افقی، موج‌دار عمودی و تقویتی در ضخامت و ابعاد مختلف
- بررسی سختی، مقاومت، شکل‌پذیری و جذب انرژی مدل‌های ساخته شده و مقایسه

آن‌ها

۱-۴- ساختار پایان‌نامه

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

در فصل دوم ضمن معرفی سیستم دیوار برشی فولادی سخت‌نشده و موج‌دار، توضیحاتی اجمالی در خصوص عوامل و پارامترهای تأثیرگذار در عملکرد آن‌ها بیان و در نهایت به مروری بر پژوهش‌های انجام‌شده در زمینه دیوارهای برشی فولادی پرداخته شده است.

در فصل سوم ضمن توضیح عملکرد لرزه‌ای دیوارهای برشی فولادی اصول، روابط و ضوابط طراحی دیوارهای برشی فولادی به‌طور کامل شرح و برای نمونه‌های مختلف طراحی انجام شده است.

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

در فصل پنجم سیستم‌های دیوار برشی فولادی سخت‌نشده، موج‌دار افقی، موج‌دار عمودی و تقویتی در ابعاد و ضخامت‌های متفاوت مدل‌سازی و سپس تجزیه و تحلیل شده و ضمن بررسی عملکرد این نمونه‌ها به مقایسه پارامترهای لرزه‌ای پرداخته شده است.

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

فصل ۲ مقدمه

۲-۱- مقدمه

در این بخش دیوار برشی فولادی به طور کامل معرفی شده و پارامترهای لرزه‌ای مهم در رفتار این سیستم مانند سختی، مقاومت و شکل‌پذیری شرح داده می‌شود. در ادامه فصل، سیستم دیوار برشی فولادی موج‌دار معرفی شده و رفتار و عملکرد این سیستم نیز بیان شده است. در قسمت بعد، آزمایش‌ها و پژوهش‌های پیشین از نظر می‌گذرد و در نهایت با سیستم دیوار برشی فولادی تقویتی آشنا خواهیم شد.

۲-۲- معرفی دیوار برشی فولادی

در دهه‌های اخیر استفاده از دیوار برشی فولادی به عنوان یک سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی مورد توجه پژوهشگران در نقاط مختلف جهان قرار گرفته است. این سیستم لرزه‌ای نوین که در جهان به سرعت روبه گسترش است، برای ساختمان‌های تازه ساخت و همچنین مقاوم‌سازی ساختمان‌های موجود بخصوص در کشورهای لرزه‌خیزی همچون آمریکا و ژاپن مورد استفاده قرار گرفته است [1].

سیستم دیوار برشی فولادی از نظر اجرائی، سیستم بسیار ساده بوده و هیچ‌گونه پیچیدگی خاصی در آن وجود ندارد. لذا مهندسان، تکنسین‌ها و کارگران فنی با دانش فنی موجود و بدون نیاز به کسب مهارت جدید می‌توانند آن را اجرا نمایند. دقت انجام کار در حد متعارف اجرای سازه‌های فولادی بوده و با رعایت آن، ضریب اطمینان آن به مراتب بالاتر از انواع سیستم‌های دیگر می‌باشد. با توجه به سادگی سیستم دیوار برشی فولادی می‌تواند ساخت آن در کارخانه انجام شده و در محل کارگاه نصب و مونتاژ صورت پذیرد. بنابراین سرعت اجرای این سیستم بسیار بالا بوده و از هزینه‌های اجرائی تا حد بالایی کاسته می‌شود [2].

ارزیابی رفتار و عملکرد دیوار برشی فولادی در مقایسه با سایر سیستم‌های لرزه‌ای بیان‌گر رفتار مناسب آن است. دیوار برشی فولادی مزایای قابل توجهی از جمله مقاومت بسیار بالا سختی مناسب،

رفتار هیستریزیس پایدار و همچنین شکل پذیری و جذب انرژی بیشتر را دارد. از طرفی وزن کم و سبکی دیوار برشی فولادی اقتصادی شدن سیستم باربر جانبی و فونداسیون را به دنبال خواهد داشت [2].

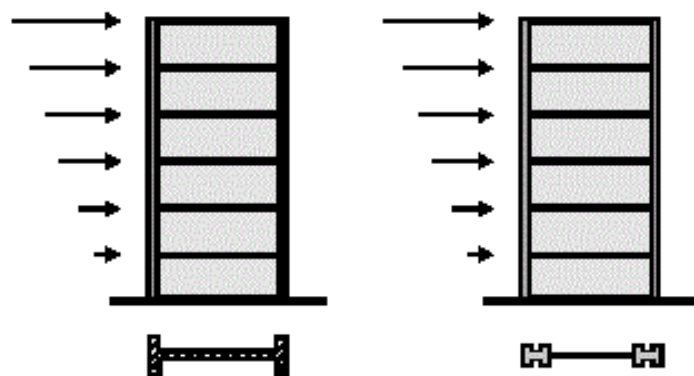
دیوار برشی فولادی جایگزینی مناسب تر و سریع تر به لحاظ اجرائی و مطمئن تر به لحاظ مقاومت و رفتار از دیوار برشی بتنی می باشد. از طرفی به سبب یکنواختی بین مصالح دیوار و اعضا پیرامونی آن، هیچ گونه نگرانی در مورد اندرکنش دیوار و اجزای سازه وجود ندارد [2].

این سیستم از تمام خصوصیات مناسب سیستم های مهاربندی متمرکز CBF و خارج از محور EBF به لحاظ اجرائی، کارایی و رفتاری بهره مند بوده و در بسیاری از مواقع بهتر عمل می نماید. دیوارهای برشی فولادی از نظر سختی از سخت ترین سیستم های مهاربندی که X شکل می باشد، سخت تر بوده و با توجه به امکان ایجاد بازشو در هر نقطه از آن، کارایی همه سیستم های مهاربندی را از این نظر دارا می باشد [2].

در سیستم دیوار برشی فولادی به دلیل گستردگی مصالح و اتصالات، تعدیل تنش ها به مراتب بهتر از سیستم های مقاوم دیگر در برابر بارهای جانبی مانند قاب های خمشی و انواع مهاربندها که معمولاً مصالح به صورت دسته شده و اتصالات متمرکز می باشند صورت گرفته و رفتار سیستم به خصوص در محیط پلاستیک مناسب تر می باشد [3].

دیوارهای برشی فولادی را می توان از نظر رفتار مکانیکی شبیه یک تیر طره قائم فرض نمود. وظیفه اصلی این طره قائم تحمل برش ها و لنگرهای حاصل از بارهای جانبی است. با مقایسه یک دیوار برشی با سطح مقطع یک تیر این نکته حاصل می شود که اعضای کنار دیوار تحت اثر لنگر حاصل از بارهای جانبی عمدتاً تحت اثر نیروهای محوری و خود دیوار نیز تحت اثر برش های حاصل از بارهای جانبی عمدتاً تحت تنش های برشی است [4].

در دیوارهای برشی فولادی، ستون ها نقش بال های تیرورق و ورق جان دیوار نقش جان تیرورق را ایفا کرده و تیرهای طبقات نیز مانند سخت کننده های عرضی در تیرورق ها عمل می نمایند.



شکل ۱-۲ مقایسه دیوار برشی فولادی و تیر ورق

تفاوت اصلی تیرورق‌ها و دیوار برشی، مربوط به عملکرد برشی آن‌ها می‌شود (شکل ۱-۲). تیرورق‌ها در حالت بارگذاری استاتیکی باید برش و لنگر حاصل از بارهای خارجی را تحمل نمایند و در این حالت کافی است برش و لنگر حاصل از تحلیل، از ظرفیت برشی و خمشی تیر کمتر باشد. ظرفیت برشی تیرورق می‌تواند از ظرفیت کمانش آن و با اعمال ضریب اطمینان به دست آید و در واقع رفتار تیرورق، فرای بارهای طراحی مورد بحث نمی‌باشد. ولی در دیوار برشی فولادی در حالت بارگذاری زلزله، دیوار باید در برش، از ظرفیت تغییر شکل‌های خمیری و یا شکل‌پذیری برشی برخوردار باشد. بنابراین در دیوارهای برشی فولادی، فقط عامل مقاومت در تعیین کفایت ورق جان دخیل نیست، بلکه رفتار پس‌کمانشی و ظرفیت تغییر شکل‌های خمیری نیز از پارامترهای طراحی محسوب می‌شوند. از دیدگاه آیین‌نامه‌های عملکردی، برش در تیرورق‌ها کنترل شونده توسط نیرو، ولی در دیوارهای برشی، کنترل شونده توسط تغییرمکان می‌باشد [3]. تفاوت‌های دیگر تیرورق‌ها و دیوار برشی فولادی عبارت‌اند از:

۱- تیرورق‌ها به ندرت تحت اثر نیروهای محوری قرار می‌گیرند، در حالی که دیوار برشی معمولاً تحت اثر نیروهای محوری و ثقلی هستند. این بارها به‌طور عمده توسط ستون‌های اطراف تحمل می‌شوند. بنابراین تأثیرات $P-\Delta$ بر ستون‌های اطراف دیوار بر پایداری کل سیستم دیوار برشی فولادی، باید در تحلیل در نظر گرفته شود.

۲- بال‌ها در تیرورق‌ها سختی کافی برای توسعه میدان کششی جان تیرورق را فراهم نمی‌کنند؛ این در حالی است که ستون‌ها، که در واقع نقش بال‌ها در تیرورق‌ها را ایفا می‌نمایند، در صفحه دیوار از

سختی و مقاومت خمشی بالایی برخوردار بوده و صلبیت کافی برای ایجاد میدان کشش قطری در ورق جان را تأمین می‌کنند.

۳- سخت‌کننده‌ها در تیورورق‌ها، ورق‌هایی هستند که به یک یا دو طرف جان تیورورق جوش می‌شوند. در حالی که در دیوارهای برشی تیرهای کف در تراز طبقات نقش سخت‌کننده‌ها را ایفا می‌نمایند. تیرهای کف به همراه دیافراگم کف، نسبت به سخت‌کننده‌های تیورورق‌ها سخت‌تر و مقاوم‌تر هستند. بنابراین شرایط مرزی مربوط به کمانش ورق بهبود پیدا می‌کند و شرایط مرزی تقریباً گیردار برای ورق فراهم می‌شود. همچنین تیرهای سخت و قوی کف، تکیه‌گاه مناسبی برای ایجاد تنش‌های حوزه کشش قطری در ورق دیوار می‌باشد.

۴- تیورورق‌ها عمدتاً تحت بارهای یکنواخت و کم دامنه بررسی شده‌اند، در حالی که دیوارهای برشی تحت چرخه‌های خمیری شدید قرار می‌گیرند.

در گذشته طراحی ورق در سیستم دیوار برشی فولادی به کمانش برشی آن محدود بوده است و در این سیستم، ورق‌های نسبتاً ضخیم همراه با سخت‌کننده‌های عمودی و افقی مورد استفاده قرار می‌گرفت. به طوری که تنش‌های بحرانی ورق جان نسبت به تنش تسلیم ورق جان افزایش یافته و بیشتر شود، بنابراین کمانش ورق کنترل شده و مقاومت کمانشی ورق افزایش می‌یابد.

دیوارهای سخت‌شده نسبت به دیوارهای نازک، سختی اولیه بالاتری داشته و از نظر لرزه‌ای عملکرد نسبتاً بهتری دارند؛ اما استفاده از دیوارهای سخت‌شده با تعداد زیاد سخت‌کننده برای افزایش تنش‌های بحرانی نسبت به تنش تسلیم مشکلاتی را نیز به همراه دارد که در زیر به آن‌ها اشاره شده است [5].

۱- جوش کردن سخت‌کننده‌ها به ورق فولادی جان باعث ایجاد تغییر خصوصیات فولاد خواهد شد.

۲- استفاده از سخت‌کننده‌های متعدد به زمان بیشتری برای مراحل آماده‌سازی و نصب احتیاج خواهد داشت.

۳- استفاده از سخت‌کننده‌های فراوان خصوصاً در ساختمان‌های میان مرتبه و بلندمرتبه، افزایش

زیاد فولاد مصرفی را به دنبال دارد که این مسئله باعث می‌شود استفاده از سیستم مذکور در مقایسه با سیستم‌های لرزه‌ای دیگر به هیچ‌عنوان توجیه اقتصادی نداشته باشد.

پژوهش‌های انجام‌شده در سال‌های بعد نشان داد که وقوع کمانش برشی در ورق به معنای پایان ظرفیت باربری این سیستم نیست و با توسعه میدان کشش قطری در ورق، سیستم می‌تواند حتی پس از کمانش ورق نیز همچنان به باربری خود ادامه دهد.

۲-۱-۲ مزایا و معایب استفاده از دیوارهای برشی فولادی

مزایای دیوارهای برشی فولادی

- ✓ دیوار برشی فولادی یک سیستم باربر جانبی بسیار کارآمد و درعین حال اقتصادی می‌باشد. در صورتی که به‌طور مناسبی طراحی گردد، می‌تواند رفتار بسیار شکل‌پذیری از خود نشان داده و نسبت به سیستم‌های دیگر از توانایی استهلاک انرژی لرزه‌ای بالاتری برخوردار باشد.
- ✓ دیوار برشی فولادی دارای سختی اولیه مناسبی است و در محدود کردن جابجایی نسبی سازه، کارآمد می‌باشد.
- ✓ در مقایسه با دیوارهای برشی بتنی، سبک‌تر بوده و در نتیجه نیروهای محوری حاصل از وزن مرده و نیز نیروهای زلزله، کاهش می‌یابند.
- ✓ به لحاظ امکان پیش‌ساختگی در اعضای فولادی، عملیات نصب و همچنین کنترل کیفیت اجرا می‌تواند با سهولت و کیفیت مناسبی انجام گردد.
- ✓ از دید مسائل معماری و به لحاظ ضخامت اندک، دیوارهای برشی فولادی مخصوصاً در طبقات پایین سازه از مطلوبیت بالایی برخوردار هستند.
- ✓ در مقایسه با دیوارهای بتنی، امکان استفاده از آن‌ها برای کاربردهای مقاوم‌سازی راحت‌تر و سریع‌تر می‌باشد.
- ✓ امکان نصب دیوار بعد از اعمال بارگذاری‌های ثقلی سازه و در نتیجه کاهش تنش‌های محوری برای افزایش شکل‌پذیری دیوار، وجود دارد.
- ✓ بعد از زلزله‌های شدید، با هزینه بسیار کمتری نسبت به دیوارهای بتنی، می‌توان آن‌ها را تعمیر نمود.

✓ برخلاف دیوارهای بتنی بکار گرفته شده در سازه‌های فولادی، به سبب یکنواختی بین مصالح دیوار و اعضاء پیرامونی آن (ستون‌ها)، هیچ‌گونه نگرانی در مورد اندرکنش دیوار و اجزاء سازه، وجود ندارد.

معایب استفاده از دیوارهای برشی فولادی

✓ با توجه به ضخامت اندک ورق فولادی، در برابر آتش‌سوزی، خوردگی و هرگونه عامل خارجی دیگر، آسیب‌پذیر می‌باشد.

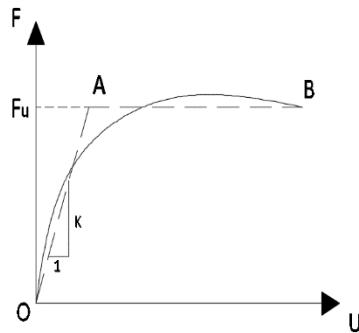
طراحی دیوار برشی فولادی ابتدا در آئین‌نامه کانادا CAN/CSAS16-01 و FEMA430 و سپس در آئین‌نامه طراحی لرزه‌ای آمریکا AISC341-05 و در سال‌های اخیر در راهنمای STEEL DESIGN GUIDE20 مطرح شده است.

۲-۲-۲ پارامترهای مهم در رفتار لرزه‌ای دیوار برشی فولادی

بررسی عملکرد سیستم‌های باربر جانبی با استفاده از پارامترهای مهم لرزه‌ای از جمله سختی، مقاومت، شکل‌پذیری و جذب انرژی انجام می‌پذیرد و این سیستم‌ها باید نیازهای لرزه‌ای که در قالب پارامترهای فوق ارزیابی و تحلیل می‌شوند را برآورده کنند [4].

سختی و مقاومت:

سختی از عوامل تعیین‌کننده در سیستم‌های مقاوم در برابر بارهای جانبی مانند سیستم‌های مهاربند و دیوار برشی فولادی می‌باشد که به کمک دیاگرام بار - تغییر مکان جانبی آن‌ها تعیین می‌گردد. طبق تعریف، سختی یا صلبیت یک سازه نیروی لازم برای ایجاد تغییر مکان واحد است. در شکل زیر یک نمونه از این دیاگرام‌ها در یک تصویر کلی نشان داده شده است:



شکل ۲-۲- نمودار بار تغییر مکان

در دیاگرام مذکور شیب خط OA سختی سیستم و F_u مقاومت یا بار نهایی سیستم نامیده می‌شود. همان‌طور که در شکل مشهود است رابطه بین بار و تغییر مکان جانبی در محیط الاستیک به صورت زیر است:

$$F = K \cdot U \quad ۱-۲$$

برای تعیین سختی سیستم در هر تراز دلخواه می‌توان از رابطه زیر استفاده نمود:

$$K = \frac{F}{U} \quad ۲-۲$$

با توجه به لزوم کنترل تغییر مکان جانبی در ساختمان‌ها، سختی سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی از اهمیت خاصی برخوردار می‌باشد. طبیعتاً همان‌طور که در شکل ۲-۲ مشاهده می‌گردد، سیستم‌هایی که دارای سختی بیشتری می‌باشند، تغییر مکان جانبی الاستیک آن‌ها در برابر بارهای جانبی کمتر است.

شکل پذیری

شکل پذیری قابلیت مواد به کاررفته در ساختمان، سیستم سازه‌ای و اعضای آن در جذب انرژی در

محدوده تغییر شکل‌های غیرالاستیک است. به اعتقاد اکثر طراحان، شکل‌پذیری و چگونگی تأمین آن در یک سیستم لرزه‌ای، کلید اصلی دستیابی به یک طرح لرزه‌ای ایمن، مناسب و اقتصادی است. شکل‌پذیری در یک سازه به آسانی میسر نمی‌شود و تحت تأثیر عوامل زیادی از جمله خود مصالح مورد استفاده در ساخت سازه است. خوشبختانه فولاد به‌عنوان یک عنصر ساختمانی قابلیت شکل‌پذیری مناسب را دارد. ولی فولاد هم تحت شرایط نیرویی خاص (به‌عنوان مثال نیروی فشاری) قابلیت شکل‌پذیری خود را از دست داده و دچار کمانش می‌شود.

فراهم آوردن شرایط شکل‌پذیری

وقتی در طراحی دیوارهای برشی ضرایب R (ضریب رفتار)، Ω_0 (ضریب اضافه مقاومت) و C_d (ضریب بزرگنمایی تغییر مکان جانبی) را بکار می‌بریم، بدین معنی است که سیستم از شکل‌پذیری کافی و اضافه مقاومت مناسبی برخوردار است. برای تأمین شکل‌پذیری و اضافه مقاومت مورد انتظار، باید روندی را در طراحی پیش گیریم که مطمئن شویم زوال‌های شکل‌پذیر، قبل از زوال‌های ترد اتفاق می‌افتند.

زوال‌های شکل‌پذیر و ترد

در حالت کلی زوال‌های از نوع جاری شدن به‌عنوان زوال‌های شکل‌پذیر، شناخته می‌شوند. مگر آنکه در مواردی خاص، قیدهایی بر روی جریان پلاستیک وجود داشته و جاری شدن به شکلی که انتظار می‌رود شکل‌پذیر نباشد. زوال‌های از نوع شکست، به‌طور کلی ترد محسوب می‌شوند. زوال‌های ناشی از کمانش براساس اینکه در محدوده خمیری یا ارتجاعی باشند، می‌توانند به ترتیب شکل‌پذیر یا ترد باشند. همچنین لغزش پیچ‌ها شکل‌پذیر محسوب می‌گردد. بر اساس موارد ذکرشده، زوال‌های یک قاب دارای دیوار برشی فولادی در جدول ۱-۲ دسته‌بندی شده است.

جدول ۱-۲- دسته‌بندی زوال‌های یک قاب دارای دیوار برشی فولادی

عضو مورد بررسی	زوال شکل‌پذیر	زوال ترد
ورق جان دیوار برشی فولادی	لغزش پیچ‌ها کمانش ورق فولادی جاری شدن ورق فولادی	شکست ورق دیوار شکست اتصالات ورق جان دیوار فولادی به تیرها و ستون‌های پیرامونی
تیرهای تحتانی و فوقانی	جاری شدن برشی تیرها تشکیل مفصل پلاستیک کمانش موضعی در بال یا جان‌های فشرده	شکست خمشی تیرها یا تیرهای هم‌بند کمانش پیچشی جانبی تیرها شکست اتصالات برشی
ستون‌های پیرامونی	تشکیل مفصل پلاستیک در بالا و پایین کمانش موضعی در حالت فشرده کمانش کلی در حالت کمانش غیر الاستیک جاری شدن کف‌ستون‌ها در کشش	شکست کششی ستون‌ها و یا وصله‌های آن‌ها شکست میل‌مه‌ارهای کف‌ستون در کشش شکست کف‌ستون در خمش یا کشش شکست پی دیوار

ترتیب یا اهمیت زوال‌ها

زوال‌ها باید به‌گونه‌ای ترتیب یابند که اولاً در اعضایی که می‌توانند رفتار خمیری را تجربه کنند، زوال‌های شکل‌پذیر پیش از زوال‌های ترد اتفاق بیفتد، ثانیاً اعضایی که بار ثقلی تحمل نمی‌نمایند (مانند ورق فولادی دیوار)، قبل از اعضایی که بار ثقلی تحمل می‌کنند (مانند ستون‌ها) به حد نهایی خود برسند.

ترتیب زوال‌ها طوری هدایت شود که زوال‌های شکل‌پذیر ابتدا در ورق جان دیوار برشی، سپس تیرهای تحتانی و فوقانی و بعد از آن در ستون‌ها ایجاد گردد. همچنین زوال‌های ترد مربوط به دیوار،

نسبت به زوال‌های ترد در تیرها و سپس ستون‌ها، تعیین‌کننده‌تر باشند.

در دیوارهای برشی فولادی، جاری شدن برشی دیوار و یا تشکیل حوزه کششی، شکل‌پذیرترین فرایند محسوب می‌گردد. بنابراین طراحی دیگر اعضاء باید به طریقی انجام گردد که زوال‌های دیگر حاکم نگردد. از طرف دیگر شکست کششی و یا فشاری ستون‌های پیرامونی در مرحله اول و شکست برشی اتصالات تیر به ستون و نیز اتصال کششی صفحه‌ستون‌ها در مرحله بعد، از خطرناک‌ترین و تردترین شکست‌ها محسوب می‌گردد؛ زیرا موجب ایجاد ناپایداری در سازه شده و هزینه بسیار زیادی را برای تعمیرات پس از زلزله بایستی تحمل نمود. بر اساس مطالب ذکر شده، مراحل مطلوب زوال سازه بر اساس ترتیب مناسب زوال‌های شکل‌پذیر تا ترد، در جدول ۲-۲ آورده شده است.

جدول ۲-۲- ترتیب یا اهمیت زوال‌ها

توضیحات	عملکرد اجزای مختلف سازه	مراحل	شکل‌پذیر
قاعدتاً بعد از عبور سطح بار از سطح سرویس اتفاق می‌افتد.	لغزش بیچ‌ها (در صورت وجود)	۱	
عامل اصلی شکل‌پذیری است	بسیج شدن مقاومت برشی دیوار با جاری شدن برشی در سخت‌شده و یا تشکیل حوزه کششی شامل کمانش دیوار در فشار و جاری شدن در قطر کششی	۲	
در اثر گسترش حوزه پلاستیک در ورق جان اتفاق می‌افتد.	درگیر شدن تیرها، جاری شدن در برش و تشکیل مفصل پلاستیک در تیر	۳	
انتهای حد زوال‌های شکل‌پذیر	استفاده از حداکثر ظرفیت شکل‌پذیری اعضا: کمانش موضعی پلاستیک تیرها، تشکیل مفصل پلاستیک در ستون	۴	

	شروع زوال‌های ترد: شکست دیوار در کشش، کمانش موضعی ستون‌ها، شکست اتصالات دیوار به قاب پیرامونی	۵	زدشکن
جاری شدن کف‌ستون‌ها شکل‌پذیر است ولی اثرات مخربی دارند	کاهش مقاومت سیستم: شکست خمش تیرها، کمانش کلی تیرها، جاری شدن کف ستون‌ها	۶	
	زوال‌های خطرناک و پر هزینه: شکست ستون در کشش، کمانش ستون تحت بارهای ثقلی، شکست اتصال برشی تیر به ستون، زوال میل‌مهارهای در کشش	۷	

۳-۲- دیوار برشی فولادی موج‌دار

۳-۲-۱ مقدمه

ورق‌های موج‌دار از قدیمی‌ترین انواع فولادهای سرد نورد شده هستند. این ورق‌ها از قرن هیجدهم تا به امروز در مصارف سازه‌های مختلف مورد استفاده قرار گرفته‌اند. در حال حاضر در دنیا انواع مختلفی از ورق‌های موج‌دار با پوشش‌های محافظ گوناگون، تولید می‌شود. شکل ورق‌های موج‌دار نیز تا اندازه‌ای به صورت شکل استاندارد درآمده و برای استفاده‌های مختلف در دسترس قرار دارد. به سبب استفاده از نورد سرد در تولید این ورق‌ها، ساخت آن‌ها روند نسبتاً ساده و کم‌هزینه‌ای دارد.

ایجاد موج با اشکال مختلف در ورق‌های تخت نازک، موجب می‌شود که ورق حول محور ضعیف، از سختی هندسی و مقاومت زیادی نسبت به حالت اولیه خود برخوردار گردد. در واقع خصوصیات هندسی ورق از حالت ایزوتروپیک به حالت اورتوتروپیک تغییر می‌نماید. سبکی، مقاومت مناسب و همچنین سهولت کاربرد، از خصوصیات ذاتی این ورق‌ها می‌باشند. بنابراین به کارگیری آن‌ها در هر سازه‌ای می‌تواند

به کم کردن وزن سازه، تأمین مقاومت با مصرف مصالح کمتر، تسهیل در ساخت و در نتیجه اقتصادی شدن طرح کمک نماید.

۲-۳-۲ موارد استفاده از ورق‌های موج‌دار

به علت وزن کم، سهولت در نصب و مقاومت مناسب، از ورق‌های موج‌دار در موارد مختلفی استفاده می‌شود. ورق‌های موج‌دار برای ایجاد پوشش سقف‌ها و دیوارهای ساختمان‌ها، به خصوص ساختمان‌های صنعتی مورد استفاده قرار می‌گیرد. همچنین از این ورق‌ها به‌عنوان جایگزین مهاربندهای رایج سقف و یا مهاربندهای طولی ساختمان‌های صنعتی نیز استفاده شده است تا ضمن ایجاد پوشش مناسب، پایداری کلی سازه و یا پایداری بعضی از اعضای سازه را تأمین نماید. استفاده از کف‌های ساخته‌شده از ورق‌های موج‌دار تنها و یا به همراه پوشش‌های مختلف و همچنین ساخت کف‌های مرکب با به‌کارگیری ورق‌های موج‌دار بسیار مرسوم است. عدم نیاز به قالب‌بندی، شمع‌بندی، نصب آسان، سبکی و مشارکت ورق موج‌دار به‌عنوان عنصر سازه‌ای در باربری، از ویژگی‌های کف‌های ساخته‌شده با این ورق‌ها می‌باشند. در شکل ۲-۳ چند نمونه از استفاده از ورق موج‌دار نشان داده شده است.

ورق‌های موج‌دار در کاربردهای دیگری مانند دیوارهای حائل، پوشش اطاقک‌های حمل بار، پوشش ساختمان‌های صنعتی به‌صورت پانل ساندویچی، مجاری هوایی و دیوارهای جداکننده در کشتی‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرد. در سال‌های اخیر ورق‌های موج‌دار، مورد استفاده‌های جدیدتری نیز قرار گرفته‌اند. از جمله می‌توان به ساخت تیروورق‌های با جان موج‌دار اشاره نمود. ورق‌های موج‌دار را می‌توان به علت داشتن سختی ذاتی، جایگزین جان‌های صاف دارای سخت‌کننده‌های متعدد کرد.

۲-۳-۳ تیروورق با جان موج‌دار

تیروورق‌ها به جهت سادگی سیستم سازه‌ای، سهولت ساخت و امکان طرح اقتصادی، به‌طور گسترده‌ای در ساخت سازه‌ها، بخصوص سازه‌های دارای دهانه‌های بزرگ مورد استفاده قرار گرفته‌اند. در



شکل ۲-۳- موارد استفاده از ورق‌های موج‌دار

مقایسه با سیستم‌های خرابایی که در آن‌ها از تعداد زیادی عضو و اتصال استفاده می‌شود، تیرورق‌ها بسیار ساده‌تر بوده و ضمن دارا بودن اتصالات کمتر و ساده‌تر، از نظر استاتیکی نیز از درجه‌ی نامعینی بالاتری برخوردار هستند. با توجه به خواص ذاتی تیرورق‌ها، همواره تلاش‌هایی در جهت بهینه کردن آن‌ها و بهبود رفتار سازه‌ای آن‌ها صورت گرفته و می‌گیرد. یکی از طرح‌های مناسب و پیشرفت‌های مهمی که در این زمینه انجام شده است، استفاده از ورق‌های موج‌دار به‌عنوان جان تیرورق‌ها می‌باشد.

استفاده از ورق‌های موج‌دار، در جهت افزایش سختی خارج از صفحه‌ای ورق و بالا بردن مقاومت کمانشی، بدون به‌کارگیری سخت‌کننده‌های قائم، باعث گردیده که وزن تیرورق‌ها و نیز هزینه‌های

ساخت آن‌ها کاهش یابد. نتایج تحقیقات انجام گرفته بر روی این نوع از تیرها نشان می‌دهد که مقاومت خستگی در تیرهای دارای جان موج‌دار نسبت به تیرهای دارای جان صاف می‌تواند تا ۵۰ درصد بیشتر باشد و در اثر بهبود رفتار تیر در بارهای خستگی، وزن تیرهای دارای جان موج‌دار ۳۰ تا ۶۰ درصد از وزن تیرهای دارای جان صاف (در ظرفیت مساوی)، کمتر به دست آید. همچنین در اثر کاهش وزن، می‌توان دهانه‌های بزرگ‌تری را با این تیرها پوشش داد [3].

با توجه به استفاده موفقیت‌آمیز از ورق‌های موج‌دار در طراحی تیورورق‌های فولادی و نیز شباهت‌های زیاد میان تیورورق‌های فولادی و دیوارهای برشی، ورق‌های موج‌دار را نیز می‌توان با قرار دادن در قاب‌های سازه، به‌عنوان دیوار برشی فولادی موج‌دار مورد استفاده قرار داد. ذکر این نکته ضروری است که سیستم باربری جانبی باید علاوه بر تأمین مقاومت مورد نیاز، جوابگوی شکل‌پذیری مورد نیاز نیز باشد. ورق‌های موج‌دار به علت شکل هندسی خود، از سختی هندسی برون صفحه‌ای قابل توجهی نسبت به ورق‌های صاف برخوردار هستند. همچنین به علت وجود خم‌های متعدد در ورق و تبدیل نیروی درون صفحه‌ای به نیروهای برون صفحه‌ای و برعکس، ورق‌های صاف تشکیل‌دهنده ورق موج‌دار، یکدیگر را مقید نموده و درواقع به نوعی، نقش سخت‌کننده را ایفا می‌کند؛ بنابراین دیوار برشی فولادی موج‌دار را از نظر عملکرد سازه‌ای، می‌توان جزو دیوارهای برشی سخت شده محسوب نمود. دیوارهای برشی فولادی موج‌دار، می‌توانند مزایای هر دو نوع دیوار برشی سخت شده و سخت نشده را دارا باشند. به این معنی که به دلیل وجود سختی هندسی ذاتی ورق موج‌دار، مشکلات مربوط به کماتش برون صفحه‌ای و یا سختی عملیات نصب و حمل برطرف می‌گردد و این در حالی است که به علت عدم احتیاج به سخت‌کننده‌ها و کاهش زمان ساخت و عملیات مرتبط، هزینه‌ها نیز کاهش می‌یابد. درواقع دیوار برشی موج‌دار، یک دیوار برشی فولادی سخت شده می‌باشد که مهم‌ترین اشکال دیوارهای برشی سخت شده یعنی بالا بودن هزینه ساخت در آن‌ها حذف شده است.

۴-۲- آزمایش‌های انجام گرفته بر روی دیوارهای برشی فولادی

برمن و برونو^۱ نخستین تحقیق آزمایشگاهی بر روی دیوارهای برشی فولادی یک طبقه با ورق‌های موج‌دار را انجام دادند. آن‌ها سه نمونه را برای استفاده در سازه سرد نوردشده تحت بارگذاری قرار دادند. نمونه‌های آزمایشگاهی برای مقاوم‌سازی ساختمان یک بیمارستان طراحی شده بود. دو نمونه ورق صاف به ضخامت ۹/۰ میلی‌متر و یک نمونه ورق موج‌دار به ضخامت ۷/۰ میلی‌متر (ورق موج‌دار با زاویه ۴۵ درجه) ساخته شده بود. در این آزمایش با قرار دادن سیستم تحت بارگذاری سیکلی، یک سری شکست‌های جزئی در ورق ایجاد و شکست نهایی و از دست رفتن ظرفیت باربری، بدلیل شکست اتصالات مربوط به ورق موج‌دار به اعضای محیطی بوده است. همچنین آن‌ها نتیجه گرفتند که نمونه‌های با ورق صاف، دارای شکل‌پذیری بیشتری هستند. همچنین منحنی هیستریزیس ورق موج‌دار نامتقارن بود [6].

باتراس^۲ به بررسی عددی رفتار دیوارهای برشی فولادی ساخته شد با ورق‌های موج‌دار پرداخت. او در این فعالیت به بررسی نقش هر یک از المان‌های مرزی، شامل ستون‌ها و ورق‌های فولادی موج‌دار پرکننده دهانه قاب، در جذب نیروی برشی طبقه تحت بارهای سیکلی و یکنواخت پرداخت. پارامترهایی که او در بررسی‌های خود استفاده نمود شامل عرض پانل، زاویه موج، پروفیل‌های موج‌دار، ضخامت ورق و میزان انحراف ورق‌های موج‌دار نسبت به راستای افقی بوده است. نتایج حاصل از این بررسی‌ها نشان داد که دیوارهای ساخته شده از ورق‌های موج‌دار، دارای مقاومت برشی بالاتری نسبت به ورق‌های ساده است. از طرفی عرض پانل، زاویه موج‌ها و نوع پروفیل‌های موج‌دار اثر کمتری بر روی مقاومت دیوارهای برشی فولادی موج‌دار دارند. همچنین نتایج حاصل از بارگذاری سیکلی نشان داده است که دیوارهای با ورق‌های موج‌دار، دارای ظرفیت اتلاف انرژی و شکل‌پذیری بالاتری نسبت به ورق‌های صاف هستند. او

^۱ Berman and Bruneau

^۲ Botros

همچنین در بررسی‌های تئوریک خود بیان نموده است که دیوارهای دارای ورق‌های موج‌دار افقی دارای اتلاف انرژی و شکل‌پذیری بیشتری نسبت به دیوارهای با ورق‌های موج‌دار مورب می‌باشند [2].

استجادینوویک و تیپینگ آزمایش‌هایی را بر روی ۴۴ نمونه از دیوارهای فولادی ساخته شده با ورق‌های موج‌دار که با استفاده از اتصالات پیچی ساخته شده بودند انجام دادند. در این آزمایش‌ها از ورق‌های فولادی نورد سرد به‌عنوان دیوار فولادی در قاب‌های یک طبقه استفاده شد. هدف آن‌ها از این بررسی‌ها ارائه یک سیستم مهاربندی جایگزین در سازه‌های فولادی سبک بوده است. آن‌ها در آزمایش‌ها خود به بررسی روابط موجود در پارامترهای طراحی دیوارهای برشی فولادی با ورق‌های موج‌دار از قبیل اندازه ورق‌های فولادی، اندازه موج‌های موجود در ورق‌های نورد سرد، ابعاد و فاصله قید و بست‌ها و مقاومت برشی دیوار پرداختند تا به ارائه روابطی کاربردی در آیین‌نامه‌های طراحی دست یابند، چون ضخامت ورق‌ها بسیار اندک بود، خرابی دیوارها بیشتر در محل پیچ‌ها اتفاق افتاده و دیوارها وارد مرحله پس‌کمانش نشدند [7].

تاناکا^۲ و همکارانش یک سری تحقیقات آزمایشگاهی و تئوریک بر روی قاب‌های بتنی پیش ساخته که با استفاده از ورق‌های موج‌دار دوزنقه‌ای مقاوم شده بود انجام دادند. آن‌ها در تحقیقات آزمایشگاهی خود از چهار قاب بتنی با شرایط ساختاری متفاوت که با استفاده از ورق‌های فولادی دوزنقه‌ای شکل جهت استهلاک انرژی در دهانه قاب قرار گرفته بودند استفاده کرده و تحت بارگذاری لرزه‌ای قرار دادند. قاب‌های بتنی شامل قاب بتنی معمولی، قاب بتنی پیش‌تنیده و پیش‌ساخته کاملاً چسبیده به هم و قاب بتنی پیش‌تنیده و پیش‌ساخته‌ای که به‌طور کامل به یکدیگر نچسبیدند، می‌باشند. ورق‌های فولادی نیز دارای تنش‌های تسلیم ۱۰۰، ۲۲۵ و ۳۰۰ مگاپاسکال انتخاب شدند. نتایج حاصل از بررسی‌های آزمایشگاهی نشان دادند که تغییر شکل‌های پسماند خیلی کوچک و نواقص ناچیزی در قاب‌های

^۱ Stojadinovis and Tipping

^۲ Tanaka

پیش ساخته نسبت به قاب بتنی معمولی شکل می گیرد. از طرفی اتلاف انرژی صورت گرفته در قاب‌هایی با پانل‌های فولادی، خیلی قابل ملاحظه بوده است. نتایج تئوریک به دست آمده از این مدل‌ها نیز بسیار نزدیک به نتایج آزمایشگاهی بوده است. نتایج تحقیقی که به مقایسه رفتار غیرخطی دیوارهای برشی فولادی ساخته شده از ورق‌های صاف و موج‌دار انجام گرفت، بیانگر افزایش قابل توجه جذب انرژی توسط ورق‌های موج‌دار نسبت به ورق‌های صاف بود. همچنین در مطالعه‌ای دیگر که بر روی جایگزینی استفاده از ورق‌های موج‌دار به جای صاف در دیوارهای برشی فولادی مرسوم در ساختمان‌های مسکونی صورت گرفت، نتایج نشان‌دهنده‌ی به تأخیر افتادن کماتش در دیوار برشی فولادی بود. در بررسی مقایسه‌ی رفتاری دیوارهای برشی فولادی ساخته شده از ورق‌های موج‌دار و صاف که به کمک یکی از نرم‌افزارهای اجزای محدود غیرخطی انجام گردید، نتایج نشان‌دهنده کاهش جابجایی برون صفحه‌ای ورق‌های موج‌دار نسبت به ورق صاف بوده که به دلیل وجود موج‌ها، دیوار برشی ساخته شده از ورق موج‌دار دارای سختی و ظرفیت کماتش برشی بیشتری شد [8].

در ارزیابی آزمایشگاهی که توسط امامی و همکاران در دانشگاه شریف انجام شد، سه نمونه دیوار برشی فولادی با ورق صاف، موج‌دار عمودی و موج‌دار افقی تحت بارگذاری چرخه‌ای قرار گرفت. نتایج نشان‌دهنده‌ی عملکرد یکسان نمونه‌های با ورق موج‌دار عمودی و افقی بود و مقایسه نمونه‌های با ورق فولادی موج‌دار و صاف نشان داد که مقادیر سختی، شکل‌پذیری و جذب انرژی نمونه‌های موج‌دار بالاتر از نمونه سخت‌نشده است در حالی که مقاومت نهایی نمونه سخت‌نشده بیشتر از نمونه‌های موج‌دار بوده است.

در ادامه ایشان در تحقیقی نظری به بررسی پارامترهای هندسی ورق موج‌دار پرداخته‌اند و نتایج بیانگر تأثیرات اندک زاویه موج بود، به طوری که تغییرات اندازه زاویه موج، تأثیری بر سختی دیوار ندارد و افزایش موج اندکی بر مقاومت نهایی تأثیر گذاشته است. همچنین تأثیر اندازه پانل‌های ورق موج‌دار با مقادیر ۵۰، ۱۰۰، ۱۵۰ و ۲۰۰ میلی‌متر تحلیل شد که با افزایش اندازه پانل سختی، مقاومت کماتشی

و مقاومت نهایی کاهش یافت [3].

۲-۵- معرفی حالت‌ها کمانش ورق فولادی صاف و موج‌دار

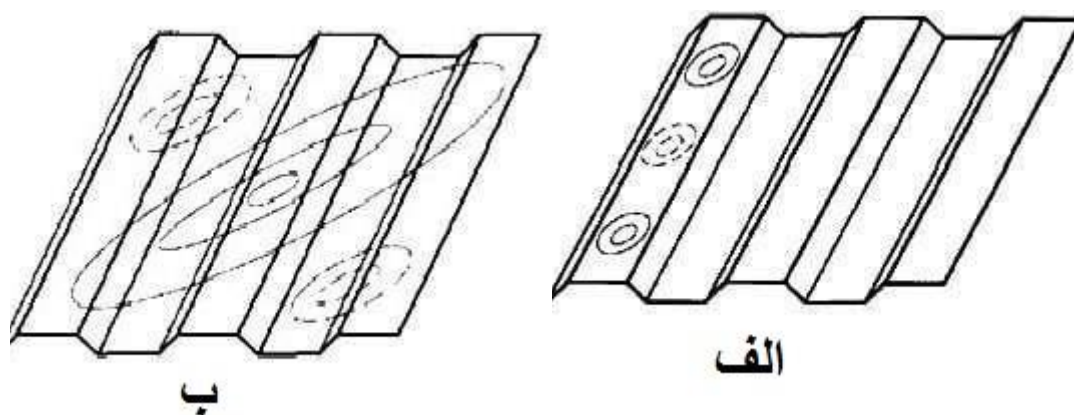
۲-۵-۱ مقاومت برشی پس کمانشی ورق

مود اول کمانش در برش خالص، از یک نیم‌موج در قطر کششی و حداقل یک موج کامل، در قطر فشاری، تشکیل یافته است. این روند در مراحل پس کمانشی دچار تغییر می‌شود و تعداد بیشتری از موج‌های قطری ایجاد می‌گردد. موج‌های جدید در مراحل پس کمانشی، مقدار قابل توجهی تنش کششی را تحمل می‌نمایند. به این نوع جابجایی ورق، میدان کششی گفته می‌شود.

۲-۵-۲ رفتار و مقاومت کمانشی جان موج‌دار فولادی

مشاهدات آزمایشگاهی و تحلیلی مختلف، نشان داده‌اند که سه مود کمانشی می‌توانند در جان‌های موج‌دار اتفاق افتد که عبارت‌اند از:

۱. **کمانش موضعی:** کمانشی است که به زیر صفحه‌های ورق‌های موج‌دار محدود می‌گردد.
 ۲. **کمانش کلی:** کمانش است که چندین موج از ورق‌های موج‌دار را به‌طور هم‌زمان درگیر می‌نماید و رفتاری یکپارچه از خود نشان می‌دهد.
 ۳. **کمانش منطقه‌ای یا اندرکنشی:** کمانشی است که ترکیبی از حالت موضعی و کلی می‌باشد و شامل چندین موج از ورق‌های موج‌دار در یک قسمت از جان می‌شود.
- در ورق‌های موج‌دار، مودی از طرح بر کمانش حاکم به طراحی می‌شود که بار کمانشی کمتری داشته باشد. در به دست آوردن بار کمانش، ستون‌ها برای ورق موج‌دار نقش قید جانبی ایفا می‌کند. با توجه به سختی خمشی بالای ستون‌ها، ورق‌های موج‌دار در دیوار برشی فولادی شرایطی نزدیک به حالت گیردار دارند.



شکل ۲-۴ موده‌های کمانش (الف) کمانش موضعی (ب) کمانش کلی

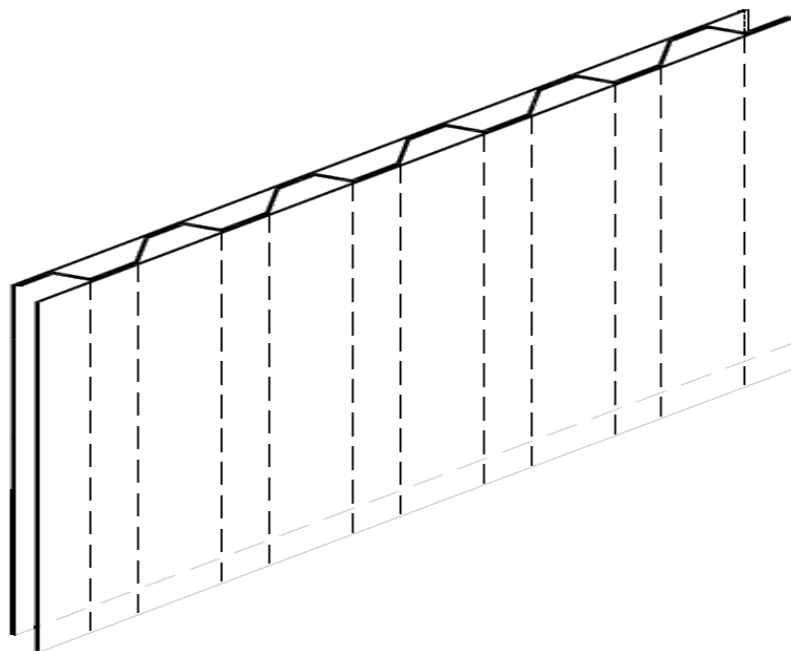
رفتار پس کمانشی ورق موج‌دار را از دو دیدگاه موضعی و کلی می‌توان مورد بررسی قرار داد. در حالت کمانش کلی تحقیقات نشان داده‌اند که با شروع هر نوعی از کمانش در ورق موج‌دار، به علت گسترش آن به اطراف و تغییرات شدید در هندسه ورق، کاهش شدیدی در مقاومت برشی ورق ایجاد می‌گردد. رفتار کمانش ورق در اکثر مواقع به صورت فروجهشی خواهد بود و با توجه به ابعاد ورق می‌توان با بازگشت نمودار نیز همراه باشد. در ورق‌های موج‌دار افزایش نسبت عرض به ضخامت زیرصفحه‌های ورق باعث کاهش مقاومت برشی و مقاومت پس کمانشی می‌شود.

در حالت کمانش موضعی هرچه عرض زیرصفحه‌های ورق افزایش می‌یابد. مقاومت برش الاستیک آن‌ها کم شده و مقدار مقاومت نهایی و مقاومت پس کمانشی ورق افزایش می‌یابد؛ زیرا به‌طور کلی مقاومت نهایی ورق موج‌دار در حالتی که توسط جاری شدن یا کمانش موضعی که در واقع کمانش ورق‌های صاف بوده حاکم گردد، بیشترین مقدار خود را اختیار می‌کند؛ زیرا این ورق‌های صاف هستند که منشأ مقاومت پس کمانشی را برای کل ورق موج‌دار فراهم می‌آورند.

اما نکته حائز اهمیت این است که در اکثر موارد کمانش ورق‌های موج‌دار از نوع کمانش ترکیبی

می‌باشد؛ بنابراین مقاومت نهایی ورق‌های موج‌دار کمتر از ورق‌های صاف خواهد بود. همچنین با توجه به توضیحات فوق، نمودارهای ورق‌های موج‌دار بعد از کمانش به صورت فروجهشی و ناپایدار خواهد بود. از طرفی ورق‌های موج‌دار با توجه به شکل هندسی خود از سختی و شکل‌پذیری بالاتری نسبت به ورق‌های صاف برخوردارند.

بنابراین با توجه به مطالب فوق می‌توان بیان داشت که هر یک از ورق‌های صاف و موج‌دار از نظر شرایط تأمین پارامترهای لرزه‌ای نسبت به یکدیگر دارای نقاط مثبت و منفی هستند و به نظر می‌رسد بتوان با استفاده از ترکیب ورق‌های صاف و موج‌دار و ارائه سیستم نوین لرزه‌ای، عملکرد دیوارهای برشی فولادی را ارتقاء داد. شکل ۲-۵ نحوه قرارگیری ورق جان برای دیوارهای تقویتی را که توسط نگارنده پیشنهاد شده است را نشان می‌دهد.



شکل ۲-۵- جزئیات ورق جان در دیوار برشی فولادی تقویتی متصل

فصل ۳ مدل سازی در نرم افزار *ABAQUS* و صحت سنجی

به‌طور کلی برای حل مسائل فیزیکی سه روش موجود است:

(۱) روش تجربی

(۲) روش تحلیلی دقیق

(۳) روش عددی

روش تجربی یا آزمایشگاهی با توجه به اینکه مبتنی و برگرفته از خود واقعیت می‌باشد، روشی مناسب محسوب می‌گردد. روش حل دقیق همان‌طور که از نام آن پیداست به محاسبه دقیق پارامتری معادلات دیفرانسیل حاکم بر میدان‌های فیزیکی همچون میدان حرارتی، تنش میدان الکتریکی و ... می‌پردازد. روش عددی برای حل تقریبی معادلات دیفرانسیل جزئی و نیز حل انتگرال‌هاست. اساس کار این روش، حذف کامل معادلات دیفرانسیل یا ساده‌سازی آن‌ها به معادلات دیفرانسیل معمولی است که با روش‌های عددی مانند روش اویلر قابل حل باشد. در حل معادلات دیفرانسیل جزئی، مسئله مهم این است که به معادله ساده‌ای برسیم که از نظر عددی پایدار باشد به عبارت دیگر خطا در داده‌های اولیه و در حین حل، آن قدر نباشد که به نتایج نامفهومی منتهی شود. روش‌هایی با مزایا و معایب مختلف برای این امر وجود دارد. روش‌های اجزای محدود یا روش المان محدود از زیرمجموعه‌های این روش است. روش حل عددی یکی از پرکاربردترین روش‌های مورد استفاده در حل مسائل مهندسی است. از جمله مزایای حل عددی به‌ویژه روش‌های اجزای محدود نسبت به روش‌های دیگر به شرح زیر است:

(۱) روش آزمایشگاهی هزینه‌بر است در حالی که حل عددی چنین نیست.

(۲) روش حل دقیق در تحلیل مدل‌ها با هندسه پیچیده ناتوان است و تنها روش حل‌های عددی به‌ویژه اجزای محدود در این زمینه کارگشا است.

(۳) در حل مسائلی که شرایط مرزی کمی پیچیده است، حل دقیق ناتوان است و تنها روش‌های مرسوم عددی در حل این مسائل بکار می‌رود.

در میان نرم‌افزارهای عمومی اجزای محدود، نرم‌افزارهای معتبری همچون ANSYS و ABAQUS

به چشم می‌خورد که دارای قابلیت‌های بالایی می‌باشند. نرم‌افزار اجزای محدود ABAQUS به دلیل قابلیت‌های شبیه‌سازی مسائل پیچیده مهندسی در زمینه‌های مختلف و کاربر پسند بودن آن برگزیده شده است. مدل نرم‌افزاری، باید بیان‌گر رفتار واقعی یک دیوار برشی فولادی باشد. از این‌رو، نتایج مدل اجزای محدود با یک نمونه آزمایشگاهی معتبر مقایسه می‌شود تا صحت مدل‌سازی مشخص شود. چنانچه درستی مدل‌سازی اثبات شود، نتایج نرم‌افزار معتبر و قابل‌اطمینان خواهد بود و می‌توان جهت مطالعه عوامل مؤثر بر رفتار دیوار برشی فولادی مورد استفاده قرار داد.

۲-۳- معرفی نرم‌افزار ABAQUS

نرم‌افزار ABAQUS مجموعه‌ای از برنامه‌های شبیه‌سازی قدرتمند مهندسی است که بر پایه‌ی روش اجزای محدود (FEM) بنا شده است. بدون آشنایی با FEM، استفاده از نرم‌افزارهای اجزای محدود می‌تواند منجر به شبیه‌سازی نادرست و نتایج گمراه‌کننده شود.

این نرم‌افزار به چندین ماژول تقسیم‌شده است و هر ماژول بخشی از فرآیند مدل‌سازی را بر عهده دارد. برای مثال ماژول‌هایی برای تعریف هندسه مدل، خصوصیات مصالح، اندرکنش سازه با محیط پیرامون، تولید شبکه‌بندی و تعریف شرایط مرزی تعریف شده است. در ادامه به تاریخچه‌ای مختصر از این نرم‌افزار و قابلیت‌های شبیه‌سازی آن در مسائل پیچیده مهندسی اشاره خواهد شد.

۱-۲-۳ تاریخچه‌ی نرم‌افزار ABAQUS

ایده‌ی اصلی نرم‌افزار ABAQUS در رساله‌ی دیوید هابیت (DaVid Hibbitt) در سال ۱۹۷۲ میلادی تحت عنوان «مکانیک محاسباتی بر پایه‌ی روش اجزای محدود» در دانشگاه براون (Brown) ارائه شد. در سال ۱۹۷۸ میلادی، هابیت (Hibbitt) به همراه دو شریک خود به نام‌های کارلسون (KarlSSon) و سورنسون (Sorenson)، شرکت HKS را تأسیس نمودند و اولین ویرایش ABAQUS را منتشر کردند. شرکت HKS، تحلیلگر ABAQUS/Explicit را در سال ۱۹۹۱ به مجموعه‌ی نرم‌افزار

افزوده کرد و نرم‌افزار اصلی خود را منتشر ساخت. در همان سال، سرانجام اولین نسخه‌ی گرافیکی تحت عنوان ABAQUS/CAE به بازار عرضه شد. کلمه‌ی CAE مخفف Computer-Aided Engineering به معنای مهندسی با کمک گرفتن از کامپیوتر می‌باشد.

۲-۲-۳ قابلیت‌های نرم‌افزار ABAQUS

تحلیل نرم‌افزار ABAQUS بر پایه‌ی روش‌های اجزا محدود می‌باشد. از مزایای این نرم‌افزار می‌توان به موارد زیر اشاره نمود:

- استفاده‌ی آسان (مدل‌سازی، روی هم قرار دادن، تعیین تماس و اندرکنش‌های سازه‌ای)
- تحلیل دقیق و نتایج معتبر
- داشتن دو تحلیل‌گر Standard و Explicit برای انجام تحلیل ایستایی و دینامیکی
- دارا بودن مدل‌های رفتاری پیشرفته و متنوع برای مواد همچون فلزات الاستیک، فوم، مواد ویسکوالاستیک، بتن، خاک، پلیمرها، سیالات و ...
- توانایی شبیه‌سازی مسائل با تنوع فراوان همانند مسائل انتقال حرارت، مسائل انتشار جرم، مسائل مدیریت حرارت اجزای الکتریکی، مسائل مربوط به صوت، مکانیک خاک و ...
- توانایی در حل دقیق مسائل دینامیکی غیرخطی گذرا مانند برخورد و ضربه
- قابلیت شبیه‌سازی مسائل پیچیده مهندسی در زمینه‌های مختلف مهندسی عمران، مکانیک و ...

ABAQUS به‌عنوان یک نرم‌افزار بسیار دقیق پژوهش‌پسند دانشگاه و صنعت شناخته می‌شود. تئوری کامل این نرم‌افزار مبتنی بر تحلیل غیرخطی اجزای محدود پیشرفته است و تحلیل غیرخطی را به‌صورت دقیق انجام می‌دهند.

۳-۳- تحلیل‌های غیرخطی

در تحلیل خطی سازه‌ها، رابطه‌ی ایستایی به‌صورت زیر برقرار است:

$$F = K.U$$

۱-۳

در تحلیل خطی سازه‌ها، F و K ثابت هستند ولی در تحلیل غیرخطی، F و K و یا هر دو آن‌ها، تابعی از تغییر مکان‌ها هستند. در این نوع مسائل، U را باید از روش‌های تکرار یافت.

۱-۳-۳ رفتار غیرخطی هندسی

در تحلیل غیرخطی، تغییر شکل‌های سازه در حین بارگذاری، کوچک فرض می‌شوند. از این‌رو، شکل هندسی سازه را می‌توان بدون تغییر در نظر گرفت و این به آن معناست که سختی سازه بر مبنای شکل اولیه‌ی آن برپا می‌شود و ثابت می‌ماند.

در تحلیل غیرخطی هندسی، تغییر در شکل هندسی سازه سبب تغییر در سختی آن می‌گردد. در برخی سازه‌ها با شکل هندسی خاص و یا بارگذاری ویژه، فرض تغییر شکل‌های کوچک صحیح نمی‌باشد. به بیان دیگر تغییر شکل‌های بزرگ، سبب تغییر در شکل هندسی سازه در حین بارگذاری شده و ماتریس سختی به تغییر مکان‌های گرهی وابسته می‌گردد و در نتیجه معادله‌ی حاکم بر سازه به صورت غیرخطی درمی‌آید.

۲-۳-۳ رفتار غیرخطی مادی

مواد گوناگون نمودار تنش-کرنش متفاوتی دارند. غیرخطی بودن رابطه‌ی تنش-کرنش، سبب غیرخطی شدن تحلیل می‌گردد. از این‌رو در رابطه‌ی اجزای محدود می‌توان ماتریس ویژگی‌های مواد را وابسته به تغییر مکان‌های گرهی دانست و در نتیجه معادله حاکم بر رفتار سازه غیرخطی خواهد بود؛ به این حالت رفتار غیرخطی مواد می‌گویند.

۳-۳-۳ مصالح استفاده شده برای شبیه‌سازی فولاد

در این تحقیق، به منظور شبیه‌سازی رفتار فولاد از دو مصالح با مدل رفتاری استفاده شده است.

۱) ایزوتروپیک خطی (Linear Isotropic):

این مدلی رفتاری دارای دو پارامتر ضریب الاستسیته و ضریب پواسون است که برای شبیه‌سازی رفتار فولاد در ابتدای بارگذاری بکار می‌رود. در این مدل رفتاری باید مدول الاستسیته مماسی اولیه و ضریب پواسون فولاد وارد می‌شود.

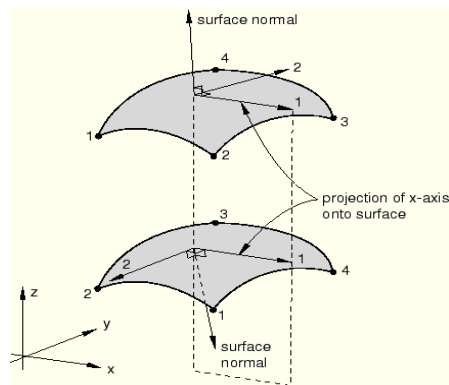
۲) ایزوتروپیک چند خطی (Multilinear Isotropic Hardening plasticity):

این مدل با تعیین منحنی تنش کرنش فولاد، به‌منظور شبیه‌سازی رفتار فولاد در طول بارگذاری بکار می‌رود. از نکات حائز اهمیت این مدل عدم سازگاری آن با مدل کردن نرم شدگی مصالح است. در مواردی که بارگذاری به‌صورت سیکلیک اعمال می‌شود به‌جای مدل رفتاری ایزوتروپیک چندخطی می‌بایست از مدل رفتاری سینماتیک چندخطی استفاده کرد.

۳-۳-۴ المان SR4

دیوار برشی فولادی شامل تیر، ستون و ورق نازک پانل است. کلیه اجزای این سیستم با استفاده از المان پوسته مدل‌سازی شده است. المان پوسته‌ی S4R، یک المان ۴ گرهی باقابلیت انحنای دوطرفه و با انتگرال‌گیری کاهش‌یافته است. هر گره از این المان دارای سه درجه آزادی انتقالی (U_x, U_y, U_z) و سه درجه آزادی دورانی ($\theta_x, \theta_y, \theta_z$) می‌باشد.

المان SR4، قابلیت مدل‌سازی رفتار غیرخطی هندسی و غیرخطی مواد و همچنین انتگرال‌گیری عددی در راستای ضخامت پوسته را دارد. بهره‌گیری از روش انتگرال‌گیری کاهش‌یافته می‌تواند اطلاعات دقیقی را در اختیار کاربر قرار دهد و در مقایسه با روش انتگرال‌گیری کامل، زمان پردازش توسط کامپیوتر را کاهش می‌دهد. مدل‌سازی رفتار پوسته‌های نازک و ضخیم با استفاده از این المان امکان‌پذیر است. شکل ۳-۱، المان SR4 را به‌صورت شماتیک نشان می‌دهد.



شکل ۳-۱-۳-۱-۳ SR4

۳-۴- جایگاه و اهمیت اعتبار سنجی نمونه‌ها

زمانی که نمونه‌هایی را در آزمایشگاه ساخته شده و مورد آزمایش قرار گرفته، دسته‌ای از نتایج در اختیار قرار می‌گیرد. گرچه ممکن است بعضی از نتایج همراه با خطا باشد، لیکن کلیت این نتایج به‌عنوان مبنایی برای مطالعات بعدی مورد توجه و استخراج قرار می‌گیرد. در مقابل، در یک تحلیل کامپیوتری اولین سؤال اساسی در مواجهه با هر نتیجه‌ای آن است که چگونه و تا چه حد نتایج قابل اطمینان است. در هر تحقیق برای آن‌که بتوان نتایج تحلیل‌های پارانه‌ای خود را مبنایی برای نتیجه‌گیری‌ها و مقایسه‌های بعدی قرار دهیم، لازم است ابتدا توانمندی خود را برای مدل‌سازی را به اثبات برسانیم. بهترین روند برای نیل به این هدف آن است که نمونه‌های تحقیقات آزمایشگاهی انجام‌شده توسط سایر محققین را انتخاب و تحلیل توسط نرم‌افزار مورد استفاده سعی کنیم نتایج تقریباً مشابه بدست آید. در ادامه مدل‌سازی و کالیبراسیون دیوار برشی فولادی در دو حالت استفاده از ورق صاف و موج‌دار توضیح داده خواهد شد.

۳-۴-۱- مدل‌سازی و کالیبراسیون دیوار برشی فولادی

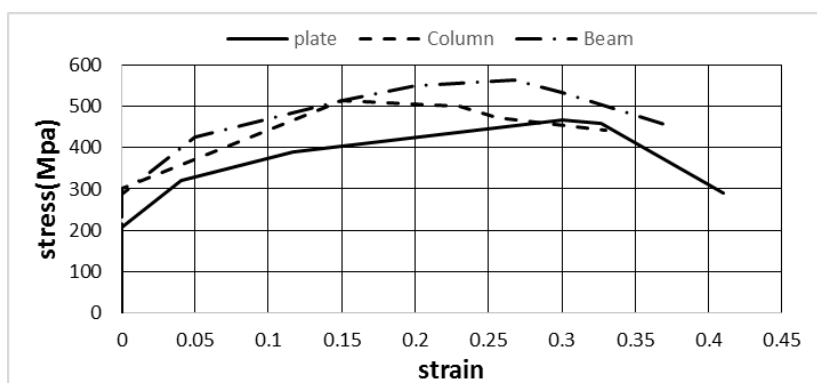
در این قسمت مدل‌سازی دیوار برشی فولادی با ورق‌های صاف و موج‌دار انجام و اعتبار نتایج اجزای محدود از طریق مقایسه با نتایج آزمایشگاهی ارزیابی خواهد شد.

۳-۴-۲ مدل سازی آزمایشگاهی فرشته امامی و همکاران [3]

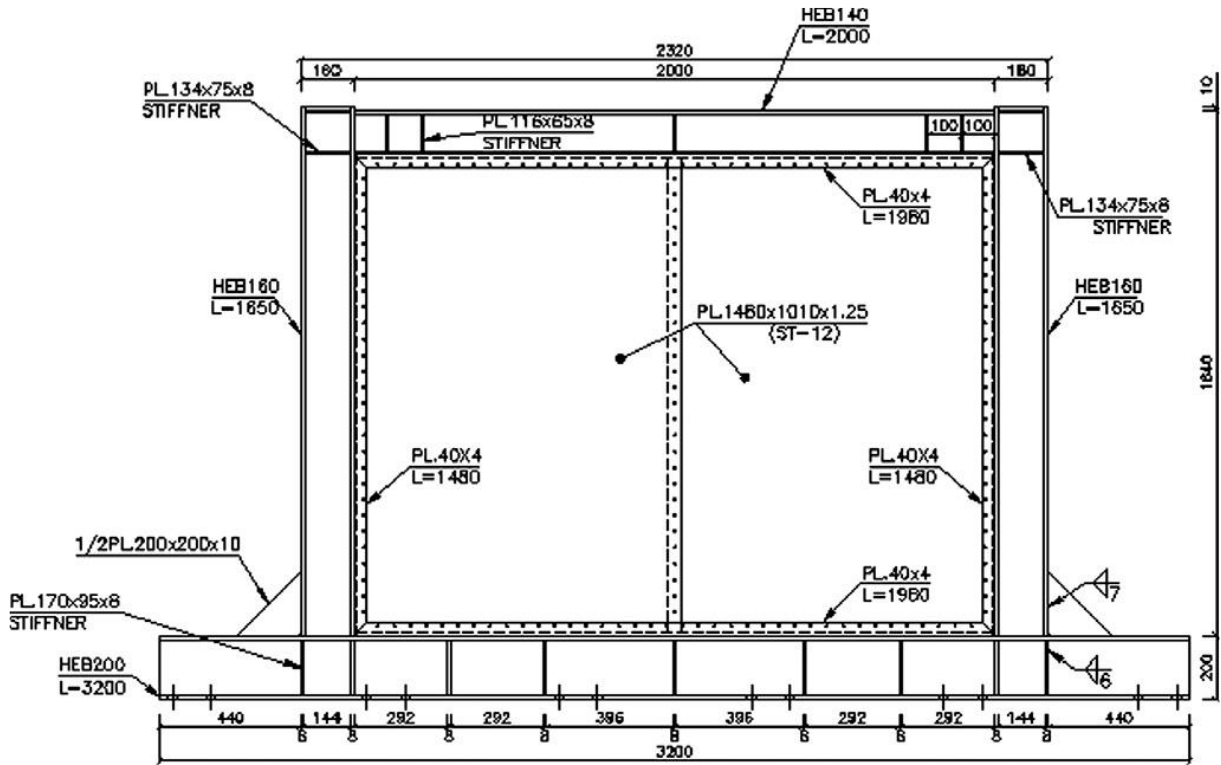
در این تحقیق نمونه‌های آزمایشگاهی امامی و همکاران شامل دیوار برشی فولادی با ورق‌های صاف بدون سخت‌کننده و دیوار برشی فولادی با ورق موج‌دار مورد بررسی قرار گرفته است [3]. نمونه‌ها در مقیاس $\frac{1}{2}$ و در یک قاب یک طبقه و یک دهانه ساخته شده و تحت بارگذاری چرخه‌ای قرار گرفته است. ابعاد نمونه‌ها $2320\text{mm} \times 1640\text{mm}$ می‌باشد. برای اجزای مرزی از مقاطع I شکل و برای ورق فولادی جان دیوار از فولاد با تنش تسلیم پایین استفاده شده است. اتصال تیر به ستون و اتصال ورق فولادی به اجزای مرزی از نوع اتصالات گیردار می‌باشد و نمونه‌ها از لحاظ ضخامت، اتصالات تیر به ستون و اتصالات ورق فولادی به اجزای مرزی (تیر و ستون) کاملاً یکسان بوده است. مشخصات مکانیکی فولاد استفاده شده در اجزای مختلف دیوار برشی فولادی در جدول ۳-۱ و شکل ۳-۲ نشان داده شده است.

جدول ۳-۱ مشخصات مکانیکی مصالح

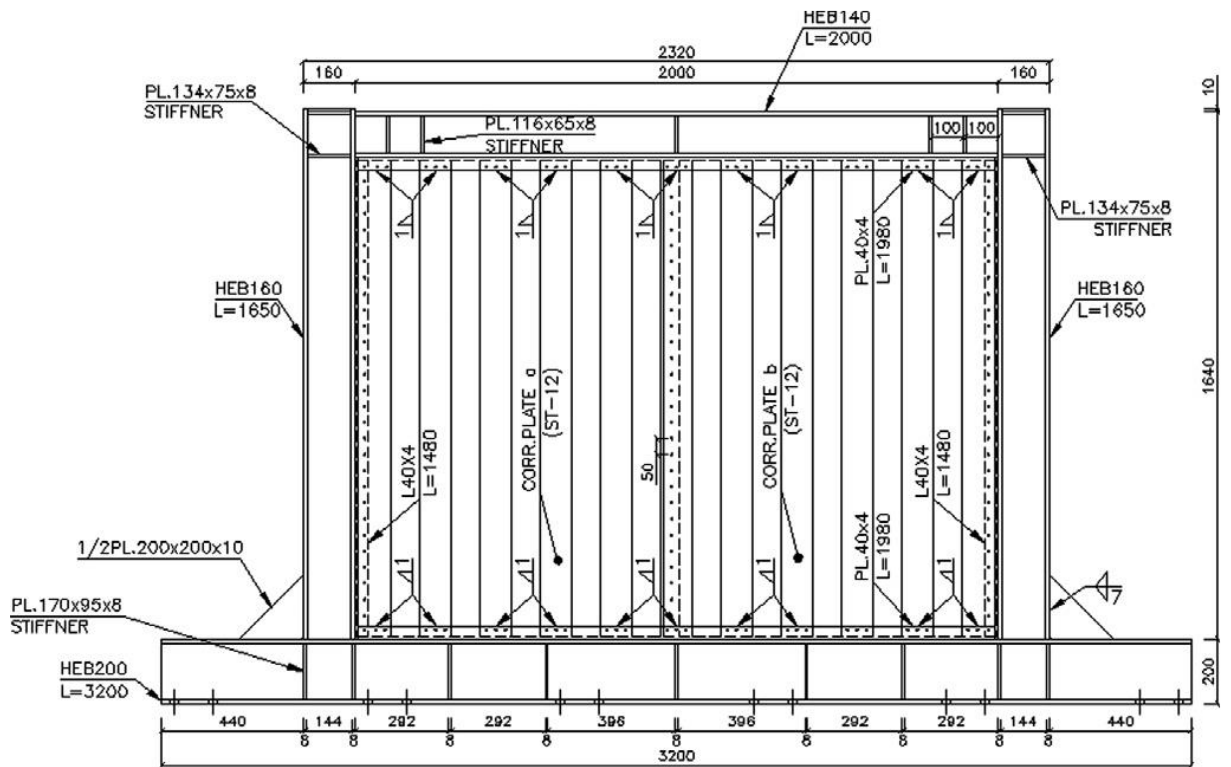
عضو	مدول یانگ (E) Mpa	تنش تسلیم (Fy) Mpa	تنش نهایی (Fu) Mpa
Plate	۲۱۰۰۰۰	۲۰۷	۲۹۰
Column	۲۱۰۰۰۰	۳۰۰	۴۴۳
Beam	۲۱۰۰۰۰	۲۸۸	۴۵۶



شکل ۳-۲ منحنی تنش و کرنش فولاد

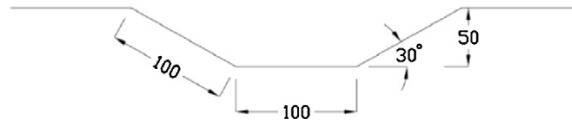


(الف)



(ب)

شکل ۳-۳- جزئیات اجرایی نمونه امامی (الف) نمونه سخت نشده (ب) نمونه موج دار عمودی



شکل ۳-۴- پروفیل موج

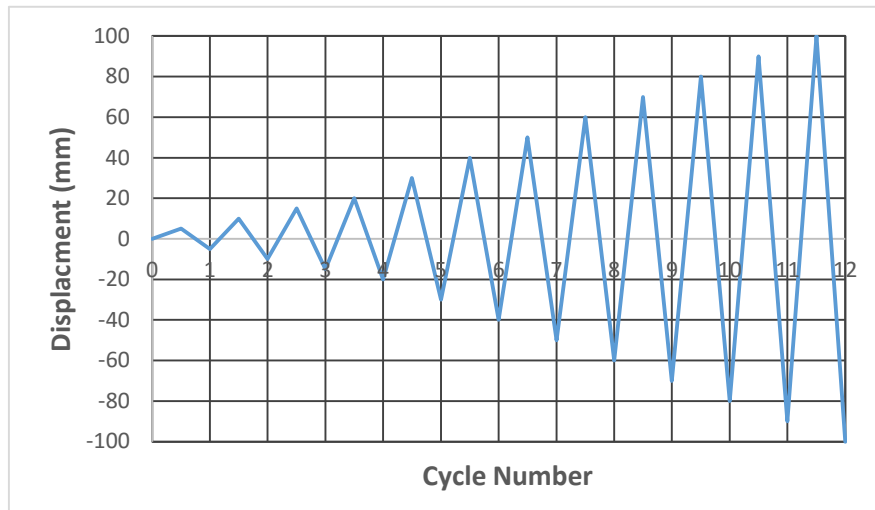
بارگذاری نمونه‌ها از نوع کنترل تغییر مکان بوده و بارگذاری در قسمت تیر فوقانی اعمال می‌شود. جهت جلوگیری از کمانش جانبی، جابجایی تیرها در صفحه عمود بر صفحه بارگذاری با استفاده از مهار جانبی کنترل شده است. برای شبیه‌سازی زلزله و بررسی دقیق رفتار چرخه‌ای دیوارهای برشی فولادی از بارگذاری شبه استاتیکی با افزایش بار و جابجایی در هر چرخه استفاده شده است. در این آزمایش زمانی که مقاومت نمونه نسبت به مقاومت نهایی کاهش یافت و یا هنگامی که جابجایی دامنه به ۱۰۰ mm رسید بارگذاری متوقف می‌شود.



شکل ۳-۵- نمونه‌های آزمایشگاهی قبل از آزمایش و بعد از آزمایش

پروتکل بارگذاری در مدل‌های تحت بارگذاری چرخه‌ای در آزمایش فرشته امامی در شکل ۳-۶

نشان داده شده است.



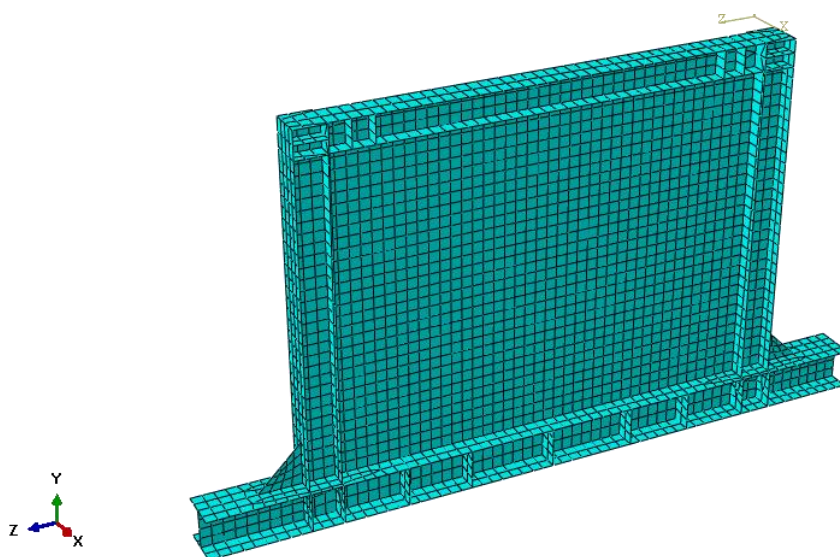
شکل ۳-۶- پروتکل بارگذاری [3]

المان مورد استفاده در مدل‌سازی از نوع S4R انتخاب شده است (خصوصیات رفتاری این المان

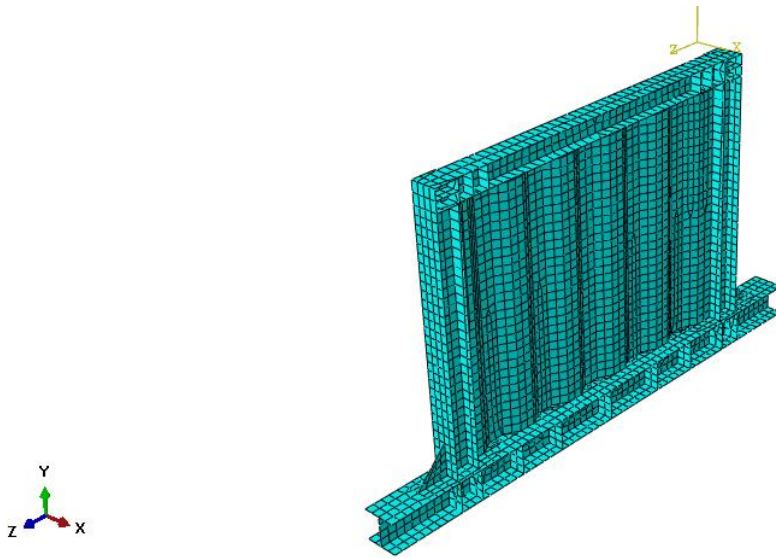
پیش‌تر توضیح داده شد).

شکل ۳-۷ و شکل ۳-۸ به ترتیب نمونه صاف و موج‌دار مدل شده در نرم‌افزار همراه با مش‌بندی را

نشان می‌دهد. مش‌بندی با سایز ۵۰ mm انجام شده است.



شکل ۳-۷- شبکه بندی نمونه سخت‌نشده



شکل ۳-۸- شبکه بندی نمونه موج‌دار

۳-۴-۳ اعمال نقص اولیه ساخت

در نمونه‌های آزمایشگاهی ساخته شده ایجاد ناصافی و اعوجاج در ورق‌های جان، در مراحل حمل و نصب محتمل است؛ بنابراین برای تطبیق هرچه بیشتر مدل‌سازی و نتیجه‌گیری در مدل‌های اجزای محدود باید تغییر شکل اولیه برای ورق جان در نظر گرفت.

برای تعیین میزان تغییر شکل‌های اولیه و یا نقص اولیه‌ی مورد نیاز برای تحلیل غیرخطی، از پیشنهاد آیین‌نامه‌ی اروپا استفاده شده است.

آیین‌نامه‌ی اروپا در مورد اعمال نقص اولیه عضو به‌منظور تحلیل اجزای محدود غیر خطی، پیشنهادات زیر را ارائه داده است:

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

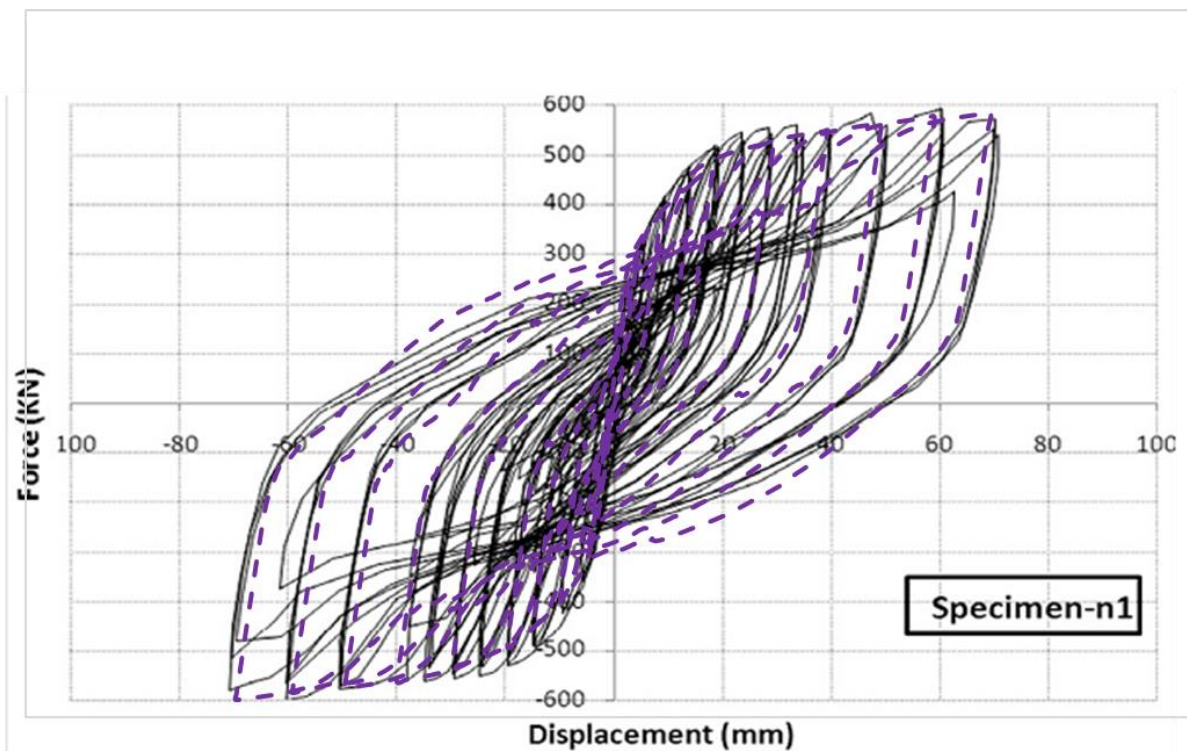
۲. مقدار نقص اولیه $\frac{1}{200}$ عرض ورق جان در نظر گرفته شود.

در این پایان‌نامه روش دوم مورد استفاده قرار گرفته است.

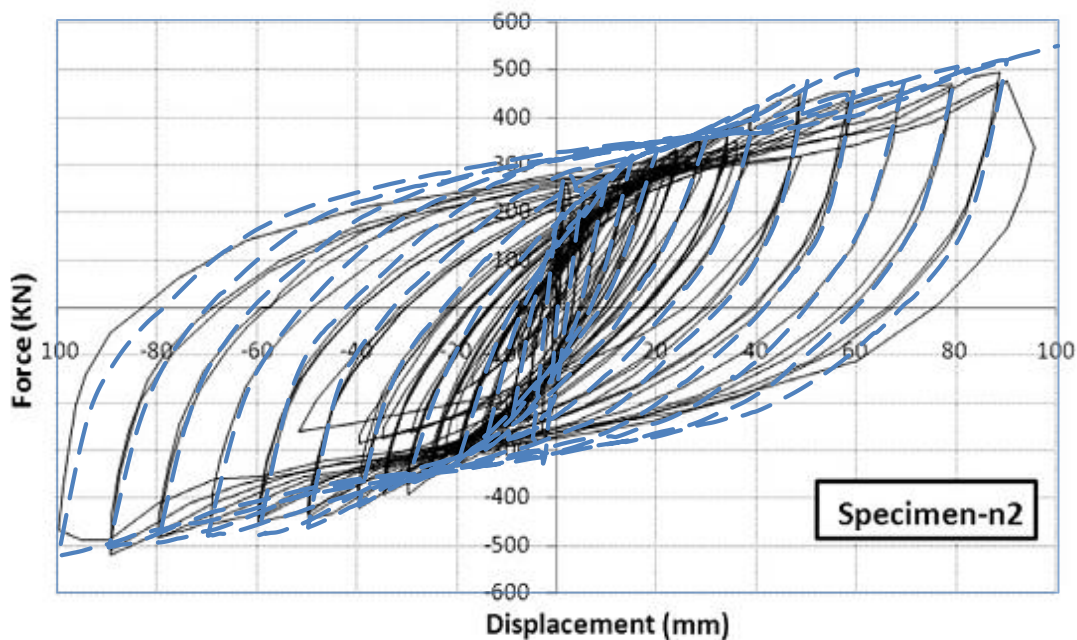
بارگذاری نمونه‌ها از نوع تغییر مکان و به صورت چرخه‌ای و طبق پروتکل معرفی شده انجام شده است [12]. شرایط تکیه‌گاهی، کنترل حرکت جانبی تیر فوقانی و اتصالات نمونه‌های آزمایشگاهی در مدل‌های اجزای محدود به طور کامل در نظر گرفته شده و در مدل‌سازی لحاظ شده است.

۳-۴-۴ مقایسه نتایج تحلیل اجزای محدود با نتایج آزمایشگاهی

در شکل ۳-۹ و شکل ۳-۱۰ مقایسه بین نتایج تحلیل مدل‌های اجزای محدودی با نتایج آزمایشگاهی برای دیوار برشی فولادی با استفاده از ورق صاف بدون سخت‌کننده و ورق موج‌دار تحت بارگذاری چرخه‌ای نشان داده شده است.



شکل ۳-۹- مقایسه نتایج آزمایشگاهی و اجزای محدودی مدل سخت نشده



شکل ۳-۱۰- مقایسه نتایج آزمایشگاهی و اجزای محدود مدل موج‌دار

با توجه به نتایج به‌دست‌آمده و ارزیابی نمودار مقایسه نتایج اجرای محدود و آزمایشگاهی برای هر دو نمونه دیوار برشی فولادی می‌توان اذعان داشت که دقت نتایج به‌دست‌آمده از مدل‌های اجزای محدودی در حد مطلوب و به‌مراتب بالایی قرار دارد.

بنابراین با توجه به نتایج به‌دست‌آمده می‌توان بیان داشت که مدل‌های اجزای محدودی دارای اعتبار بوده و نتایج به‌دست‌آمده از مطالعه پارامتریک و عددی با استفاده از این مدل‌ها قابل اطمینان است.

۳-۵- مدل‌سازی دیوار برشی فولادی

در این بخش مشخصات نمونه‌های دیوار برشی فولادی که در این تحقیق مورد ارزیابی و تحلیل قرار خواهند گرفت از نظر شرایط مدل‌سازی، بارگذاری، اتصالات و مشخصات هندسی توضیح داده می‌شود. در این پژوهش تلاش شده است که شرایط و مشخصات دیوار برشی فولادی به صورتی انتخاب شود که

تمامی عوامل و متغیرهای مهم و تأثیرگذار در رفتار این سیستم لحاظ و به‌طور دقیق مورد بررسی قرار گیرد. برای تطبیق هرچه بیشتر شرایط مدل‌سازی و نتایج حاصل‌شده با دیوارهای برشی فولادی که در سیستم سازه‌ای ساختمان‌های واقعی استفاده می‌شوند، نمونه‌ها در مقیاس واقعی مدل‌سازی شده‌اند. ارتفاع هر طبقه از نمونه‌ها برابر با ارتفاع معمول طبقات یک ساختمان واقعی و برابر با ۳۵۰۰ میلی‌متر در نظر گرفته شده است. همچنین برای در نظرگیری تأثیر تعداد طبقات در عملکرد سیستم دیوار برشی فولادی و المان‌های مرزی (تیرها و ستون‌ها)، نمونه‌ها در یک قاب یک دهانه و در سه طبقه مدل‌سازی و تحلیل می‌شوند.

نسبت طول دهانه به ارتفاع طبقه ($\frac{l}{h}$):

از پارامترهای بسیار مهم در عملکرد دیوار برشی فولادی، اندازه طول دهانه پانل‌های برشی است. در طراحی اصولی و صحیح دیوارهای برشی فولادی با بیشتر شدن طول دهانه ضمن اینکه طول ورق جان افزایش پیدا خواهد کرد، مقاطع المان‌های مرزی نیز بزرگ‌تر خواهد شد. کاملاً روشن است که با افزایش طول ورق جان و بزرگ‌تر شدن مقاطع المان‌های مرزی، تمامی پارامترهای مهم لرزه‌ای بهبود یافته و سیستم عملکرد بهتری را از خود نشان می‌دهد و در شرایط کاهش طول دهانه شرایط عکس موارد مذکور ایجاد خواهد شد. از طرفی با توجه به ثابت بودن ارتفاع طبقات تغییر طول دهانه قاب باعث ایجاد تغییر در هندسه دیوار برشی فولادی خواهد شد و عملکرد دیوار را تحت تأثیر قرار خواهد داد. بنابراین هدف از مدل‌سازی و تحلیل پانل‌های برشی با طول دهانه متفاوت، تأثیر طول دهانه بر عملکرد لرزه‌ای دیوار برشی فولادی نخواهد بود. بلکه هدف بررسی دیوار برشی فولادی با ورق صاف، موج‌دار و تقویتی پیشنهادی در نسبت‌های متفاوت $\frac{l}{h}$ و به دنبال آن مقایسه سیستم‌های فوق در هرکدام از این حالات می‌باشد.

ضخامت ورق فولادی جان:

عامل بسیار مهم و تأثیرگذار دیگر در دیوارهای برشی فولادی ضخامت ورق جان می‌باشد. در واقع

ضخامت ورق جان مهم‌ترین پارامتر در عملکرد این سیستم است و تغییر ضخامت ورق جان تأثیر مستقیم بر پارامترهای لرزه‌ای دارد. همچنین تنش‌های اعمال‌شده بر المان‌های مرزی متأثر از ضخامت ورق جان بوده و همان‌طور که پیش‌تر توضیح داده شد مهم‌ترین عامل در طراحی تیرها و ستون‌های دیوار، ضخامت ورق جان است. در این تحقیق دیوارهای برشی فولادی در سه ضخامت $t = 1.5$ mm، $t = 3$ mm و $t = 4.5$ mm بررسی خواهد شد.

در جدول ۲-۳ مشخصات دیوارهای برشی فولادی از نظر طول دهانه و ضخامت ورق جان نشان داده شده است. همان‌طور که مشخص است در مجموع ۹ حالت مختلف ایجاد شده است؛ بنابراین هرکدام از انواع سیستم‌های دیوار برشی فولادی باید برای این ۹ حالت مورد ارزیابی قرار گرفته و عملکرد آن‌ها بررسی شود.

جدول ۲-۳- مشخصات مدل‌های ابعاد و ضخامت مدل‌های ساخته شده

h/t	L/t	L/h	t (mm)	طول دهانه (mm)
۲۳۰۰	۱۱۵۰	۰/۵	۱/۵	۱۷۵۰
۱۱۵۰	۵۸۰	۰/۵	۳	
۷۷۰	۳۹۰	۰/۵	۴/۵	
۲۳۰۰	۲۳۰۰	۱	۱/۵	۳۵۰۰
۱۱۵۰	۱۱۵۰	۱	۳	
۷۷۰	۷۷۰	۱	۴/۵	
۲۳۰۰	۳۰۰۰	۱/۵	۱/۵	۵۲۵۰
۱۱۵۰	۱۵۰۰	۱/۵	۳	
۷۷۰	۱۰۰۰	۱/۵	۴/۵	

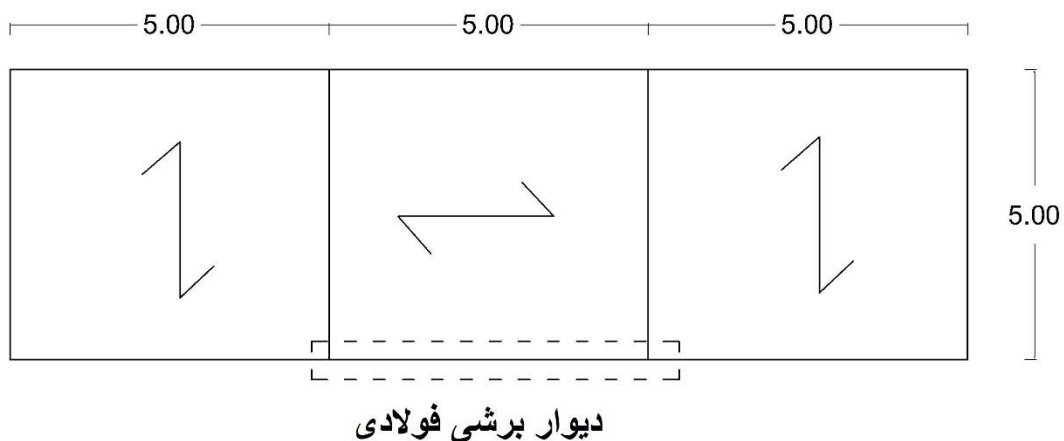
بارگذاری ثقلی:

بارهای ثقلی یا همان بارهای مرده و زنده جزو بارهای دائمی هستند که قبل، بعد و در حین اعمال بارهای لرزه‌ای بر المان‌های سازه‌ای اعمال می‌شوند. مهم‌ترین تأثیر بارهای ثقلی در حین بارگذاری جانبی اثرات $p-\Delta$ است. در این حالت اعمال هم‌زمان بارهای جانبی و ثقلی باعث تشدید لنگر در ستون‌ها و افزایش تغییر مکان‌ها می‌شود؛ بنابراین اعمال بارهای ثقلی، هم‌زمان با بارگذاری جانبی تأثیر بسزایی

بر عملکرد سیستم‌های سازه‌ای دارد. متأسفانه در اکثر تحقیقات انجام‌شده در زمینه دیوار برشی فولادی بارگذاری ثقلی لحاظ نشده است. در این تحقیق جهت ارزیابی هرچه دقیق‌تر رفتار دیوارهای برشی فولادی بارگذاری ثقلی نیز اعمال شده است.

با تغییر طول دهانه پانل برشی مقادیر بارهای ثقلی نیز تغییر می‌کند. بارهای ثقلی در هر طبقه به‌صورت مستقیم بر ستون‌ها اعمال می‌شوند. این بارها قبل از شروع بارگذاری جانبی به‌طور کامل بر سازه وارد شده و تا انتهای بارگذاری جانبی نیز باقی می‌مانند.

محل دیوار برشی فولادی مورد ارزیابی در این تحقیق در قاب بیرونی یک ساختمان مسکونی با پلان مشخص شده در شکل ۱۱-۳ در نظر گرفته شده است.



شکل ۱۱-۳- جانمایی دیوار برشی فولادی در پلان

با توجه به پلان و جهت تیرریزی و همچنین مقدار بارهای ثقلی (بار مرده و زنده به ترتیب برابر ۵۰۰ و ۲۰۰ کیلوگرم بر متر مربع) بار هر ستون برابر است از:

$$P = \frac{(5 * 5 + 5 * L)}{4} * (1.2 * 500 + 1.6 * 200)$$

بارگذاری جانبی:

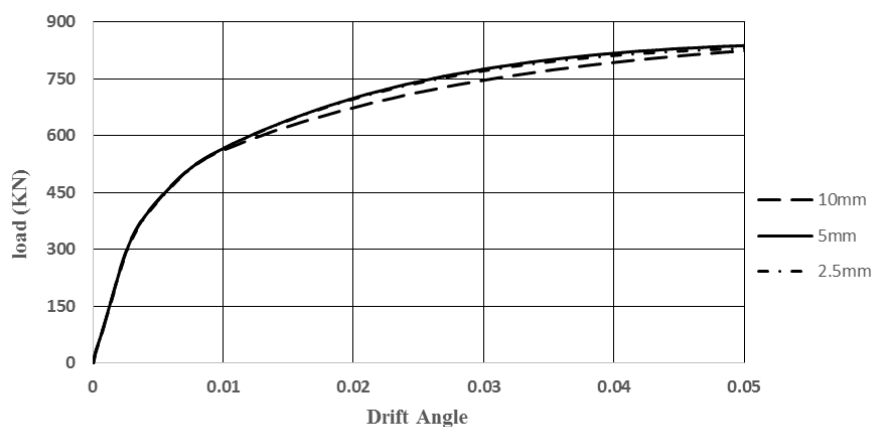
در این تحقیق بارگذاری جانبی از نوع کنترل تغییرمکان بوده و الگوی بارگذاری به صورت مثلثی شکل و برحسب زاویه دوران اعمال می‌شود. این بارگذاری در هر طبقه به بال فوقانی تیرها اعمال شده و برای در نظرگیری تأثیر دیافراگم، حرکت جانبی تیرها در بال فوقانی مهار شده است.

اتصالات:

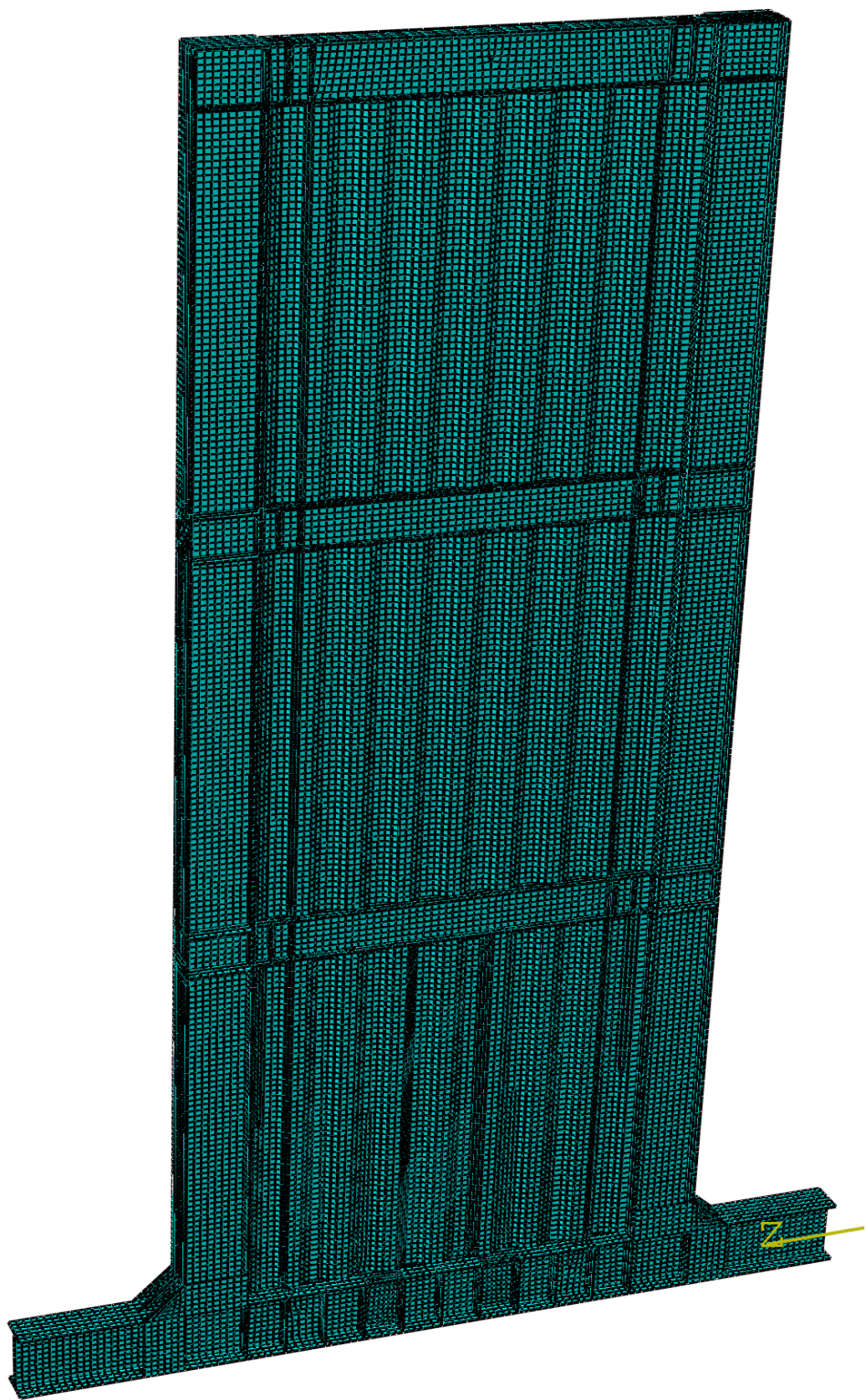
اتصال تیر و ستون‌ها در تمامی مدل‌ها به صورت اتصالات صلب خمشی در نظر گرفته شده است.

اندازه مناسب برای مش‌بندی:

در این قسمت با انجام آنالیز حساسیت سایز مش، اندازه مناسب جهت مش‌بندی مدل‌ها تعیین می‌شود. برای این منظور نمونه دیوار برشی فولادی سخت‌نشده با طول دهانه ۱۷۵ سانتی‌متر و ضخامت ۱/۵ میلی‌متر انتخاب شده است. این نمونه در سه اندازه مش متفاوت مدل‌سازی و تحلیل شده است. مش‌بندی در سه اندازه ۲/۵، ۵ و ۱۰ سانتی‌متر انجام شده است. نتیجه آنالیز حساسیت سایز مش در شکل ۳-۱۲ نشان داده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود نتایج به دست آمده در هر سه حالت تقریباً یکسان می‌باشد، بنابراین برای آنالیز اجزای محدود، اندازه مش ۵ سانتی‌متر انتخاب می‌شود.



شکل ۳-۱۲- منحنی آنالیز حساسیت مش‌بندی



شکل ۳-۱۳- نمونه‌ای از دیوار برشی فولادی مدل‌سازی شده

فصل ۴ نتایج و بحث

۴-۱- مقدمه

در این فصل از طریق انجام تحلیل‌های دقیق اجزای محدودی به بررسی رفتار لرزه‌ای دیوارهای برشی فولادی پرداخته شده است. دیوارهای برشی فولادی سخت‌نشده، موج‌دار و تقویتی پیشنهادی به شکل‌های مختلف مورد تجزیه و تحلیل قرار گرفته و رفتار و پارامترهای لرزه‌ای آن‌ها با یکدیگر مقایسه شده‌اند. تعداد ۹۹ آنالیز به‌منظور ارزیابی حالت‌های مختلف دیوار برشی فولادی سخت‌نشده، موج‌دار و تقویتی پیشنهادی انجام گرفته است.

۴-۲- نام‌گذاری مدل‌ها

در این قسمت نحوه نام‌گذاری نمونه‌های مورد بررسی، شرح داده می‌شود. در این تحقیق نام‌گذاری نمونه‌ها با توجه به نوع دیوار برشی فولادی، جهت قرارگیری ورق موج‌دار، ضخامت ورق جان و نسبت $\frac{l}{h}$ انجام می‌شود.

نام‌گذاری قاب فولادی بدون ورق جان و دیوارهای سخت‌نشده به فرم کلی زیر است.

قاب فولادی بدون ورق جان^۱ $P-t-\frac{l}{h}$

دیوار برشی فولادی سخت‌نشده^۲ $F-t-\frac{l}{h}$

در این نام‌گذاری t بیان‌گر ضخامت ورق جان و $\frac{l}{h}$ نسبت طول دهانه به ارتفاع است. به‌عنوان مثال

دیوار برشی فولادی سخت‌نشده با ضخامت ۳ میلی‌متر و طول دهانه ۵۲۵۰ میلی‌متر مدل F-3-1.5

^۱ Panel

^۲ Flat Plate

نامیده می‌شود.

با توجه به اینکه در دیوار برشی فولادی موج‌دار جهت قرارگیری ورق موج‌دار نیز مطرح است، نام‌گذاری این مدل‌ها در فرم کلی به صورت زیر است:

$$\text{T-H or V-t-} \frac{l}{h}$$

که T بیان‌گر استفاده از ورق فولادی موج‌دار دوزنقه‌ای^۱ است و H یا V به جهت قرارگیری ورق موج‌دار (افقی یا قائم) اشاره دارد. به عنوان مثال دیوار برشی فولادی موج‌دار افقی با ضخامت ۳ میلی‌متر و طول دهانه ۵۲۵۰ میلی‌متر مدل T-H-3-1.5 نامیده می‌شود.

دیوارهای برشی فولادی تقویت‌شده^۲ نیز به فرم کلی زیر نام‌گذاری شده‌اند:

$$\text{R-H or V-A or B or C-t-} \frac{l}{h}$$

که R بیان‌گر دیوار برشی تقویتی است. بخش دوم بیان‌گر جهت قرارگیری ورق موج‌دار و بخش سوم بیان‌گر نوع دیوار برشی فولادی به شرح زیر است:

ضخامت ورق موج‌دار و ورق‌های صاف یکسان است (A).

ضخامت ورق‌های موج‌دار بیشتر از ورق صاف است (B).

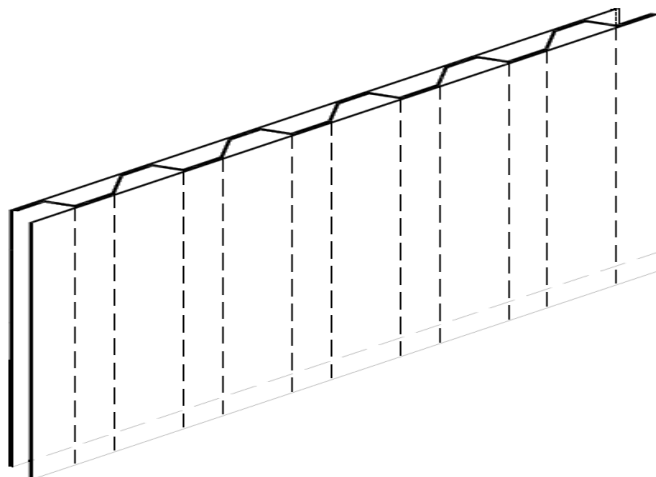
ضخامت ورق‌های موج‌دار کمتر از ورق صاف است (C).

مقادیر ضخامت ورق‌های موج‌دار و صاف برای هر کدام از حالت‌های بالا در بخش ۴-۵- به طور کامل شرح داده شده است. در نام‌گذاری مدل‌های تقویتی t برابر با مجموع ضخامت ورق‌های صاف و موج‌دار

^۱ Trapezoidal Corrugated Plate

^۲ Reinforced Plate

است.



شکل ۴-۱- جزئیات ورق جان در دیوار برشی فولادی تقویتی متصل

۴-۳- بررسی عملکرد دیوارهای برشی فولادی سخت نشده، موج دار و تقویتی پیشنهادی

در این قسمت به بررسی و مقایسه دیوارهای برشی فولادی در سه نسبت $\frac{l}{h}$ و سه ضخامت مختلف پرداخته می شود. دیوارهای برشی در ۵ حالت زیر مورد ارزیابی قرار گرفته اند:

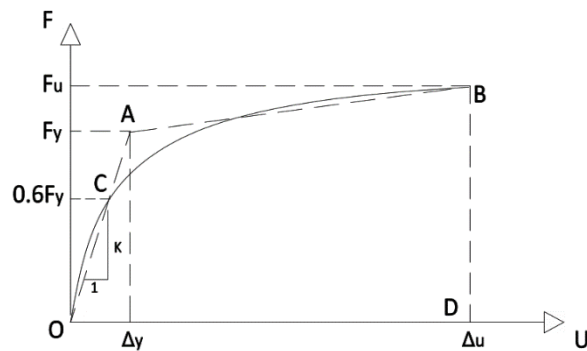
۱. دیوارهای برشی فولادی سخت نشده (ورق صاف)
۲. دیوارهای برشی فولادی موج دار با جهت موج افقی
۳. دیوارهای برشی فولادی موج دار با جهت موج قائم
۴. دیوارهای برشی فولادی تقویتی با استفاده از ورق موج دار با جهت موج افقی
۵. دیوارهای برشی فولادی تقویتی با استفاده از ورق موج دار با جهت موج قائم

۴-۴- تعیین پارامترهای لرزه ای به روش دوخطی کردن منحنی ظرفیت

در ادامه این فصل برای ارزیابی پارامترهای لرزه ای در دیوارهای برشی فولادی از قبیل مقاومت اولیه، مقاومت نهایی، سختی سازه ای و جذب انرژی باید از نمودارهای دوخطی نیرو-تغییر مکان استفاده کرد.

برای این منظور بر اساس دستوالعمل بهسازی ایران مطابق شکل ۲-۴ نقطه A باید چنان انتخاب شود که:

۱. سطح زیر منحنی رفتار غیرخطی برابر سطح محصور OABD باشد
۲. خط OA باید منحنی غیرخطی را در ۰/۶ طول خط قطع کند (نقطه C).



شکل ۲-۴- نمودار دو خطی منحنی ظرفیت

پارامترهای لرزه‌ای با توجه به نمودارهای دوخطی به صورت زیر به دست می‌آیند:

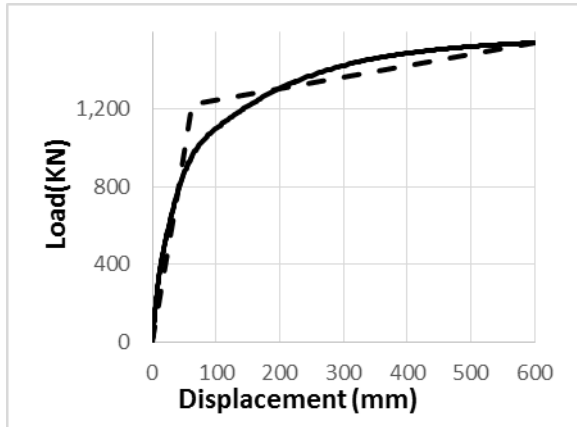
مقاومت اولیه (F_y): نیروی برشی متناظر با نقطه A

مقاومت نهایی (F_u): نیروی برشی متناظر با نقطه B

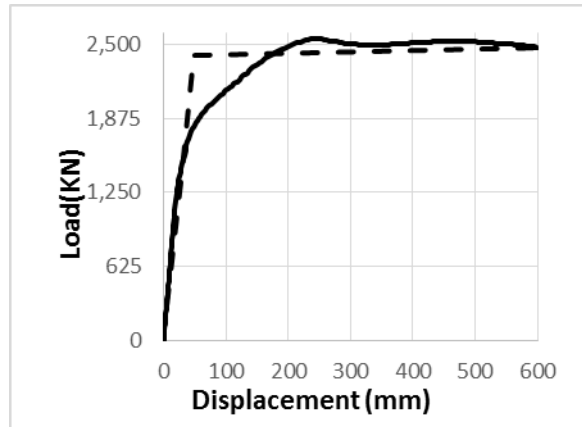
سختی الاستیک (K): شیب خط OA

جذب انرژی: مساحت زیر نمودار (سطح محصور OABD)

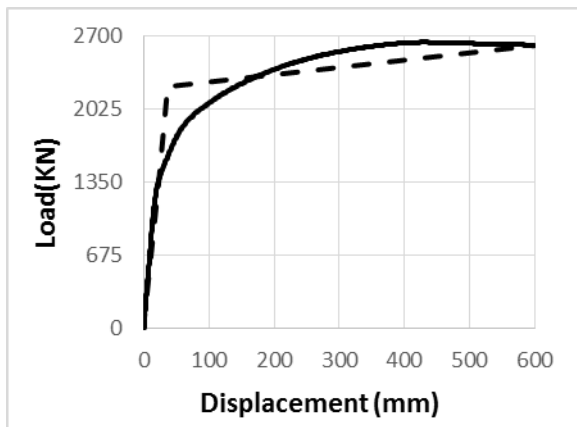
در شکل ۳-۴ تا شکل ۸-۴ چند مورد از نمودارهای دوخطی برای نمونه‌های مختلف نشان داده شده است.



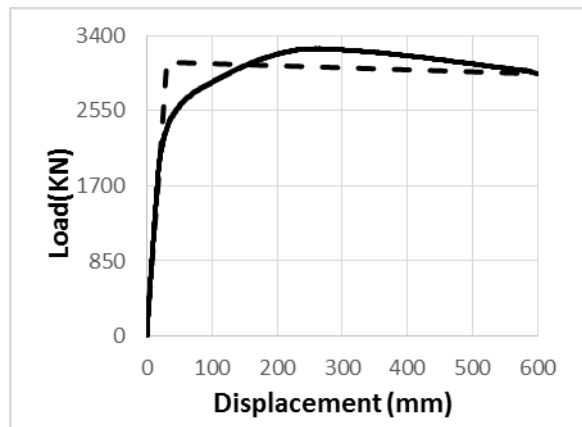
شکل ۳-۴-منحنی نیرو-تغییر مکان مدل F-3-0.5



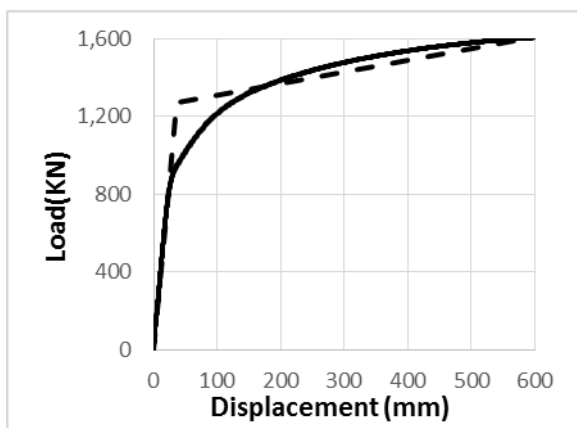
شکل ۴-۴-منحنی نیرو-تغییر مکان مدل T-H-4.5-0.5



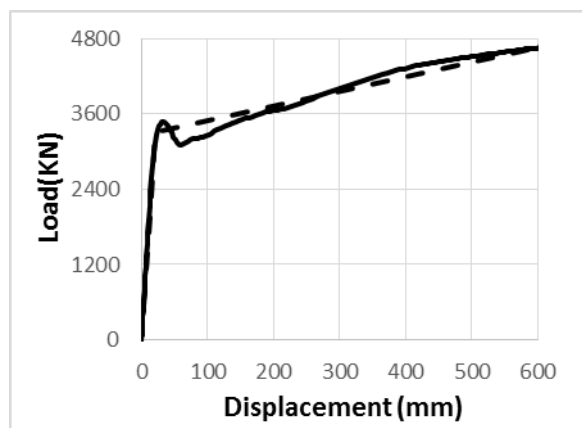
شکل ۵-۴-منحنی نیرو-تغییر مکان مدل R-H-A-3-1



شکل ۶-۴-منحنی نیرو-تغییر مکان مدل R-V-B-4.5-1



شکل ۷-۴-منحنی نیرو-تغییر مکان مدل F-1.5-1.5

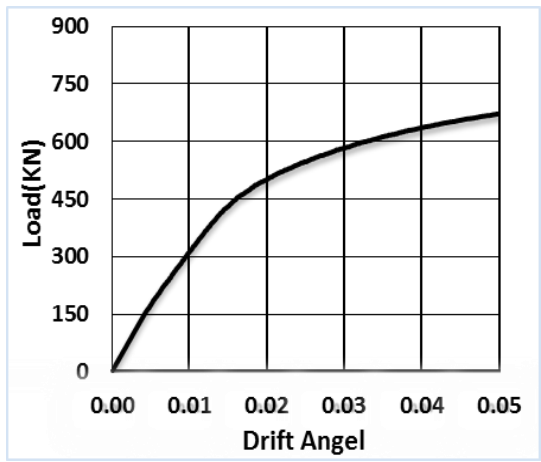


شکل ۸-۴-منحنی نیرو-تغییر مکان مدل T-V-4.5-1.5

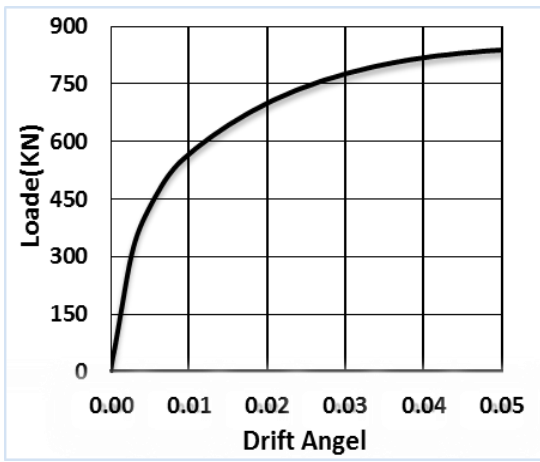
$$\frac{l}{h} = 0.5 \text{ نسبت با برشی دیوارهای } 1-4-4$$

شکل ۹-۴ تا شکل ۲۶-۴ منحنی‌های نیرو-زاویه دوران را برای سیستم‌های مختلف دیوار برشی فولادی در ضخامت‌های ۱/۵، ۳ و ۴/۵ میلی‌متر نشان می‌دهد. همان‌طور که مشخص است دیوارهای برشی سخت‌نشده در طول بارگذاری رفتاری پایدار توأم با جذب انرژی و مقاومت نهایی مطلوب را از خود نشان داده‌اند. این در حالی است که در مرحله الاستیک شیب منحنی این مدل‌ها کمتر از سایر مدل‌ها می‌باشد؛ اما در مقابل دیوارهای برشی موج‌دار در مرحله الاستیک بیشترین شیب منحنی را در مقایسه با نمونه‌های دیگر دارد. بنابراین با توجه به توضیحات مذکور و در مقایسه بین دیوارهای برشی سخت‌نشده و موج‌دار می‌توان ادعان کرد که دیوارهای سخت‌نشده ضمن عملکرد مناسب در مقاومت نهایی و جذب انرژی از نظر سختی اولیه رفتاری به مراتب ضعیف‌تر از نمونه‌های موج‌دار دارند؛ اما نکته جالب توجه این است که سختی الاستیک بسیار بالا، مهم‌ترین مزیت دیوارهای برشی موج‌دار نسبت به دیوارهای سخت‌نشده است.

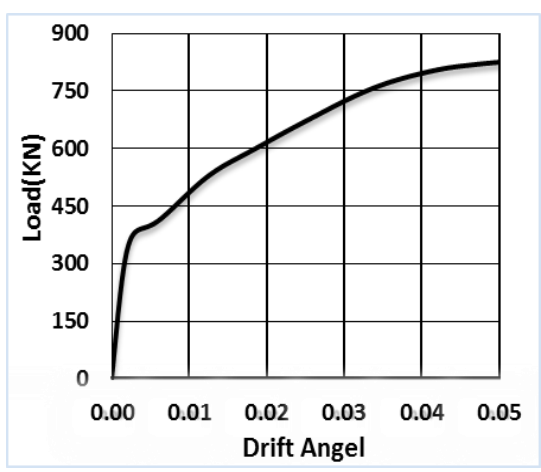
از سوی دیگر نمودارهای نیرو-زاویه دوران برای دیوارهای موج‌دار قائم نشان می‌دهد که این مدل‌ها بعد از مرحله الاستیک دچار کاهش شدید سختی شده و بدون افزایش در بارگذاری، تغییر مکان زیادی را تجربه می‌کنند؛ اما دیوارهای موج‌دار افقی عملکردی به مراتب مناسب‌تری از مدل‌های موج‌دار قائم داشته‌اند. بررسی نمودارهای نیرو-زاویه دوران این مدل‌ها، رفتاری نسبتاً پایدار، بدون کاهش شدید در سختی را نشان می‌دهد و همان‌طور که مشخص است استفاده از دیوارهای برشی موج‌دار افقی در ضخامت ۴/۵ میلی‌متر بسیار مناسب بوده است.



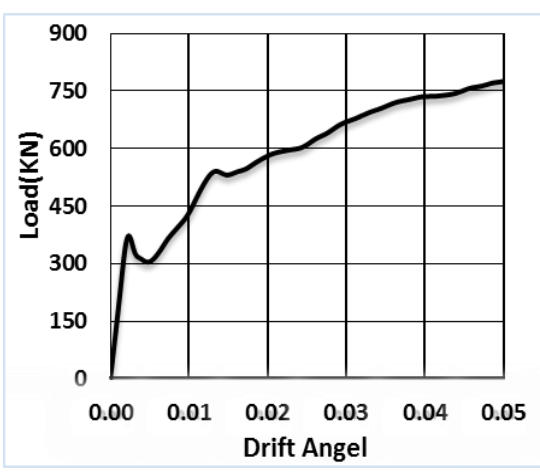
شکل ۹-۴- منحنی نیرو-دوران مدل P-1.5-0.5



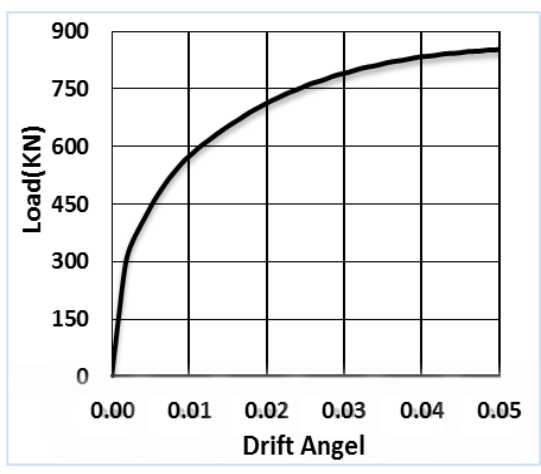
شکل ۱۰-۴- منحنی نیرو-دوران مدل F-1.5-0.5



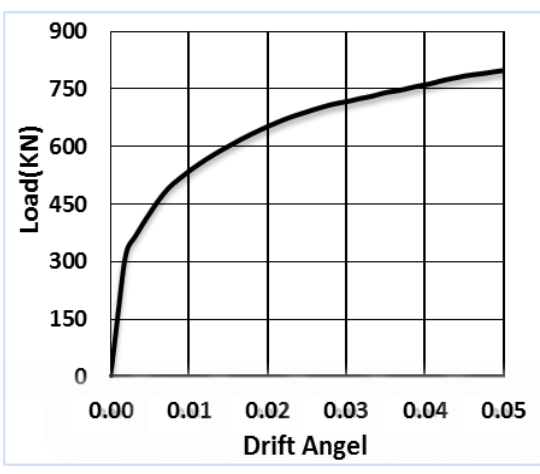
شکل ۱۱-۴- منحنی نیرو-دوران مدل T-H-1.5-0.5



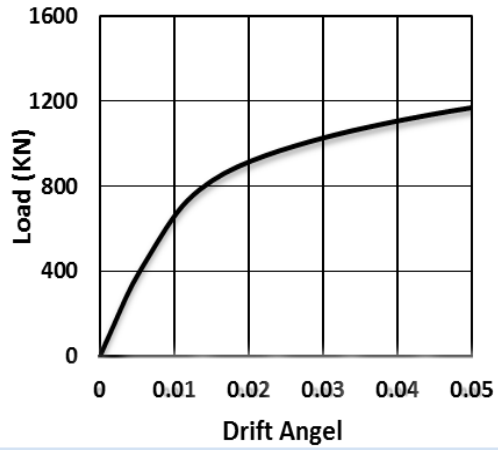
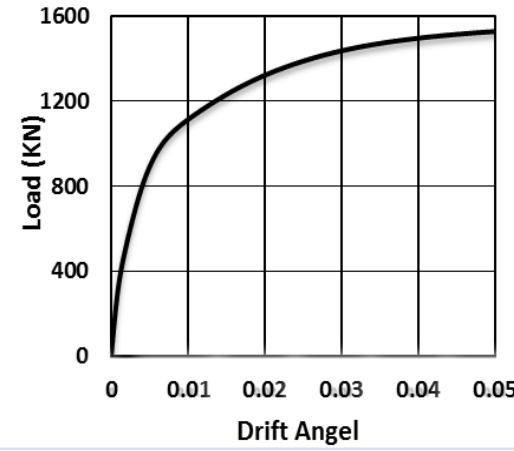
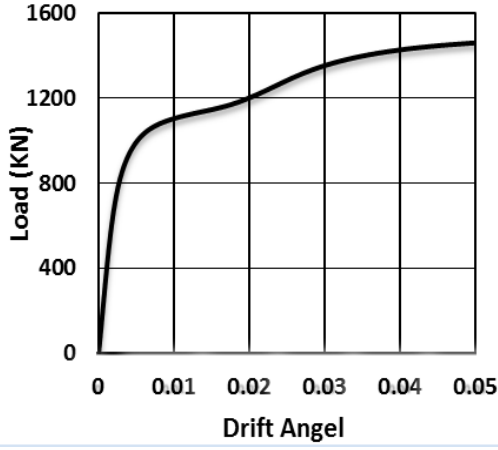
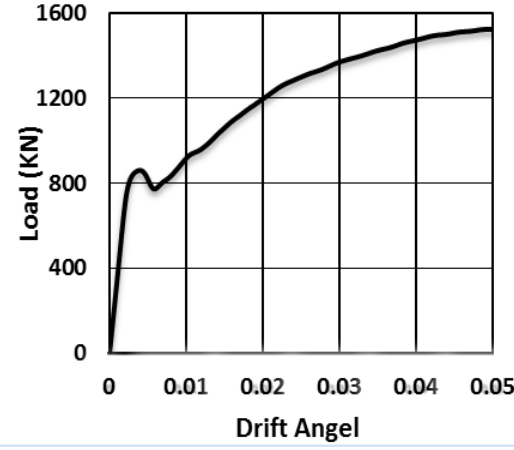
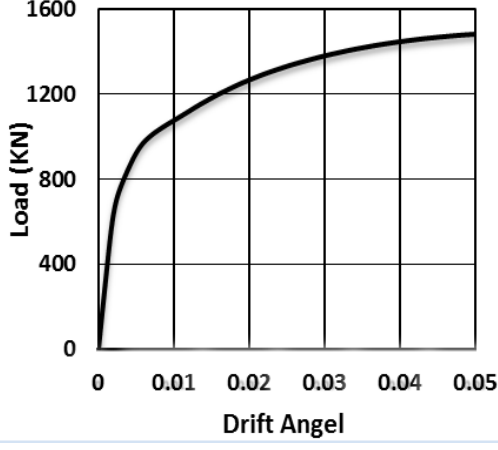
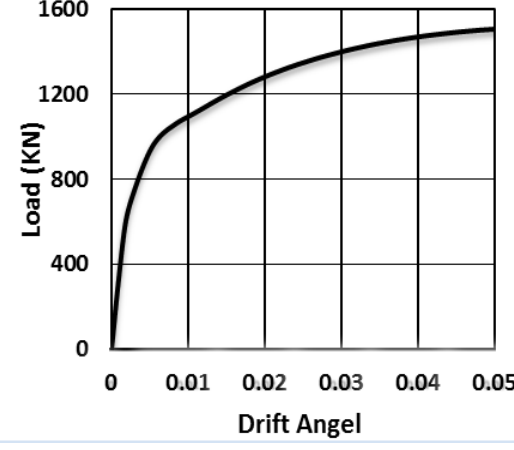
شکل ۱۲-۴- منحنی نیرو-دوران مدل T-V-1.5-0.5

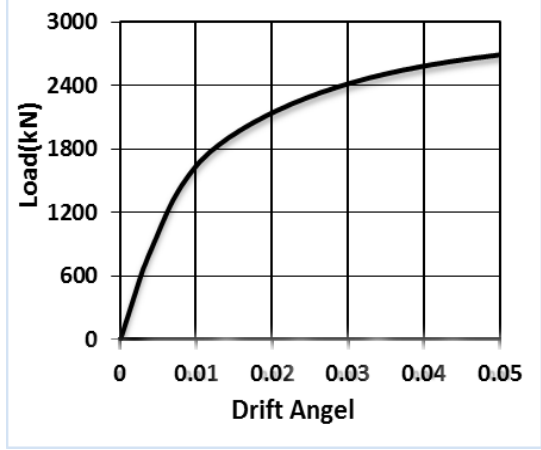


شکل ۱۳-۴- منحنی نیرو-دوران مدل R-H-A-1.5-0.5

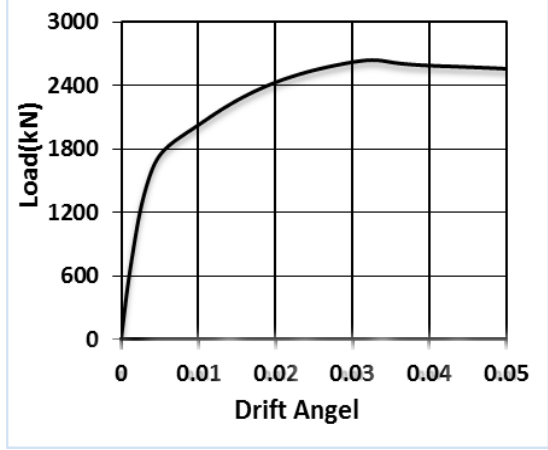


شکل ۱۴-۴- منحنی نیرو-دوران مدل R-V-A-1.5-0.5

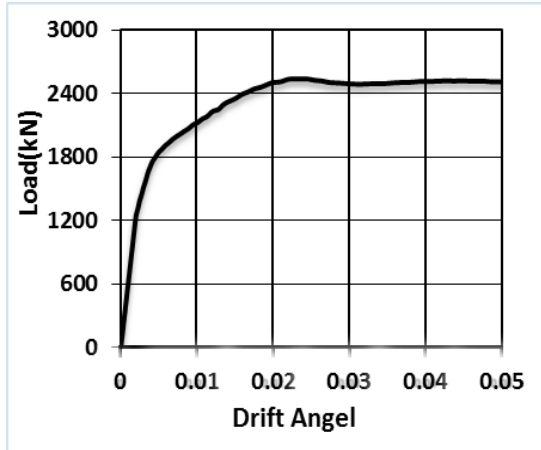
	
<p>شکل ۴-۱۵-منحنی نیرو-دوران مدل P-3-0.5</p>	<p>شکل ۴-۱۶-منحنی نیرو-دوران مدل F-3-0.5</p>
	
<p>شکل ۴-۱۷-منحنی نیرو-دوران مدل T-H-3-0.5</p>	<p>شکل ۴-۱۸-منحنی نیرو-دوران مدل T-V-3-0.5</p>
	
<p>شکل ۴-۱۹-منحنی نیرو-دوران مدل R-H-A-3-0.5</p>	<p>شکل ۴-۲۰-منحنی نیرو-دوران مدل R-V-A-3-0.5</p>



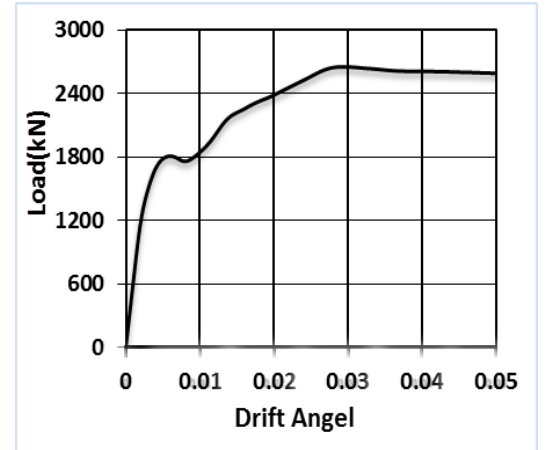
شکل ۴-۲۱- منحنی نیرو-دوران مدل P-4.5-0.5



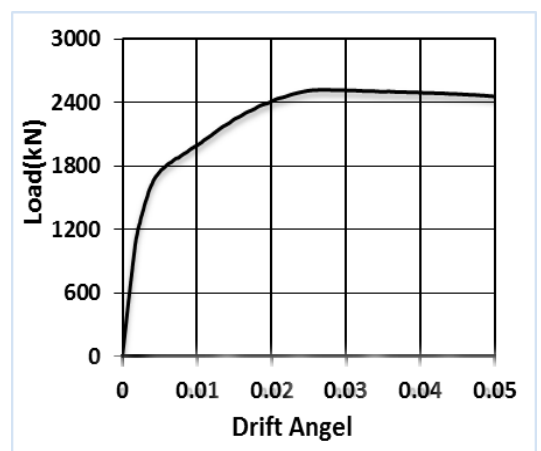
شکل ۴-۲۲- منحنی نیرو-دوران مدل F-4.5-0.5



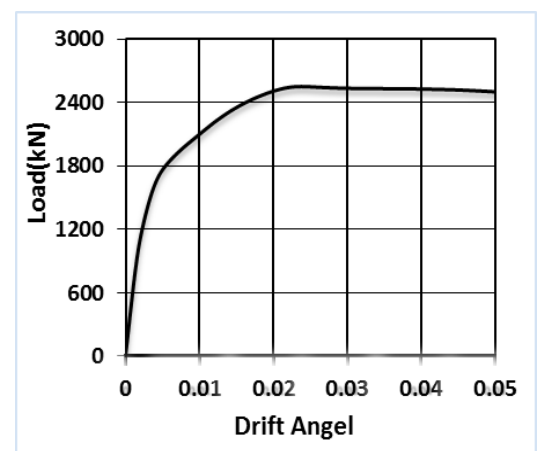
شکل ۴-۲۳- منحنی نیرو-دوران مدل T-H-4.5-0.5



شکل ۴-۲۴- منحنی نیرو-دوران مدل T-V-4.5-0.5



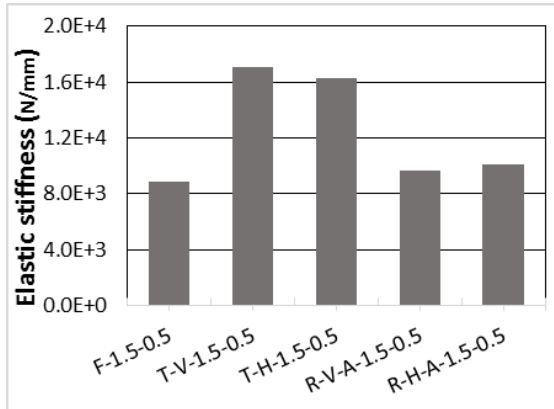
شکل ۴-۲۵- منحنی نیرو-دوران مدل R-H-A-4.5-0.5



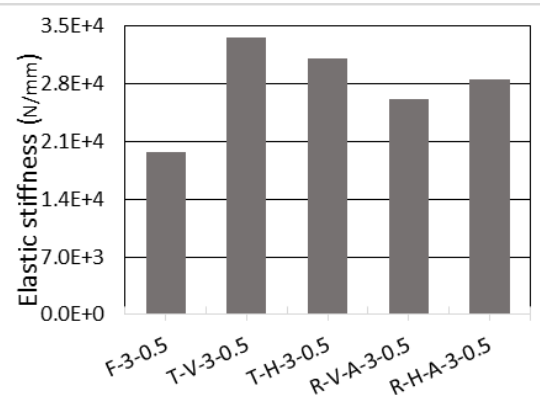
شکل ۴-۲۶- منحنی نیرو-دوران مدل R-V-A-4.5-0.5

ارزیابی نحوه رفتار دیوارهای تقویتی پیشنهادی بیانگر عملکرد مناسب این مدل‌ها می‌باشد. دیوارهای تقویتی دارای سختی بالاتر از مدل‌های سخت‌نشده و بسیار نزدیک به دیوارهای موج‌دار هستند. این دیوارها در طول بارگذاری رفتار پایدار داشته و مقاومت نهایی آن‌ها نزدیک به دیوارهای سخت‌نشده می‌باشد؛ به‌طور کلی مانند مدل‌های موج‌دار، دیوارهای برشی تقویتی افقی رفتار و عملکرد بهتری از مدل‌های عمودی داشته‌اند.

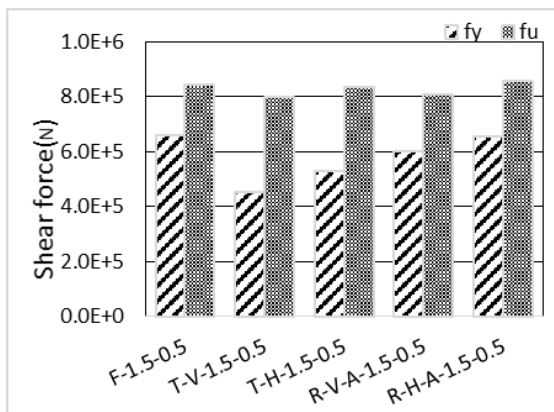
در ادامه نمودارهای سختی، مقاومت اولیه و نهایی و همچنین نمودار جذب انرژی برای مدل‌ها آورده شده است. نتایج حاکی از آن است که برای ضخامت $1/5$ میلی‌متر مدل‌های سخت‌نشده و تقویتی مقاومت اولیه بهتری دارند که نسبت به دیوارهای موج‌دار عمودی و افقی 20 و 45 درصد بیشتر است؛ اما در ضخامت‌های 3 و $4/5$ میلی‌متر مقادیر تقریباً یکسانی برای مدل‌ها به‌دست آمده است. همچنین مقایسه مقادیر مقاومت نهایی پانل‌های برشی بیانگر این مطلب است که مقاومت نهایی همه مدل‌ها در ضخامت‌های مختلف در یک بازه و تقریباً برابر هستند. از نمودارهای جذب انرژی می‌توان برداشت کرد که در ضخامت‌های 3 و $4/5$ میلی‌متر نمونه‌ها عملکرد مشابهی داشته‌اند و در ضخامت $1/5$ میلی‌متر رفتار دیوارهای سخت‌نشده و تقویتی افقی بهتر بوده است.



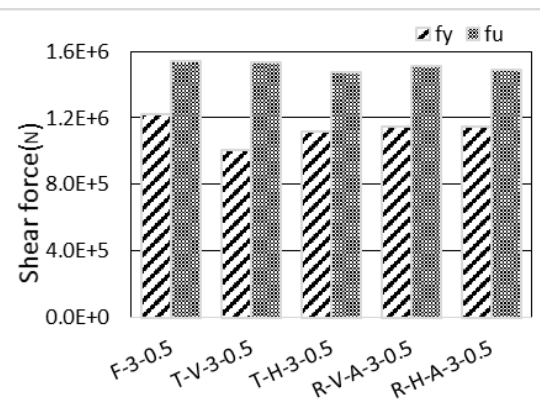
شکل ۴-۲۷-نمودار سختی مدل‌های با ضخامت 1.5 mm
($\frac{l}{h} = 0.5$)



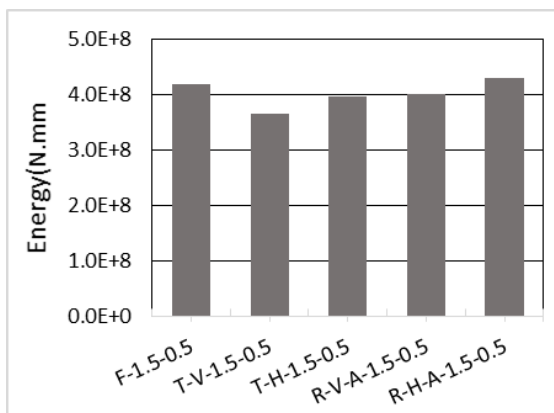
شکل ۴-۲۸-نمودار سختی مدل‌های با ضخامت 3 mm
($\frac{l}{h} = 0.5$)



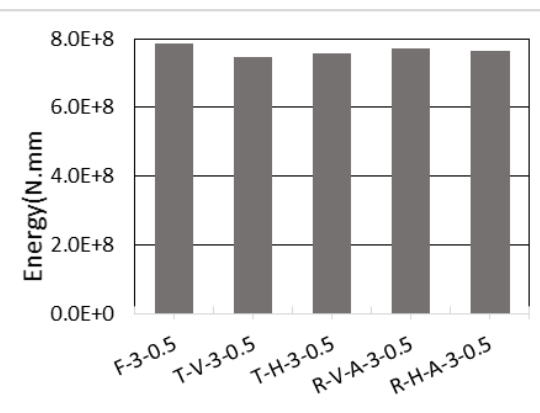
شکل ۴-۲۹-نمودار مقاومت اولیه و نهایی مدل‌های با ضخامت 1.5 mm
($\frac{l}{h} = 0.5$)



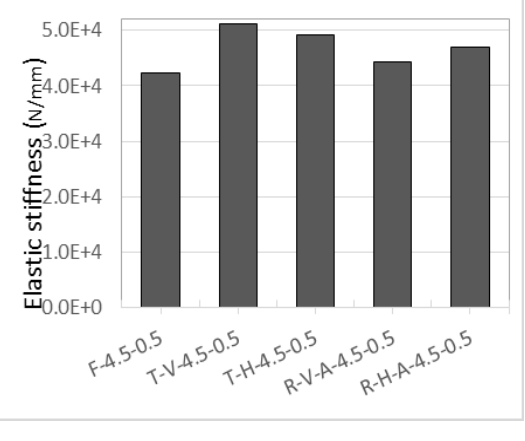
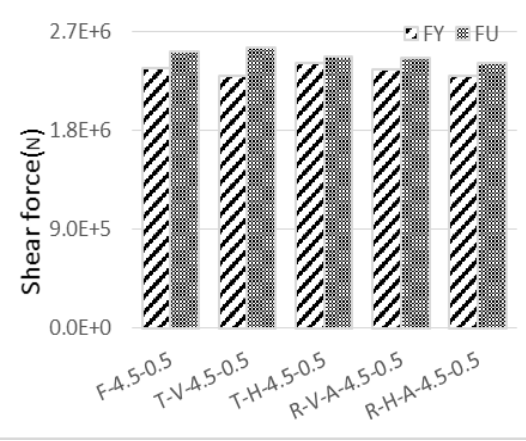
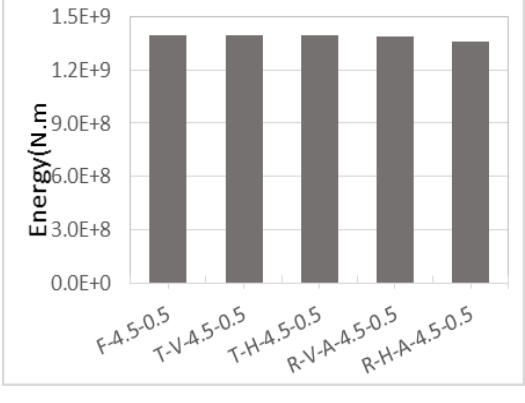
شکل ۴-۳۰-نمودار مقاومت اولیه و نهایی مدل‌های با ضخامت 3 mm
($\frac{l}{h} = 0.5$)



شکل ۴-۳۱-نمودار جذب انرژی مدل‌های با ضخامت 1.5 mm
($\frac{l}{h} = 0.5$)

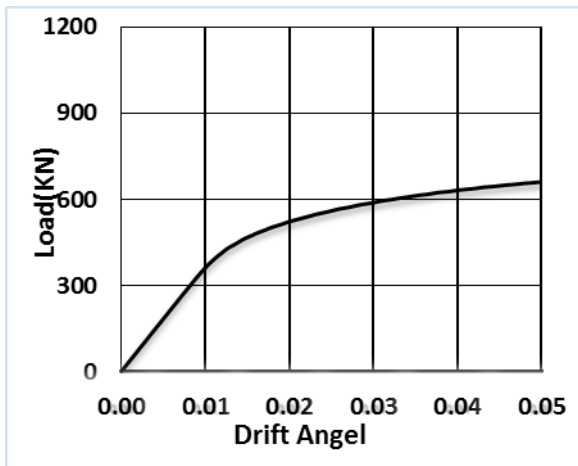


شکل ۴-۳۲-نمودار جذب انرژی مدل‌های با ضخامت 3 mm
($\frac{l}{h} = 0.5$)

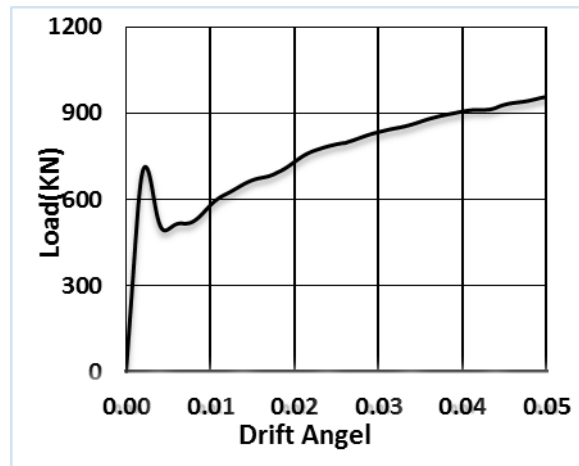
	
<p>شکل ۴-۳۳- نمودار سختی مدل‌های با ضخامت 4.5 mm ($\frac{l}{h} = 0.5$)</p>	<p>شکل ۴-۳۴- نمودار مقاومت اولیه و نهایی مدل‌های با ضخامت 4.5 mm ($\frac{l}{h} = 0.5$)</p>
	
<p>شکل ۴-۳۵- نمودار جذب انرژی مدل‌های با ضخامت 4.5 mm ($\frac{l}{h} = 0.5$)</p>	

۴-۴-۲ دیوارهای برشی با نسبت $\frac{l}{h} = 1$

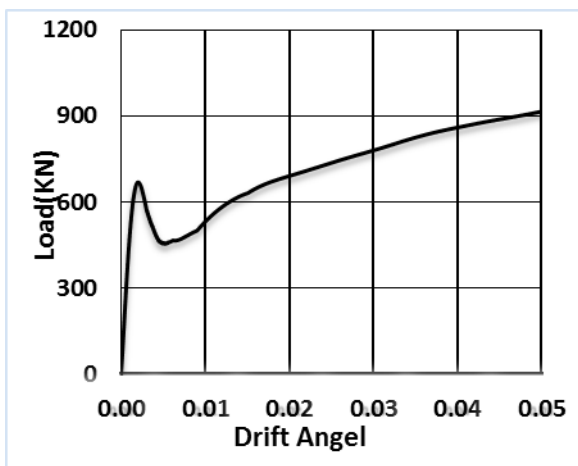
در شکل ۴-۳۶ تا شکل ۴-۵۳ منحنی نیرو-دوران دیوارهای برشی با نسبت $\frac{l}{h} = 1$ برای سه ضخامت $\frac{1}{5}$ و $\frac{3}{5}$ و $\frac{4}{5}$ میلی‌متر نشان داده شده است. از این نمودارها می‌توان این برداشت کرد که نمونه موج‌دار افقی و قائم رفتار یکسانی دارند و در مقایسه با مدل‌های دیگر با وجود سختی بالاتر، مقاومت نهایی و جذب انرژی کمتری را از خود نشان داده‌اند. در مقابل نمونه‌های سخت‌نشده از نظر مقدار جذب انرژی و مقاومت نهایی عملکرد بسیار مطلوبی دارند اما سختی این دیوارها کمتر از نمونه‌های دیگر است.



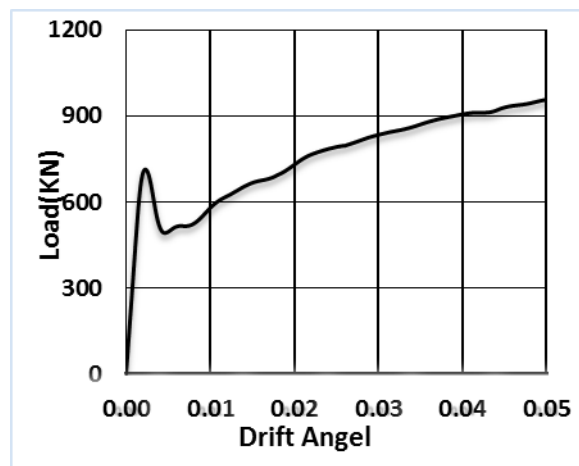
شکل ۴-۳۶-منحنی نیرو-دوران مدل P-1.5-1



شکل ۴-۳۷-منحنی نیرو-دوران مدل F-1.5-1



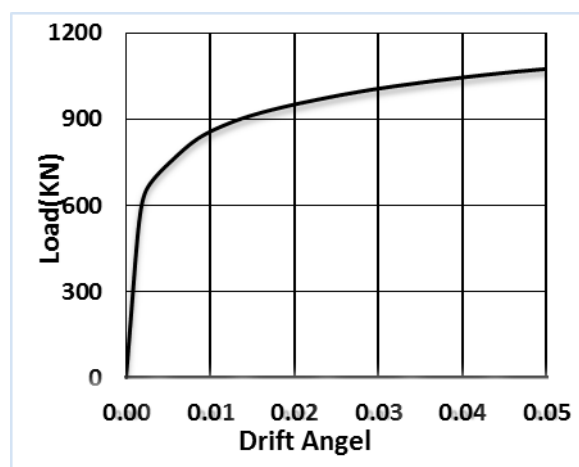
شکل ۴-۳۸-منحنی نیرو-دوران مدل T-H-1.5-1



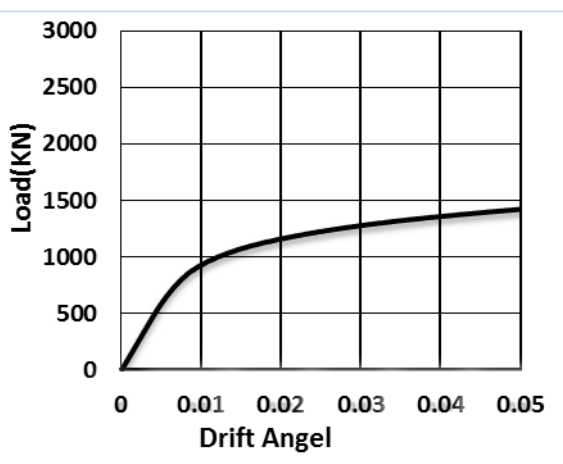
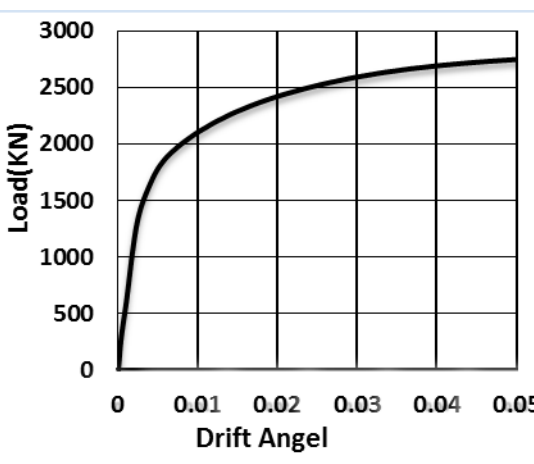
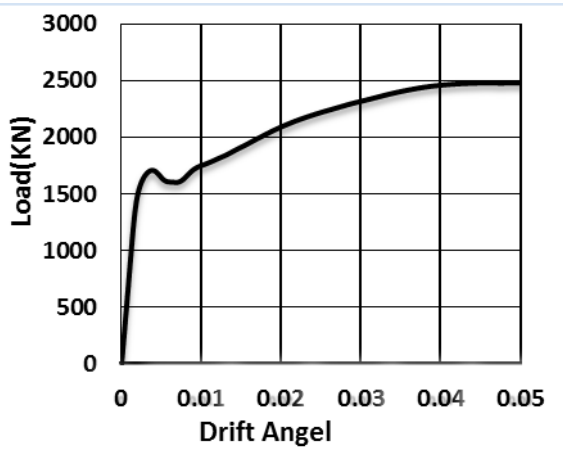
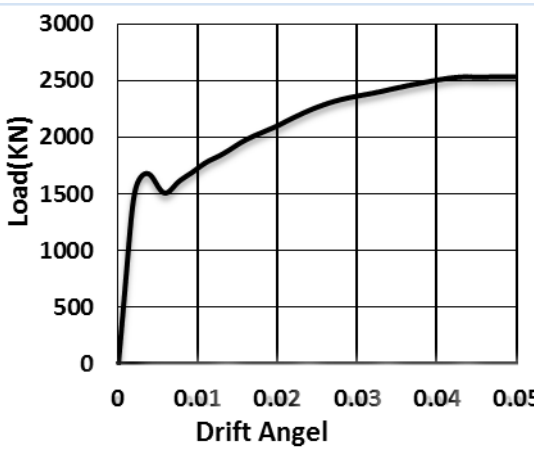
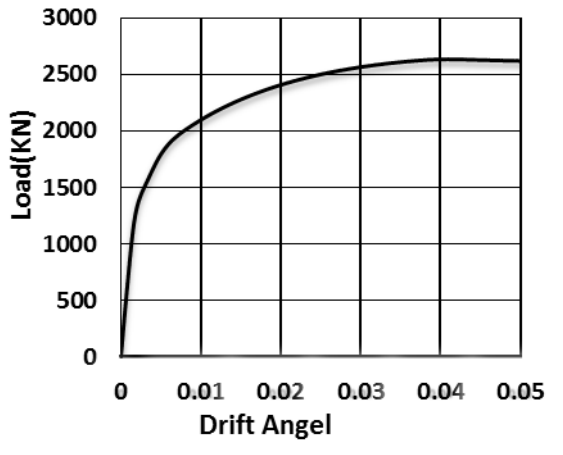

شکل ۴-۳۹-منحنی نیرو-دوران مدل T-V-1.5-1

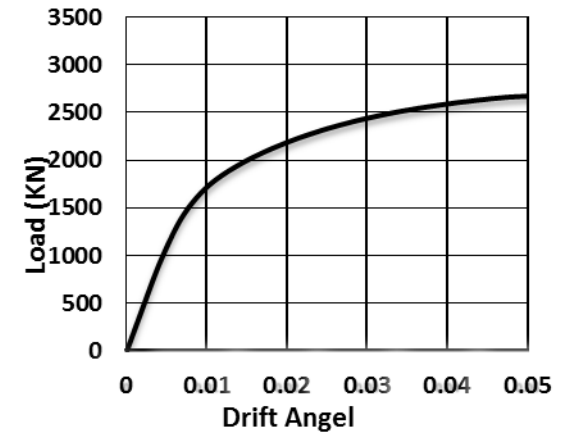
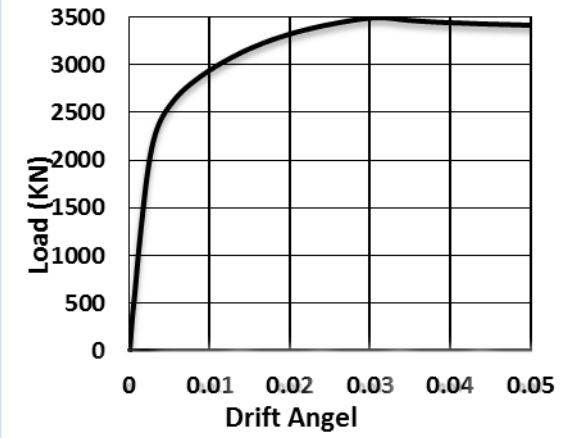
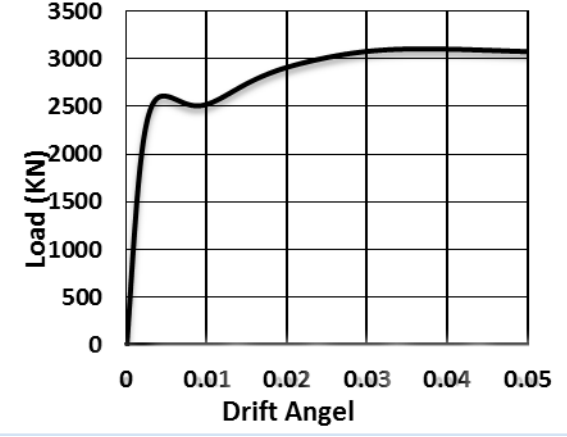
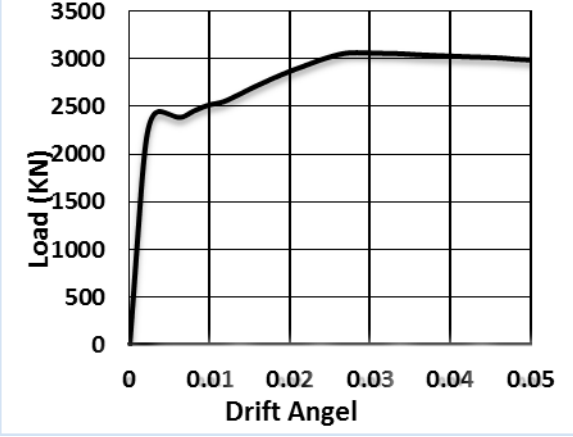
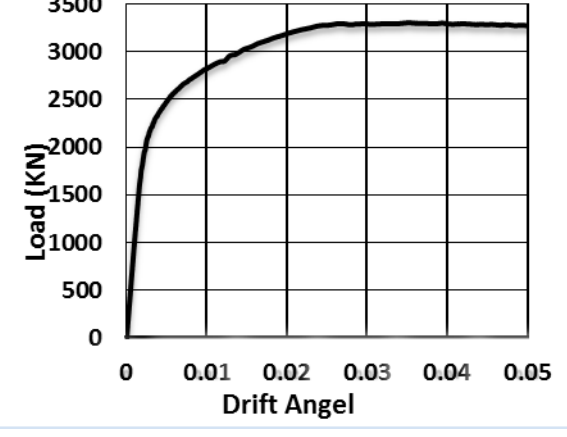
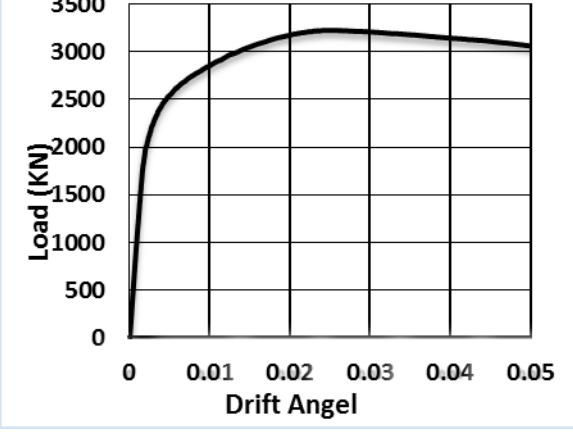


شکل ۴-۴۰-منحنی نیرو-دوران مدل R-H-A-1.5-1



شکل ۴-۴۱-منحنی نیرو-دوران مدل R-V-A-1.5-1

	
<p>شکل ۴۲-۴-منحنی نیرو-دوران مدل P-3-1</p>	<p>شکل ۴۳-۴-منحنی نیرو-دوران مدل F-3-1</p>
	
<p>شکل ۴۴-۴-منحنی نیرو-دوران مدل T-H-3-1</p>	<p>شکل ۴۵-۴-منحنی نیرو-دوران مدل T-V-3-1</p>
	
<p>شکل ۴۶-۴-منحنی نیرو-دوران مدل R-H-A-3-1</p>	<p>شکل ۴۷-۴-منحنی نیرو-دوران مدل R-V-A-3-1</p>

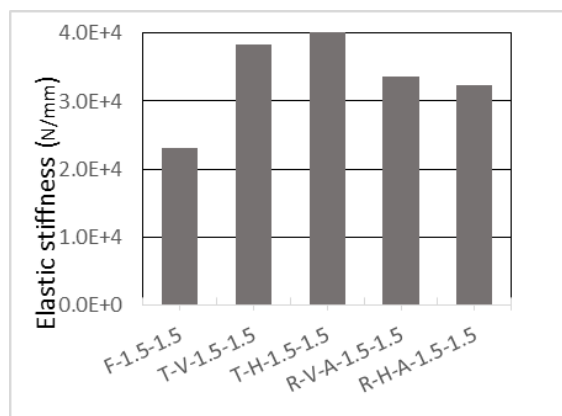
	
<p>شکل ۴-۴۸-منحنی نیرو-دوران مدل P-4.5-1</p>	<p>شکل ۴-۴۹-منحنی نیرو-دوران مدل F-4.5-1</p>
	
<p>شکل ۴-۵۰-منحنی نیرو-دوران مدل T-H-4.5-1</p>	<p>شکل ۴-۵۱-منحنی نیرو-دوران مدل T-V-4.5-1</p>
	
<p>شکل ۴-۵۲-منحنی نیرو-دوران مدل R-H-A-4.5-1</p>	<p>شکل ۴-۵۳-منحنی نیرو-دوران مدل R-V-A-4.5-1</p>

ارزیابی نمونه‌های تقویتی پیشنهادی نیز نشان می‌دهد این سیستم ضمن تأمین سختی مناسب توانسته است نیاز مقاومت نهایی و جذب انرژی را به‌طور مطلوبی برآورده سازد. مقایسه مدل‌های تقویتی با استفاده از ورق‌های موج‌دار افقی و قائم نشان می‌دهد که در ضخامت ۳ میلی‌متر هر دو سیستم عملکردی کاملاً مشابه دارند، درحالی‌که در ضخامت ۴/۵ میلی‌متر رفتار مدل‌های تقویتی اندکی متفاوت بوده است و همان‌طور که مشخص است در مرحله الاستیک شیب نمودار برای مدل تقویتی با ورق موج‌دار قائم بیشتر و از نظر سختی عملکرد بهتری را داشته است درحالی‌که مقاومت نهایی مدل تقویتی با ورق افقی مقدار بالاتری را دارد.

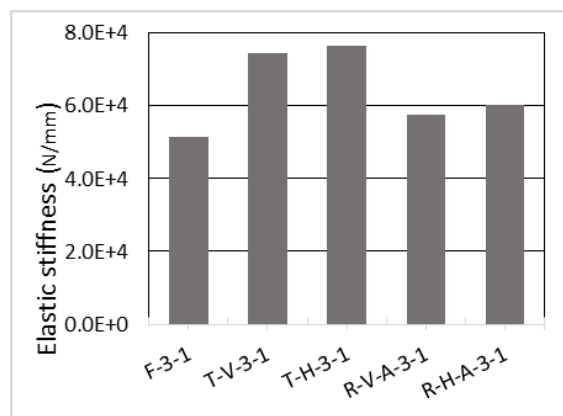
با دقت در شکل ۴-۵۴ تا شکل ۴-۶۲ می‌توان گفت برای ضخامت ۴/۵ و ۳ میلی‌متر، مقاومت نهایی مدل‌های تقویتی با ورق موج‌دار قائم و افقی یکسان است. همچنین این مقادیر بیشتر از نمونه‌های موج‌دار و در مقایسه با مدل‌های سخت‌نشده تقریباً برابر است.

اما برخلاف مقاومت نهایی، نتایج نمودار سختی نشان می‌دهد که بهترین عملکرد را به ترتیب دیوارهای برشی موج‌دار، تقویتی و سخت‌نشده داشته‌اند و همان‌طور که مشخص است جذب انرژی برای دیوارهای سخت‌نشده بیشتر از مدل‌های موج‌دار می‌باشد.

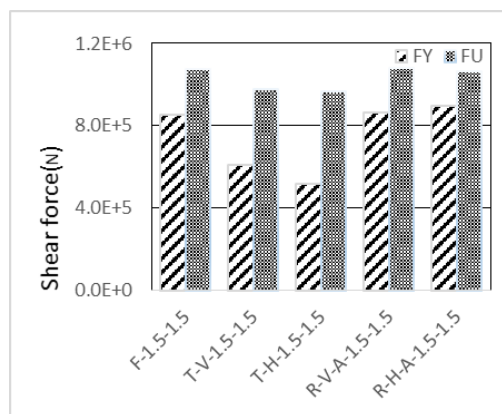
در مدل‌های با ضخامت ۴/۵ میلی‌متر هم دیوارهای سخت‌نشده در مقایسه با مدل‌های موج‌دار جذب انرژی و مقاومت نهایی خوبی را از خود نشان داده‌اند؛ اما سختی دیوار موج‌دار بسیار بهتر از دیوارهای سخت‌نشده است. از سوی دیگر در ضخامت ۴/۵ میلی‌متر عملکرد دیوارهای تقویتی با ورق موج‌دار قائم و افقی متفاوت از یکدیگر است به این صورت که مدل تقویتی با ورق موج‌دار افقی مقاومت نهایی و جذب انرژی بیشتری داشته و در مقابل مدل‌های تقویتی با ورق موج‌دار عمودی سختی بهتری را نشان داده است. و به‌طور کلی می‌توان گفت، دیوارهای برشی تقویتی پیشنهادی توانسته‌اند رفتار و عملکرد دیوارهای سخت‌نشده و موج‌دار را بهبود دهند.



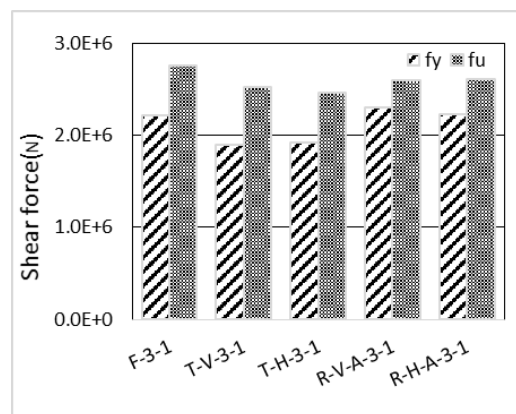
شکل ۴-۵۴- نمودار سختی مدل‌های با ضخامت 1.5 mm ($\frac{l}{h} = 1$)



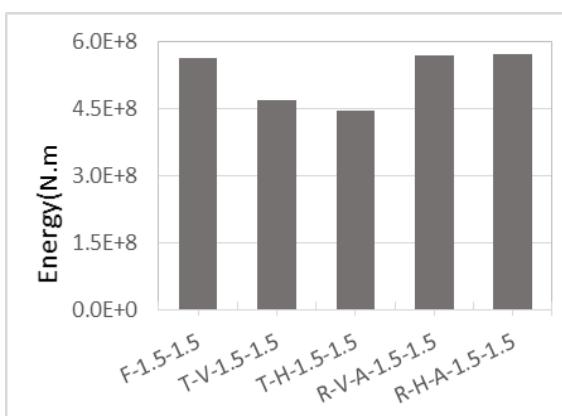
شکل ۴-۵۵- نمودار سختی مدل‌های با ضخامت 3 mm ($\frac{l}{h} = 1$)



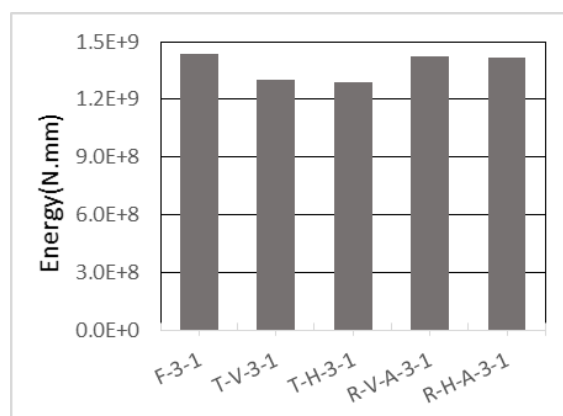
شکل ۴-۵۶- نمودار مقاومت اولیه و نهایی مدل‌های با ضخامت 1.5 mm ($\frac{l}{h} = 1$)



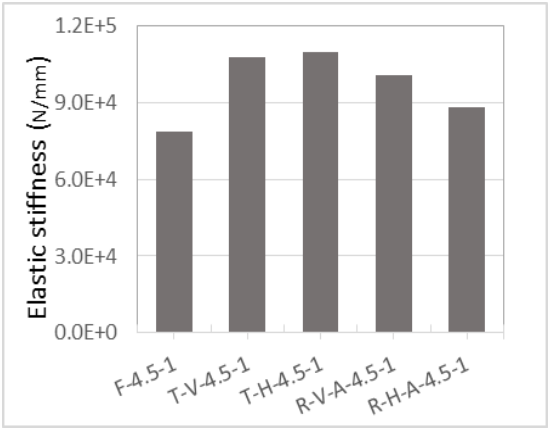
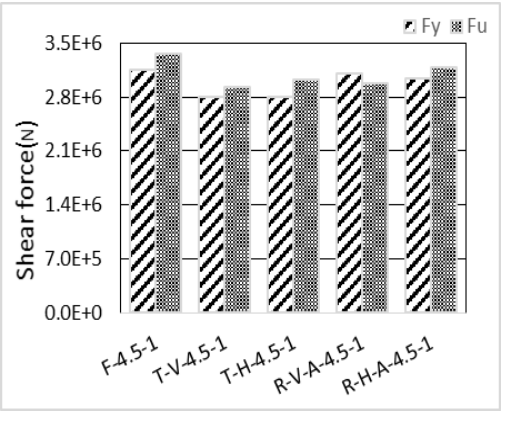
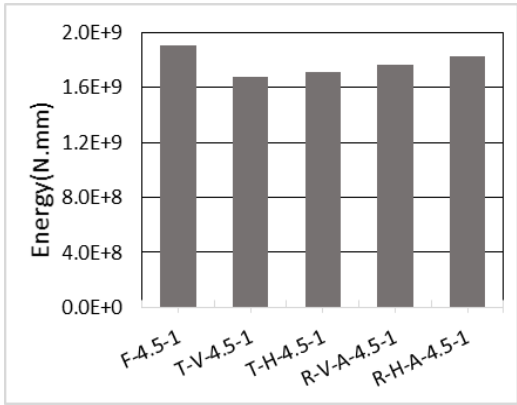
شکل ۴-۵۷- نمودار مقاومت اولیه و نهایی مدل‌های با ضخامت 3 mm ($\frac{l}{h} = 1$)



شکل ۴-۵۸- نمودار جذب انرژی مدل‌های با ضخامت 1.5 mm ($\frac{l}{h} = 1$)

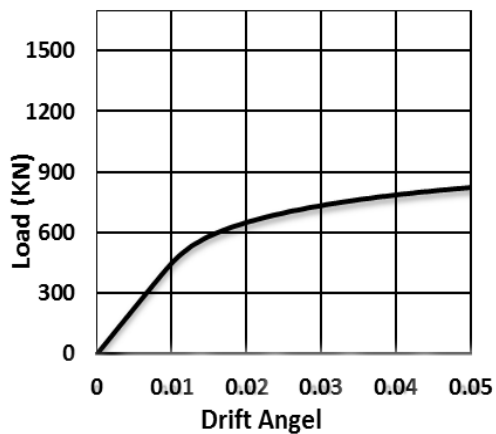


شکل ۴-۵۹- نمودار جذب انرژی مدل‌های با ضخامت 3 mm ($\frac{l}{h} = 1$)

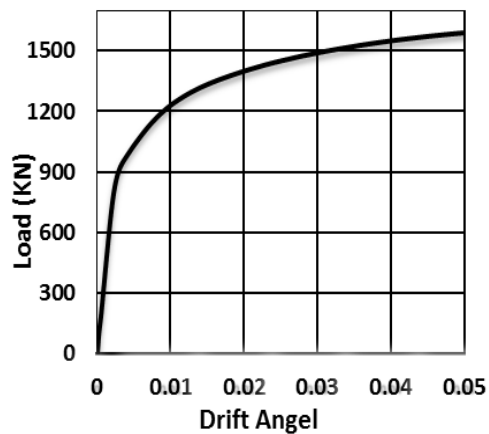
	
<p>شکل ۴-۶۰- نمودار سختی مدل‌های با ضخامت 4.5</p> <p style="text-align: center;">$\left(\frac{l}{h} = 1\right)$ mm</p>	<p>شکل ۴-۶۱- نمودار مقاومت اولیه و نهایی مدل‌های با ضخامت 4.5 mm $\left(\frac{l}{h} = 1\right)$</p>
	
<p>شکل ۴-۶۲- نمودار جذب انرژی مدل‌های با ضخامت 4.5mm $\left(\frac{l}{h} = 1\right)$</p>	

۴-۴-۳ دیوارهای برشی با نسبت $\frac{l}{h} = 1.5$

در شکل ۴-۶۳ تا شکل ۴-۸۰ منحنی نیرو-دوران پانل‌های برشی با نسبت $\frac{l}{h} = 1.5$ برای سه ضخامت $\frac{1}{5}$ و $\frac{3}{5}$ و $\frac{4}{5}$ میلی‌متر نشان داده شده است. از این نمودارها می‌توان برداشت کرد که نمونه‌های موج‌دار با وجود اینکه از نظر سختی سازه‌ای عملکرد بسیار مناسبی داشته‌اند، اما مقادیر مقاومت نهایی و جذب انرژی این نمونه‌ها به مراتب کمتر از نمونه‌های دیگر بوده است. توجه به نمودار مدل‌های موج‌دار نشان می‌دهد که بعد از مرحله الاستیک کاهندگی شدیدی در سختی سیستم به وجود آمده است که به موجب آن نمودار این مدل‌ها دچار شیب شدید منفی شده است.



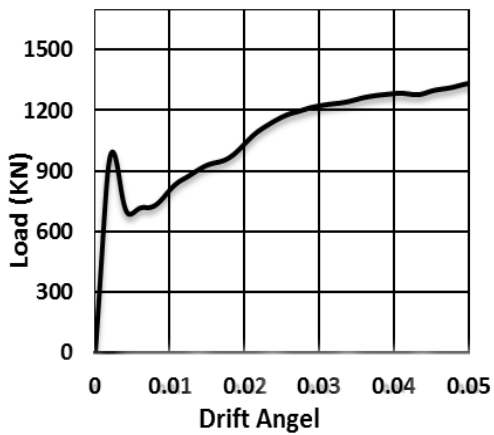
شکل ۴-۶۳-منحنی نیرو-دوران مدل P-1.5-1.5



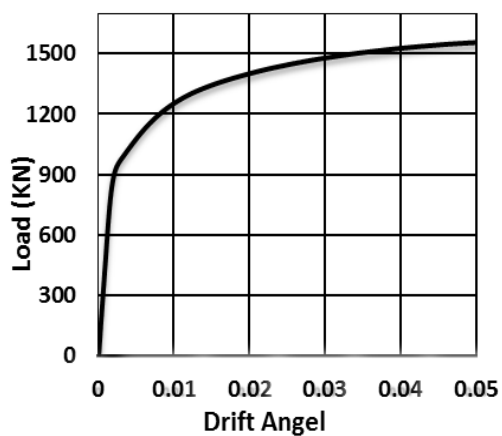
شکل ۴-۶۴-منحنی نیرو-دوران مدل F-1.5-1.5



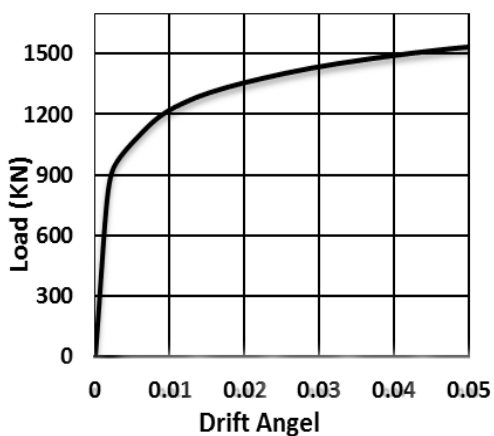
شکل ۴-۶۵-منحنی نیرو-دوران مدل T-H-1.5-1.5



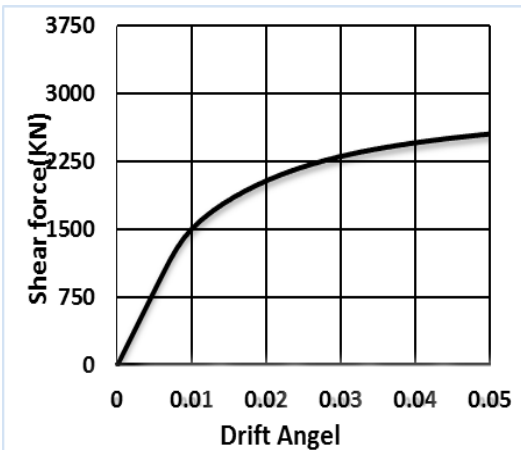
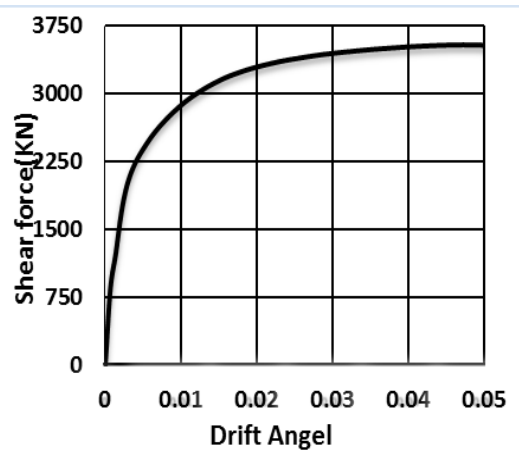

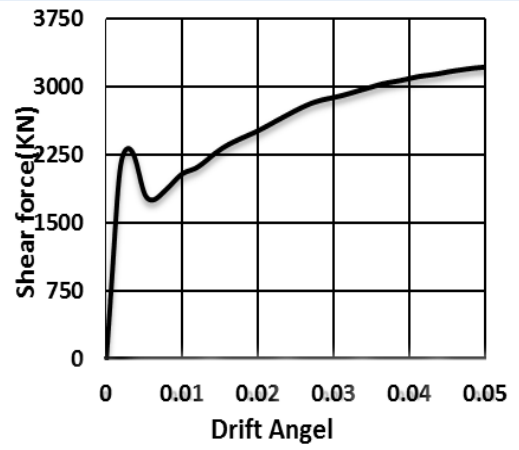
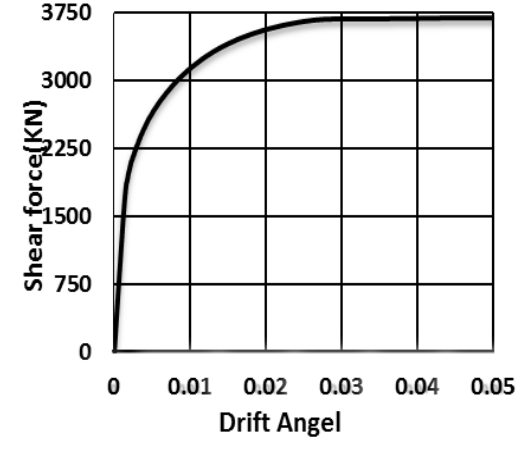
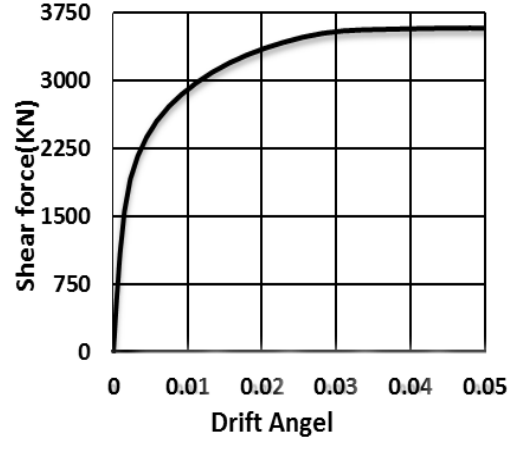
شکل ۴-۶۶-منحنی نیرو-دوران مدل T-V-1.5-1.5

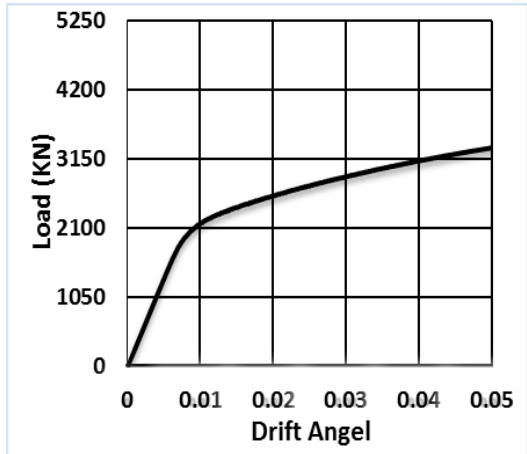


شکل ۴-۶۷-منحنی نیرو-دوران مدل R-H-A-1.5-1.5

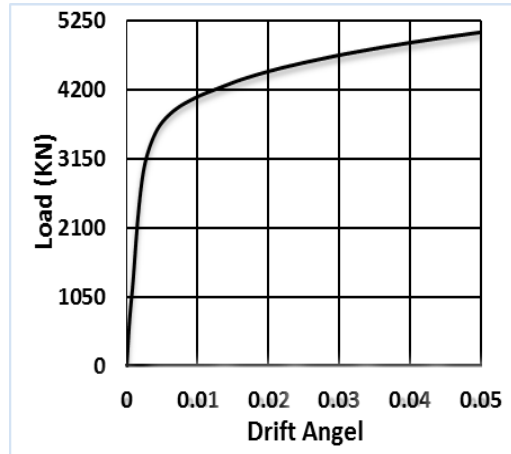


شکل ۴-۶۸-منحنی نیرو-دوران مدل R-V-A-1.5-1.5

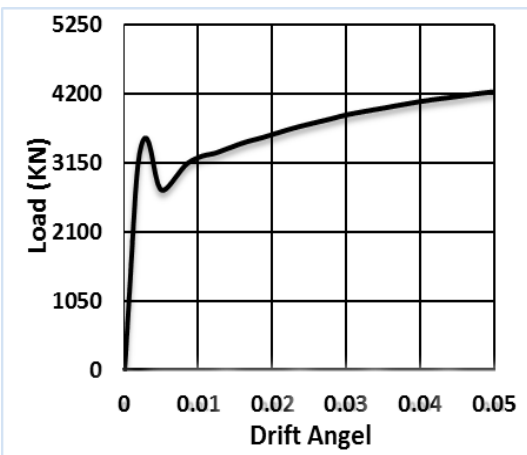
	
<p>شکل ۴-۶۹-منحنی نیرو-دوران مدل P-3-1.5</p>	<p>شکل ۴-۷۰-منحنی نیرو-دوران مدل F-3-1.5</p>
	
<p>شکل ۴-۷۱-منحنی نیرو-دوران مدل T-H-3-1.5</p>	<p>شکل ۴-۷۲-منحنی نیرو-دوران مدل T-V-3-1.5</p>
	
<p>شکل ۴-۷۳-منحنی نیرو-دوران مدل R-H-A-3-1.5</p>	<p>شکل ۴-۷۴-منحنی نیرو-دوران مدل R-V-A-3-1.5</p>



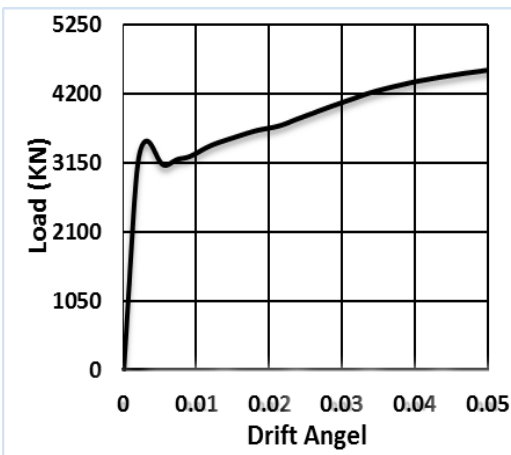
شکل ۴-۷۵-منحنی نیرو-دوران مدل P-4.5-1.5



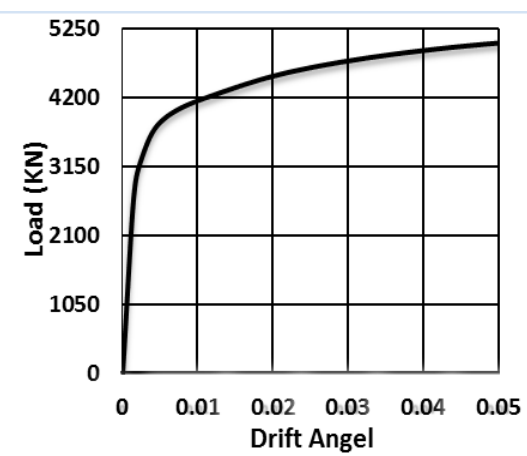
شکل ۴-۷۶-منحنی نیرو-دوران مدل F-4.5-1.5



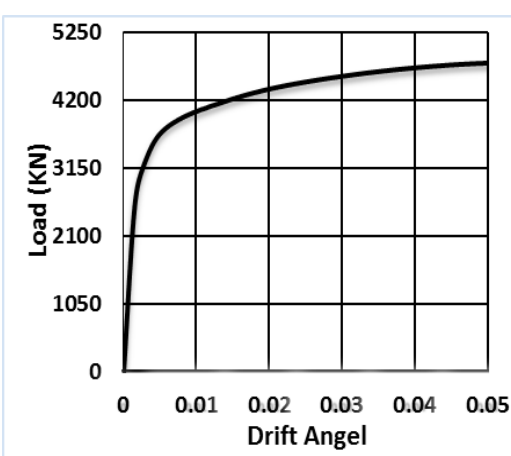
شکل ۴-۷۷-منحنی نیرو-دوران مدل T-H-4.5-1.5



شکل ۴-۷۸-منحنی نیرو-دوران مدل T-V-4.5-1.5



شکل ۴-۷۹-منحنی نیرو-دوران مدل R-H-A-4.5-1.5



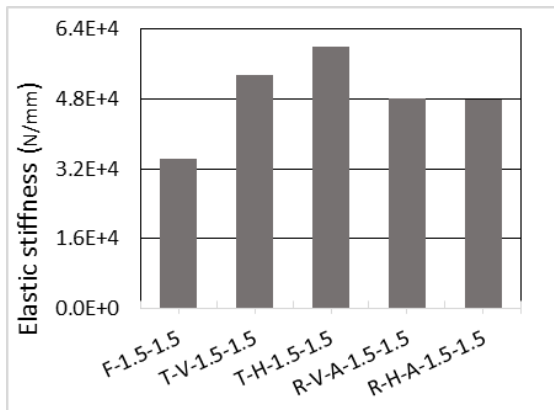
شکل ۴-۸۰-منحنی نیرو-دوران مدل R-V-A-4.5-1.5

در نتیجه بعد از مرحله الاستیک بدون افزایش در بارگذاری شاهد ایجاد تغییر مکان شدید در پانل‌ها خواهیم بود؛ بنابراین بررسی رفتار مدل‌های موج‌دار در طول بارگذاری نشان دهنده رفتار نه‌چندان مطلوب این دیوارها است. رفتار دیوارهای برشی سخت‌نشده در $\frac{l}{h} = 0.5$ همانند $\frac{l}{h} = 1$ و $\frac{l}{h} = 1.5$ بوده و حاکی از عملکرد مطلوب در جذب انرژی، مقاومت نهایی، رفتار پایدار و همچنین سختی پایین نسبت به مدل‌های موج‌دار است.

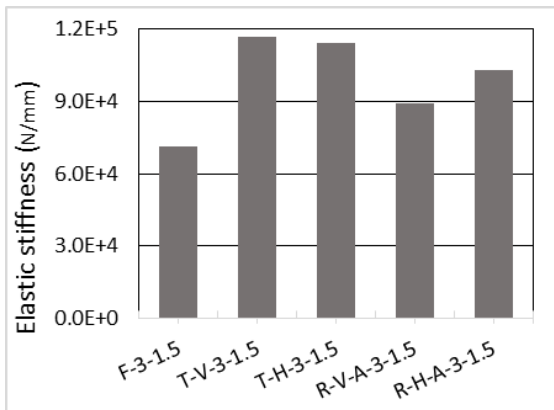
ارزیابی عملکرد پانل‌های تقویتی رفتار مناسب این پانل‌ها را نشان می‌دهد؛ مقایسه آن با مدل‌های دیگر بیان‌گر این مسئله است که مدل‌های تقویتی از ویژگی‌های مثبت پانل‌های سخت‌نشده و موج‌دار را توأم‌آدارا می‌باشد. از طرفی پانل‌های تقویتی پیشنهادی از نظر سختی رفتاری بسیار نزدیک با مدل‌های موج‌دار و از نظر مقاومت نهایی و جذب انرژی عملکردی یکسان مدل‌های سخت‌نشده دارند. از طرفی شکل نمودارها به خوبی بیان‌گر عملکرد پایدار مدل‌های تقویتی پیشنهادی می‌باشد.

شکل ۴-۸۱ تا شکل ۴-۸۹ عملکرد لرزه‌ای پانل‌های برشی از نظر سختی، مقاومت اولیه، مقاومت نهایی و جذب انرژی را برای دیوارهای برشی با نسبت $\frac{l}{h} = 1.5$ در سه ضخامت $1/5$ ، 3 و $4/5$ میلی‌متر نشان می‌دهد.

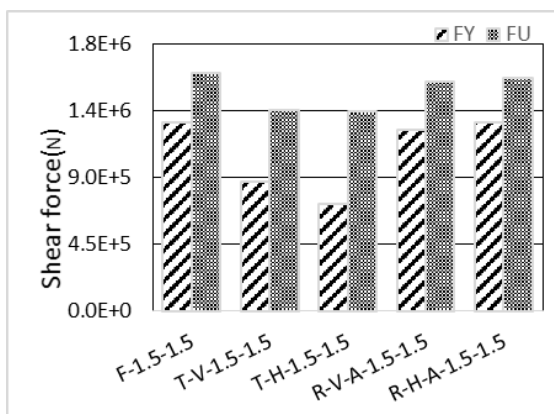
مقادیر نمودارهای سختی مطابق انتظار بیانگر سختی بالا برای مدل‌های موج‌دار و سختی پایین برای مدل‌های سخت‌نشده است. همچنین ارزیابی مقادیر سختی برای پانل‌های تقویتی نشان‌دهنده عملکرد مطلوب این سیستم می‌باشد. سختی سیستم‌های تقویتی در همه حالات بسیار بیشتر از مدل‌های سخت‌نشده و بسیار نزدیک به مدل‌های موج‌دار است. به طوری که در ضخامت $4/5$ میلی‌متر سختی نمونه تقویتی پیشنهادی بیشتر از مدل‌های موج‌دار است. همچنین می‌توان مشاهده نمود که در ضخامت‌های 3 و $4/5$ میلی‌متر مقادیر مقاومت نهایی برای تمام نمونه‌ها تقریباً یکسان بوده و در ضخامت $1/5$ میلی‌متر پانل‌های موج‌دار مقاومت نهایی پایین‌تری را دارند. از طرفی بررسی مقاومت اولیه و جذب انرژی در سه ضخامت $1/5$ و 3 و $4/5$ میلی‌متر نشان می‌دهد نمونه‌های سخت‌نشده و تقویتی پیشنهادی



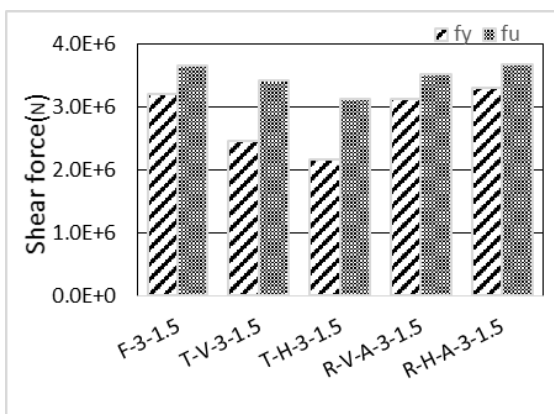
شکل ۴-۸۱- نمودار سختی مدل‌های با ضخامت 1.5 mm
 $(\frac{l}{h} = 1.5)$



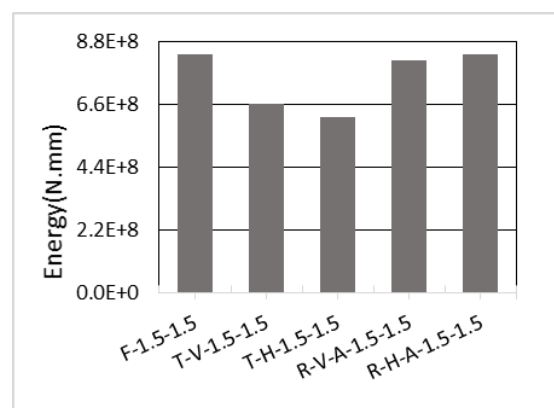
شکل ۴-۸۲- نمودار سختی مدل‌های با ضخامت 3 mm
 $(\frac{l}{h} = 1.5)$



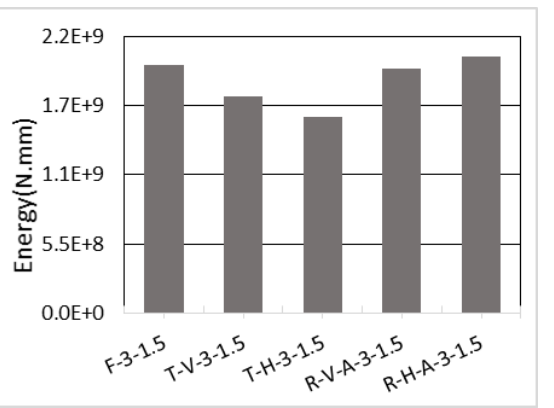
شکل ۴-۸۳- نمودار مقاومت اولیه و نهایی مدل‌های با ضخامت 1.5 mm
 $(\frac{l}{h} = 1.5)$



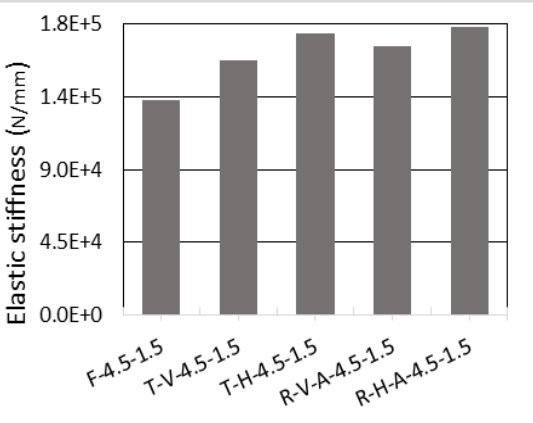
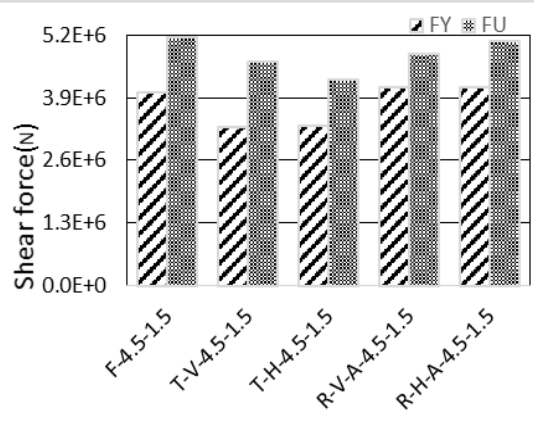
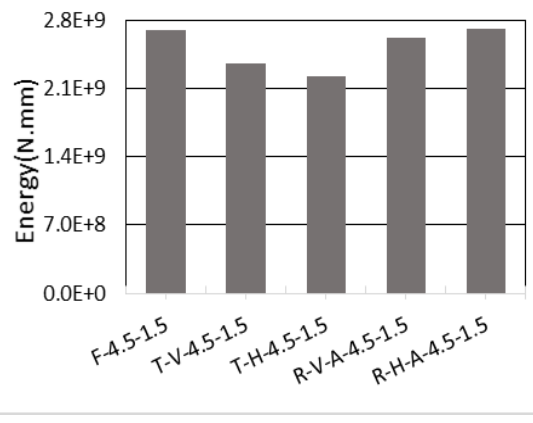
شکل ۴-۸۴- نمودار مقاومت اولیه و نهایی مدل‌های با ضخامت 3 mm
 $(\frac{l}{h} = 1.5)$



شکل ۴-۸۵- نمودار جذب انرژی مدل‌های با ضخامت 1.5 mm
 $(\frac{l}{h} = 1.5)$



شکل ۴-۸۶- نمودار جذب انرژی مدل‌های با ضخامت 3 mm
 $(\frac{l}{h} = 1.5)$

	
<p>شکل ۴-۸۷- نمودار سختی مدل‌های با ضخامت 4.5 $(\frac{l}{h} = 1.5)$ mm</p>	<p>شکل ۴-۸۸- نمودار مقاومت اولیه و نهایی مدل‌های با ضخامت 4.5 mm $(\frac{l}{h} = 1.5)$</p>
	
<p>شکل ۴-۸۹- نمودار جذب انرژی مدل‌های با ضخامت $(\frac{l}{h} = 1.5)$ 4.5mm</p>	

عملکرد یکسان و بهتر از پانل‌های موج‌دار دارند.

با توجه به توضیحات فوق و بررسی نمودارهای نشان داده شده می‌توان اذعان کرد که پانل‌های تقویتی پیشنهادی عملکرد بسیار مناسبی داشته و بعلاوه پانل‌های تقویتی با ورق موج‌دار عمودی عملکرد بهتری را داشته‌اند.

۴-۵- ارزیابی تأثیر ضخامت ورق‌های موج‌دار و صاف در عملکرد دیوارهای تقویتی

پیشنهادی

در بخش‌های قبلی عملکرد دیوارهای برشی فولادی سخت‌نشده، موج‌دار افقی، موج‌دار عمودی، تقویتی پیشنهادی در حالت ورق موج‌دار افقی و تقویتی با ورق موج‌دار عمودی برای ضخامت‌های ۱/۵ و ۳ و ۴/۵ میلی‌متر و برای سه حالت $\frac{l}{h} = 0.5$ ، $\frac{l}{h} = 1$ و $\frac{l}{h} = 1.5$ مورد بررسی قرار گرفت و همان‌طور که پیشتر توضیح داده شد برای طول دهانه و ضخامت‌های مختلف کل اجزای دیوار برشی فولادی به‌صورت دستی و با توجه به آئین‌نامه AISC-341 طراحی گردید.

همچنین انواع دیوار برشی فولادی با طول دهانه و ضخامت برابر، در شرایط کاملاً یکسان مدل‌سازی و تحلیل و تنها شکل ورق جان دیوارها تفاوت داشتند. از طرفی در مدل‌های تقویتی پیشنهادی ضخامت ورق‌های موج‌دار و صاف یکسان و مجموع آن‌ها برابر با ضخامت ورق جان مدل‌های سخت‌نشده و موج‌دار در نظر گرفته شد.

از آنجاکه یکی از اهداف این پایان‌نامه بررسی دیوارهای برشی تقویتی پیشنهادی است و از طرفی نتایج تحلیل‌ها نشان دادند که مدل‌های تقویتی پیشنهادی عملکرد مطلوب و مؤثری برای بهبود رفتار دیوار برشی فولادی دارند، در این بخش بررسی دقیق‌تری روی این دیوارها انجام خواهد شد.

در اینجا تأثیر ضخامت ورق‌های موج‌دار و صاف در عملکرد دیوارهای برشی تقویتی پیشنهادی مورد ارزیابی قرار خواهد گرفت. البته نکته حائز اهمیت در این ارزیابی این است که مجموع ضخامت ورق‌های موج‌دار و صاف یکسان باقی خواهد ماند. مدل‌های تقویتی با ورق موج‌دار عمودی و افقی برای ۳ حالت زیر مورد بررسی قرار خواهند گرفت.

۱. ضخامت ورق موج‌دار و ورق‌های صاف یکسان است (A).
۲. ضخامت ورق موج‌دار بیشتر از ورق‌های صاف است (B).
۳. ضخامت ورق موج‌دار کمتر از ورق‌های صاف است (C).

مقادیر ضخامت ورق‌های موج‌دار و صاف برای هرکدام از حالت‌های بالا و در ضخامت‌های مختلف

در جدول ۱-۴ داده شده است.

جدول ۱-۴- ضخامت ورق‌های موج‌دار و صاف در حالت‌های مختلف

C			B			A			
Plate	corrugated	Plate	Plate	corrugated	Plate	Plate	corrugated	Plate	
0.6	0.3	0.6	0.3	0.9	0.3	0.5	0.5	0.5	t=1.5mm
1.25	0.5	1.25	0.75	1.5	0.75	1.00	1.00	1.00	t=3mm
1.75	1.00	1.75	1.00	2.50	1.00	1.50	1.50	1.50	t=4.5mm

جدول ۲-۴ تا جدول ۴-۴ مقادیر پارامترهای لرزه‌ای را برای دیوارهایی با دهانه ۱۷۵۰ میلی‌متر نشان می‌دهد. نتایج سختی اولیه، مقاومت نهایی و جذب انرژی مدل‌های تقویتی که به نتیجه مدل‌های R-V-A و R-H-A نرمالیزه شده در جداول آمده است. همان‌طور که مشخص است مقادیر مقاومت نهایی و جذب انرژی همه نمونه‌ها در ضخامت‌ها مختلف تقریباً یکسان و تغییرات بسیار ناچیزی داشته است. این در حالی است که تغییر ضخامت ورق‌های جان تأثیر بسزایی بر سختی نمونه‌ها تقویتی داشته است. نتایج نشان می‌دهند که افزایش ضخامت ورق‌های صاف در مقابل کاهش ضخامت ورق‌های موج‌دار کاهش ۵ تا ۱۲ درصدی را به همراه دارد.

اما همان‌طور که مشخص است افزایش ضخامت ورق موج‌دار باعث شده است تا سختی نمونه‌های R-V-B و R-A-B نسبت حالت اولیه ۵ تا ۳۸ درصد بهبود یابد نکته حائز اهمیت این است که افزایش سختی در این نمونه‌ها با حفظ عملکرد مطلوب در جذب انرژی و بدون کاهش مقاومت نهایی همراه بوده است.

جدول ۵-۴ تا جدول ۷-۴ نتایج پارامترهای لرزه‌ای برای دیوارهای برشی با دهانه ۳۵۰۰ میلی‌متر را نشان می‌دهد نتایج به‌دست‌آمده برای این مدل‌ها مشابه با مدل‌های با دهانه ۱۷۵۰ میلی‌متر است و نشان‌دهنده عملکرد یکسان نمونه‌ها در جذب انرژی و مقاومت نهایی و همچنین افزایش مقدار سختی

برای نمونه‌های R-V-B و R-H-B و در مقابل کاهش سختی برای نمونه‌های R-V-C و R-H-C است.

جدول ۲-۴- نتایج مدل‌های تقویتی ($t=1.5$, $\frac{l}{h} = 0.5$)

E			Fu			K			حالت ورق موج‌دار
C	B	A	C	B	A	C	B	A	
۱/۰۰	۰/۹۹	۱/۰۰	۱/۰۰	۱/۰۰	۱/۰۰	۰/۹۸	۱/۳۸	۱/۰۰	افقی
۱/۰۰	۰/۹۸	۱/۰۰	۱/۰۱	۰/۹۷	۱/۰۰	۰/۸۸	۱/۲۸	۱/۰۰	عمودی

جدول ۳-۴- نتایج مدل‌های تقویتی ($t=3mm$, $\frac{l}{h} = 0.5$)

E			Fu			K			حالت ورق موج‌دار
C	B	A	C	B	A	C	B	A	
۰/۹۹	۱/۰۰	۱/۰۰	۰/۹۹	۱/۰۰	۱/۰۰	۰/۹۰	۱/۱۱	۱/۰۰	افقی
۱/۰۰	۰/۹۹	۱/۰۰	۱/۰۰	۰/۹۹	۱/۰۰	۰/۸۶	۱/۰۵	۱/۰۰	عمودی

جدول ۴-۴- نتایج مدل‌های تقویتی ($t=4.5mm$, $\frac{l}{h} = 0.5$)

E			Fu			K			حالت ورق موج‌دار
C	B	A	C	B	A	C	B	A	
۱/۰۰	۱/۰۱	۱/۰۰	۱/۰۰	۱/۰۱	۱/۰۰	۰/۹۵	۱/۰۷	۱/۰۰	افقی
۱/۰۱	۱/۰۰	۱/۰۰	۱/۰۰	۱/۰۰	۱/۰۰	۰/۹۵	۱/۰۶	۱/۰۰	عمودی

جدول ۵-۴- نتایج مدل‌های تقویتی ($t= 1.5mm$, $\frac{l}{h} = 1$)

E			Fu			K			حالت ورق دارموج
C	B	A	C	B	A	C	B	A	
۱/۰۰	۰/۹۵	۱/۰۰	۱/۰۱	۰/۹۴	۱/۰۰	۰/۹۵	۱/۰۴	۱/۰۰	افقی
۰/۹۹	۰/۹۸	۱/۰۰	۰/۹۹	۰/۹۶	۱/۰۰	۰/۹۲	۲/۱۳	۱/۰۰	عمودی

جدول ۴-۶- نتایج مدل‌های تقویتی ($t=3\text{mm}$, $\frac{l}{h} = 1$)

E			Fu			K			حالت ورق دارموج
C	B	A	C	B	A	C	B	A	
۱/۰۰	۱/۰۰	۱/۰۰	۱/۰۰	۰/۹۹	۱/۰۰	۰/۸۴	۱/۱۱	۱/۰۰	افقی
۰/۹۹	۱/۰۰	۱/۰۰	۱/۰۰	۰/۹۹	۱/۰۰	۰/۷۷	۱/۱۰	۱/۰۰	عمودی

جدول ۴-۷- نتایج مدل‌های تقویتی ($t=4.5\text{mm}$, $\frac{l}{h} = 1$)

E			Fu			K			حالت ورق دارموج
C	B	A	C	B	A	C	B	A	
۱/۰۱	۱/۰۲	۱/۰۰	۱/۰۰	۱/۰۰	۱/۰۰	۰/۹۴	۱/۰۲	۱/۰۰	افقی
۱/۰۰	۱/۰۰	۱/۰۰	۱/۰۱	۱/۰۰	۱/۰۰	۰/۸۸	۱/۱۳	۱/۰۰	عمودی

در جدول ۴-۸ تا جدول ۴-۱۰ عملکرد نمونه‌های تقویتی پیشنهادی برای دهانه ۵۲۵۰ میلی‌متر نشان داده شده است. از این نتایج می‌توان برداشت کرد که رفتار و عملکرد نمونه‌ها در ضخامت‌های مختلف متفاوت است.

مقادیر جدول ۴-۸ نشان می‌دهد که در ضخامت پایین ($t=1.5\text{mm}$) با وجود بهبود ۳ تا ۷ درصدی سختی نمونه‌های R-V-B و R-H-B با کاهش جذب انرژی و مقاومت نهایی نیز مواجه شده‌اند همچنین استفاده از نمونه‌های R-V-C و R-H-C باعث تغییرات چندانی نشده است.

جدول ۴-۸- نتایج مدل‌های تقویتی ($t=1.5\text{mm}$, $\frac{l}{h} = 1.5$)

E			Fu			K			حالت ورق موج‌دار
C	B	A	C	B	A	C	B	A	
۱/۰۱	۰/۹۷	۱/۰۰	۱/۰۱	۰/۹۶	۱/۰۰	۱/۰۰	۱/۰۳	۱/۰۰	افقی
۰/۹۹	۰/۹۶	۱/۰۰	۰/۹۹	۰/۹۵	۱/۰۰	۰/۹۷	۱/۰۷	۱/۰۰	عمودی

جدول ۹-۴- نتایج مدل‌های تقویتی ($t=3\text{mm}$ ، $\frac{l}{h} = 1.5$)

E			Fu			K			حالت ورق موج‌دار
C	B	A	C	B	A	C	B	A	
۱/۰۰	۰/۹۹	۱/۰۰	۱/۰۱	۰/۹۹	۱/۰۰	۰/۸۸	۱/۰۸	۱/۰۰	افقی
۱/۰۰	۱/۰۰	۱/۰۰	۱/۰۱	۰/۹۹	۱/۰۰	۰/۸۹	۱/۰۴	۱/۰۰	عمودی

جدول ۱۰-۴- نتایج مدل‌های تقویتی ($t=4.5\text{mm}$ ، $\frac{l}{h} = 1.5$)

E			Fu			K			حالت ورق دارموج
C	B	A	C	B	A	C	B	A	
۱/۰۰	۱/۰۰	۱/۰۰	۱/۰۰	۱/۰۰	۱/۰۰	۰/۹۹	۱/۰۰	۱/۰۰	افقی
۱/۰۰	۰/۹۹	۱/۰۰	۱/۰۰	۰/۹۸	۱/۰۰	۱/۰۲	۰/۹۷	۱/۰۰	عمودی

اما در ضخامت ۳ میلی‌متر نمونه‌های R-V-B و R-H-B عملکرد مطلوبی را از خود نشان داده‌اند و بدون کاهش در مقاومت نهایی و جذب انرژی، سختی سیستم بهبود یافته است؛ در نهایت برای ضخامت ۴/۵ میلی‌متر می‌توان بیان کرد که با توجه به نتایج، نمونه‌ها در هر سه حالت رفتار و عملکرد یکسانی را نشان می‌دهند.

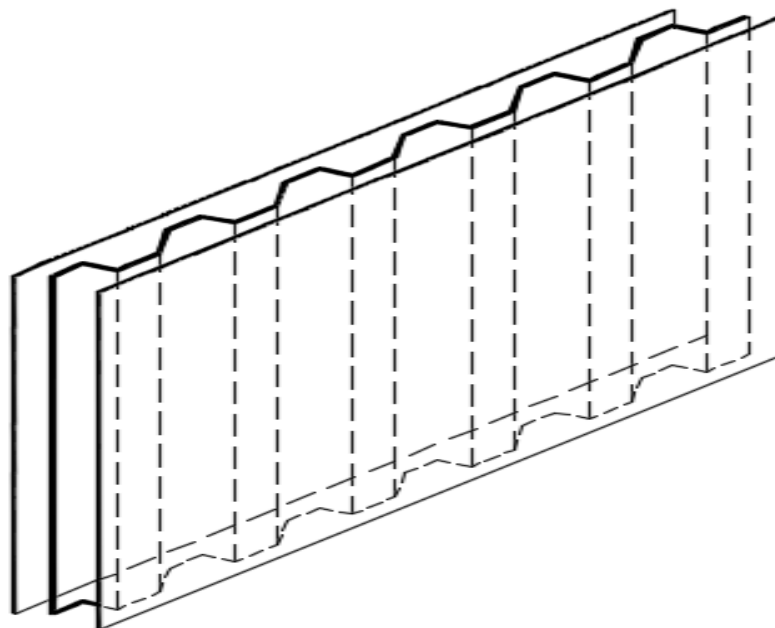
به‌طور کلی می‌توان بیان داشت که افزایش ضخامت ورق‌های صاف و در مقابل کاهش ضخامت ورق موج‌دار اثر مطلوبی را در بهبود عملکرد دیوار برشی تقویتی ندارد؛ و این در حالی است که افزایش ضخامت ورق موج‌دار و کاهش ضخامت ورق‌های صاف مفید بوده است و در اکثر نمونه‌ها باعث بهبود در عملکرد دیوارهای برشی تقویتی شده است. استفاده از نمونه‌های R-V-B و R-H-B افزایش مناسب سختی سازه‌ای همراه با حفظ جذب انرژی و مقاومت نهایی مطلوب را برای دیوارهای برشی فولادی به همراه داشته است.

بنابراین می‌توان اذعان داشت که استفاده از نمونه‌های R-V-B و R-H-B باعث بهبود رفتار لرزه‌ای نسبت به نمونه‌های تقویتی R-V-A و R-H-A شده است.

۴-۶- ارزیابی تأثیر اتصال ورق‌های جان بر عملکرد دیوارهای تقویتی پیشنهادی

تا این قسمت برای سیستم دیوار برشی فولادی تقویتی پیشنهادی مورد ارزیابی قرار گرفت. ارزیابی‌ها برای دیوارهای تقویتی با نسبت‌های $\frac{l}{h}$ و ضخامت‌های متفاوت و در هر حالت ورق موج‌دار با جهت موج قائم و افقی انجام شد. همچنین تأثیرات ضخامت ورق‌های موج‌دار و صاف بررسی شد. در کلیه مدل‌های تقویتی بررسی‌شده علاوه بر اینکه ورق‌های جان به المان‌های مرزی اتصال داشتند، بین ورق موج‌دار میانی و ورق‌های صاف اتصال کامل برقرار بود.

در این بخش دیوارهای برشی فولادی تقویتی پیشنهادی در حالتی که اتصالی بین ورق‌های جان وجود ندارد، بررسی خواهد شد. در این حالت فاصله‌ای ۲۵ میلی‌متری بین ورق‌های صاف و موج‌دار در نظر گرفته و ورق‌های جان تنها به المان‌های مرزی اتصال داده می‌شود.



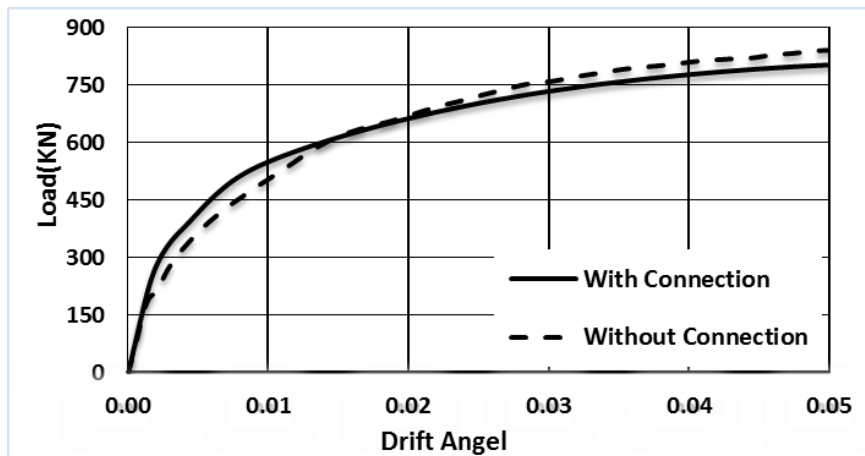
شکل ۴-۹۰- جزئیات ورق جان در دیوار برشی فولادی تقویتی بدون اتصال

در این مرحله بررسی‌ها برای دیوارهای برشی فولادی با نسبت در $\frac{l}{h} = 0.5$ ، $\frac{l}{h} = 1$ و $\frac{l}{h} = 1.5$ و برای سه ضخامت $1/5$ ، 3 و $4/5$ میلی‌متر انجام می‌شود. ارزیابی برای دیوارهای تقویتی با ورق موج‌دار قائم بوده و ضخامت ورق‌های صاف و موج‌دار یکسان می‌باشد.

در ادامه نمودارهای نیرو-زاویه دوران همراه با جداول مقایسه پارامترهای لرزه‌ای که از نمودارهای ایده‌آل دوخطی به دست آمده و با مقادیر مدل‌های A نرمالیزه شده است، ارائه می‌شود.

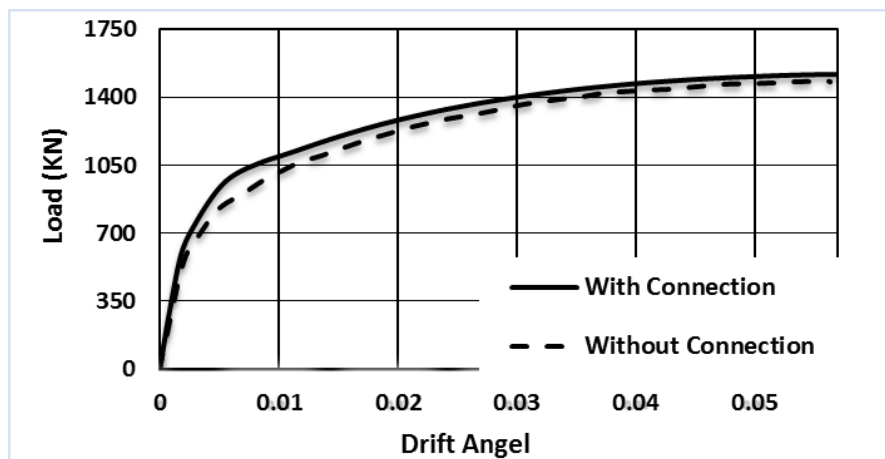
شکل ۴-۹۱ تا شکل ۴-۹۳ منحنی نیرو-زاویه دوران دیوارهای برشی فولادی با دهانه 1750 میلی‌متر و برای سه ضخامت $1/5$ ، 3 و $4/5$ میلی‌متر نشان می‌دهد. شکل کلی نمودارها در دو حالت متصل و بدون اتصال تقریباً مشابه بوده و رفتار پایداری را از خود نشان می‌دهد؛ اما در ضخامت $1/5$ و 3 میلی‌متر، شیب اولیه منحنی برای مدل‌های بدون اتصال به مراتب کمتر از مدل‌های متصل است.

در جدول ۴-۱۱ نتایج پارامترهای لرزه‌ای آورده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود در ضخامت‌های $1/5$ و 3 میلی‌متر با وجود اینکه مقادیر مقاومت نهایی و جذب انرژی نمونه‌های متصل و بدون اتصال تقریباً یکسان است، اما سختی مدل‌های بدون اتصال بسیار کمتر می‌باشد؛ و با توجه به اینکه سختی از مهم‌ترین عوامل در عملکرد لرزه‌ای است، این رفتار و عملکرد مطلوب نمی‌باشد. همچنین نتایج نشان می‌دهد در ضخامت $4/5$ میلی‌متر عملکرد مدل‌های بدون اتصال بهبود یافته است به طوری که از نظر مقاومت نهایی و جذب انرژی این مدل‌ها به ترتیب 4 و 9 درصد بیشتر از مدل‌های متصل بوده است؛ و از طرفی اختلاف بسیار زیاد سختی دو مدل در ضخامت‌های $1/5$ و 3 میلی‌متر، برای ضخامت $4/5$ میلی‌متر به 6 درصد کاهش یافته است.



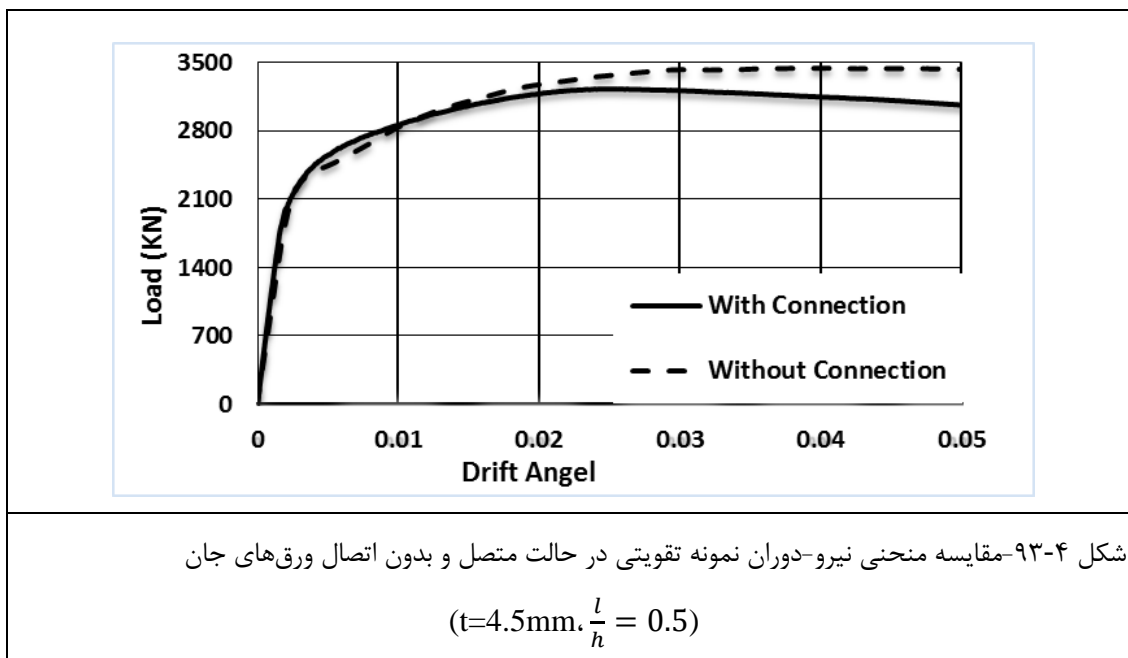
شکل ۹۱-۴-مقایسه منحنی نیرو-دوران نمونه تقویتی در حالت متصل و بدون اتصال ورق‌های جان

$$(t=1.5\text{mm} \cdot \frac{l}{h} = 0.5)$$



شکل ۹۲-۴-مقایسه منحنی نیرو-دوران نمونه تقویتی در حالت متصل و بدون اتصال ورق‌های جان

$$(t=3\text{mm} \cdot \frac{l}{h} = 0.5)$$



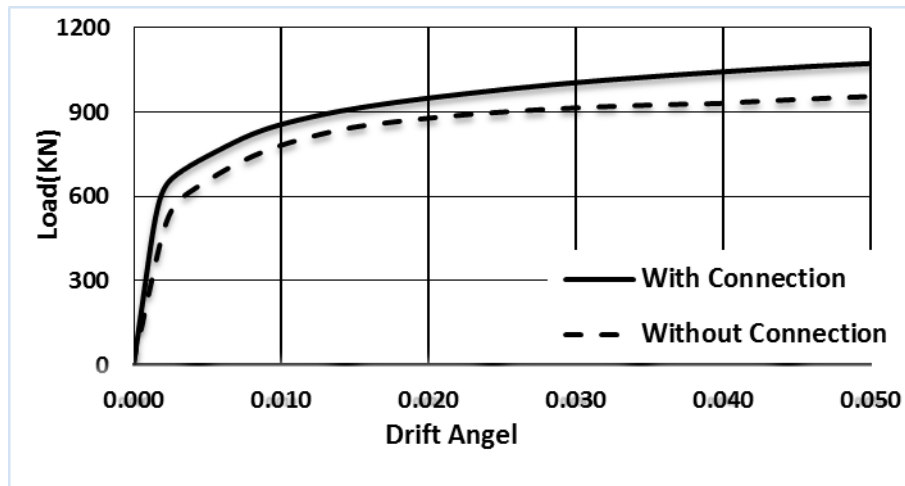
جدول ۴-۱۱-مقایسه نتایج نمونه‌های تقویتی متصل و بدون اتصال ورق‌های جان ($\frac{l}{h} = 0.5$)

t=4.5mm			t=3mm			t=1.5mm			
E	FU	K	E	FU	K	E	FU	K	
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	With Connection
1.04	1.09	0.94	0.96	0.98	0.80	1.02	1.05	0.67	Without Connection

شکل ۴-۹۴ تا شکل ۴-۹۶ منحنی نیرو-زاویه دوران را در نمونه‌ها با دهانه ۳۵۰۰ میلی‌متر را نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود در ضخامت ۱/۵ و ۳ میلی‌متر عملکرد نمونه بدون اتصال مناسب نبوده است و نسبت به نمونه متصل عملکرد ضعیف‌تری را داشته است. این در حالی است که در ضخامت ۴/۵ میلی‌متر رفتار نمونه بدون اتصال بهبود یافته و مقاومت نهایی بالاتری را نشان می‌دهند.

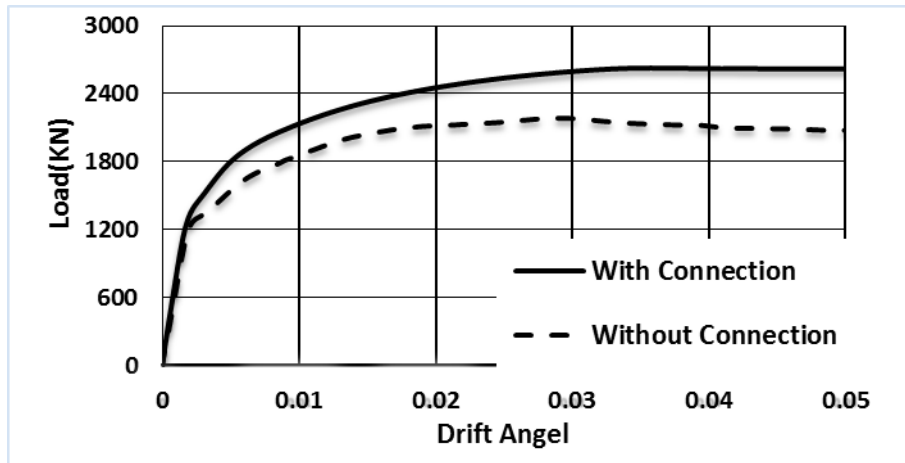
جدول ۴-۱۲ نتایج پارامترهای لرزه‌ای برای نمونه‌هایی با نسبت $\frac{l}{h} = 1$ را نشان می‌دهد. نتایج حاکی از آن است که مقادیر پارامترهای لرزه‌ای نمونه بدون اتصال در ضخامت ۱/۵ و ۳ میلی‌متر به مراتب پایین‌تر از نمونه متصل است و در ضخامت ۴/۵ میلی‌متر با وجود اینکه سختی نمونه بدون اتصال کمتر

بوده اما از نظر مقاومت نهایی و جذب انرژی رفتار بسیار بهتری را از خود نشان داده است.



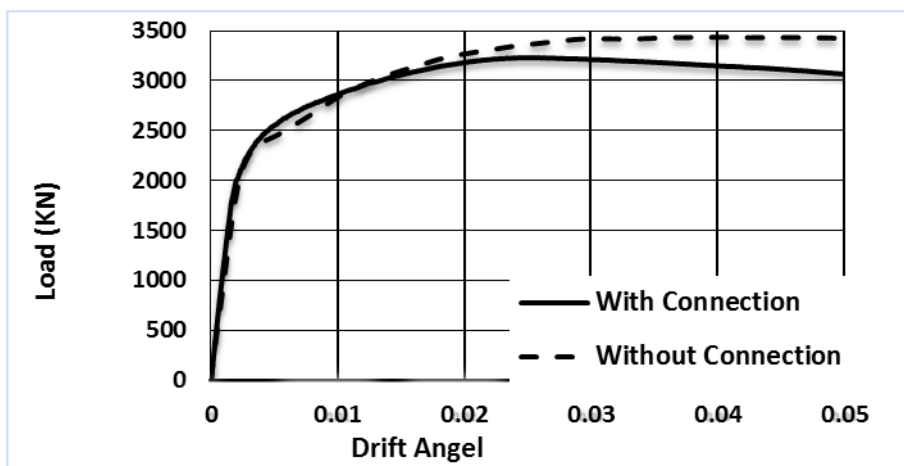
شکل ۹۴-۴-مقایسه منحنی نیرو-دوران نمونه تقویتی در حالت متصل و بدون اتصال ورق‌های جان

$$(t=1.5\text{mm}, \frac{l}{h} = 1)$$



شکل ۹۵-۴-مقایسه منحنی نیرو-دوران نمونه تقویتی در حالت متصل و بدون اتصال ورق‌های جان

$$(t=3\text{mm}, \frac{l}{h} = 1)$$



شکل ۹۶-۴-مقایسه منحنی نیرو-دوران نمونه تقویتی در حالت متصل و بدون اتصال ورق‌های جان

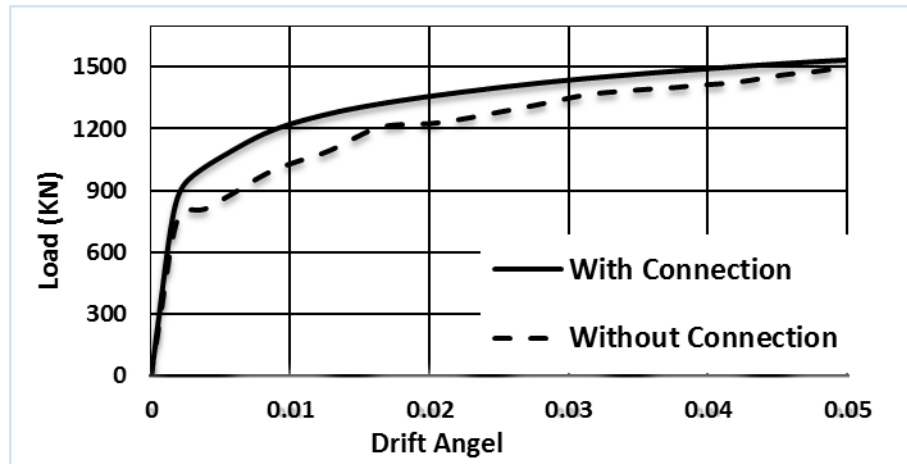
$$(t=4.5\text{mm}, \frac{l}{h} = 1)$$

جدول ۱۲-۴- مقایسه نتایج نمونه‌های تقویتی متصل و بدون اتصال ورق‌های جان ($\frac{l}{h} = 1$)

t=4.5mm			t=3mm			t=1.5mm			
E	FU	K	E	FU	K	E	FU	K	
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	With Connection
1.07	1.15	0.88	0.83	0.77	0.98	0.90	0.89	0.66	Without Connection

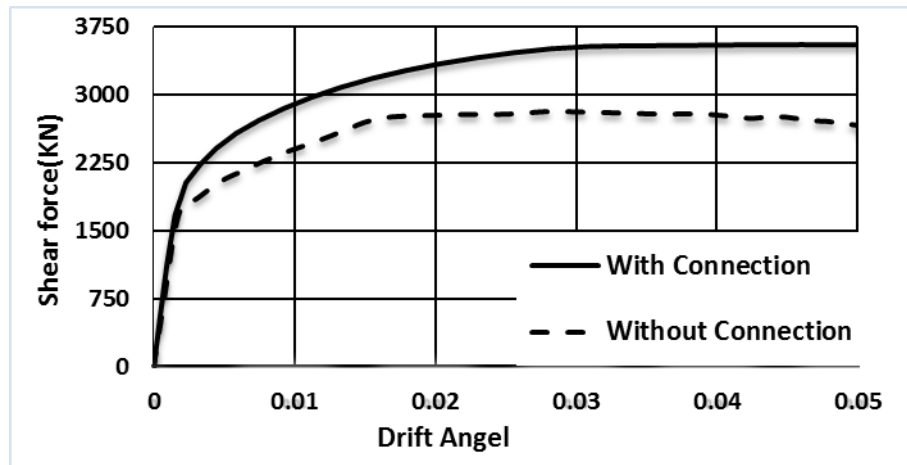
شکل ۹۷-۴ تا شکل ۹۹-۴ منحنی نیرو-زاویه تغییر مکان در دهانه ۵۲۵۰ میلی‌متر را نشان می‌دهد. در تفسیر نمودارها می‌توان بیان داشت که برای ضخامت ۱/۵ میلی‌متر همان‌طور که مشخص است مقاومت نهایی و جذب انرژی مدل بدون اتصال به مراتب پایین‌تر از نمونه متصل است. از طرفی اختلاف شیب اولیه نمودارها کم بوده اما تغییر شیب نمودارهای متصل نسبت به بدون اتصال در نیروی به مراتب بالاتری رخ می‌دهد، این امر موجب می‌شود که سختی نمونه متصل بیشتر از نمونه بدون اتصال باشد. در ضخامت ۳ میلی‌متر مدل بدون اتصال عملکرد مطلوبی از خود نشان داده است و همان‌طور که مشاهده می‌شود در زاویه دوران ۰/۰۵ دچار شکست شده است؛ و همان‌طور که کاملاً مشخص است قبل

از ایجاد مکانیزم هم این سیستم عملکرد مطلوبی از خود نشان نمی‌دهد. همچنین رفتار مدل‌ها در ضخامت ۴/۵ میلی‌متر به همین صورت بوده و مدل‌ها متصل عملکرد بهتری داشته‌اند.



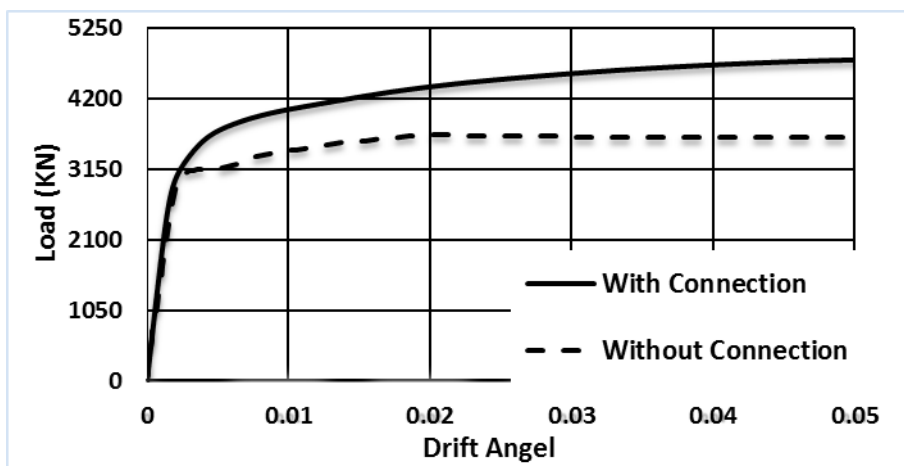
شکل ۹۷-۴-مقایسه منحنی نیرو-دوران نمونه تقویتی در حالت متصل و بدون اتصال ورق‌های جان

$$(t=1.5\text{mm}, \frac{l}{h} = 1.5)$$



شکل ۹۸-۴-مقایسه منحنی نیرو-دوران نمونه تقویتی در حالت متصل و بدون اتصال ورق‌های جان

$$(t=3\text{mm}, \frac{l}{h} = 1.5)$$



شکل ۹۹-۴-مقایسه منحنی نیرو-دوران نمونه تقویتی در حالت متصل و بدون اتصال ورق‌های جان

$$(t=4.5\text{mm}, \frac{l}{h} = 1.5)$$

نتایج جدول ۱۳-۴ نشان می‌دهد که در نسبت $\frac{l}{h} = 1.5$ و برای ضخامت‌های مختلف عملکرد نمونه‌های تقویتی متصل مناسب‌تر بوده است.

جدول ۱۳-۴- مقایسه نتایج نمونه‌های تقویتی متصل و بدون اتصال ورق‌های جان ($\frac{l}{h} = 1.5$)

4.5			3			1.5			
E	FU	K	E	FU	K	E	FU	K	
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	With Connection
0.77	0.71	0.79	0.70	0.75	1.05	0.92	0.98	0.84	Without Connection

فصل ۵ جمع‌بندی و ارائه پیشنهادات جهت مطالعات آتی

۵-۱- مقدمه:

در این پایان نامه ضمن معرفی و تشریح عملکرد دیوار برشی فولادی و همچنین توضیح مبانی طراحی این سیستم لرزه‌ای، رفتار و عملکرد دیوارهای برشی فولادی در حالت‌های سخت نشده، موج‌دار قائم، موج‌دار افقی، تقویتی با ورق موج‌دار قائم و تقویتی با ورق موج‌دار افقی به‌طور دقیق بررسی شد. با توجه به ارائه جزئیات نتایج در فصل ۴ در این بخش به جمع‌بندی نتایج و سپس طرح پیشنهادات جهت انجام مطالعات آتی می‌پردازیم.

۵-۲- جمع‌بندی نتایج

۵-۲-۱ نتایج کلی

دیوار برشی فولادی سخت نشده با وجود اینکه از مقاومت نهایی و جذب انرژی بالایی برخوردار است اما سختی سازه‌ای که از پارامتر مهم لرزه‌ای می‌باشد در این سیستم بسیار کمتر از نمونه‌های موج‌دار و تقویتی است. از طرفی نمونه‌های موج‌دار با وجود اینکه دارای سختی سازه‌ای خوبی هستند، اما مقاومت نهایی و جذب انرژی آن‌ها در مقایسه با نمونه‌های دیگر نسبتاً کمتر است. همچنین منحنی نیرو-دوران نشان می‌دهد که نمونه‌ای موج‌دار پس مرحله الاستیک دچار کاهش شدید در سختی سازه‌ای می‌شوند به طوری که بدون افزایش در بارگذاری تغییر مکان زیادی (دو تا سه برابر تغییر مکان الاستیک) در دیوار ایجاد می‌شود.

بررسی عملکرد دیوار برشی تقویتی نشان داد که این سیستم در طول بارگذاری رفتار پایدار و مناسبی از خود نشان داده و توانسته است ضعف‌های مربوط به عملکرد لرزه‌ای دیوارهای سخت نشده و موج‌دار، که پیش‌تر به آن اشاره شد را بهبود دهد. این سیستم در مقایسه با دیوارهای برشی موج‌دار مقاومت نهایی و جذب انرژی بیشتری داشته است و از طرف دیگر رفتار ناپایداری که در دیوارهای برشی موج‌دار پس از مرحله الاستیک وجود داشت به خوبی بهبود یافته است. همچنین در مقایسه با دیوارهای

سخت نشده، این سیستم توانسته است که سختی سازه‌ای که بزرگ‌ترین ضعف دیوارهای سخت نشده در مقایسه با نمونه‌های موج‌دار است را به خوبی بهبود دهد.

۵-۲-۲ دیوارهای برشی فولادی با نسبت مختلف $\frac{L}{h}$

نتایج نشان می‌دهد که برای نسبت $\frac{L}{h} = 0.5$ در دیوار برشی فولادی موج‌دار و تقویتی استفاده از ورق موج‌دار افقی در مقایسه با حالت قائم عملکرد مطلوب‌تری را به دنبال دارد. از طرفی مقادیر مقاومت نهایی و جذب انرژی برای کلیه نمونه‌ها تقریباً برابر است؛ اما مقاومت اولیه نمونه‌های تقویتی و سخت‌نشده به ترتیب ۴۵ و ۲۰ درصد بیشتر از نمونه‌های موج‌دار است. در نسبت $\frac{L}{h} = 1$ و $\frac{L}{h} = 1.5$ علاوه بر مطالبی که در قسمت بیان شد، نتایج نشان می‌دهد که در دیوارهای موج‌دار و تقویتی برای نسبت $\frac{L}{h} = 1$ ورق موج‌دار قائم و افقی عملکرد یکسانی داشته‌اند. این در حالی است که برای نسبت $\frac{L}{h} = 1.5$ ورق موج‌دار با جهت موج قائم عملکرد بهتری داشته است.

بنابراین به‌طور کلی می‌توان گفت که برای نسبت‌های $\frac{L}{h}$ کوچک‌تر از ۱ استفاده از ورق‌های موج‌دار افقی مناسب‌تر است و برای نسبت‌های $\frac{L}{h}$ بزرگ‌تر از ۱ استفاده از ورق موج‌دار قائم نتایج بهتری را به دنبال خواهد داشت.

۵-۲-۳ تأثیر ضخامت ورق‌های جان در عملکرد نمونه‌های تقویتی

در بخش ۴-۵- تأثیر ضخامت ورق‌های موج‌دار و صاف در عملکرد دیوار برشی فولادی تقویتی بررسی شد. در این ارزیابی مجموع ضخامت ورق‌های جان یکسان بوده و در سه حالت زیر بررسی شد:

۱. ضخامت ورق موج‌دار و ورق‌های صاف یکسان است (A).
۲. ضخامت ورق موج‌دار بیشتر از ورق‌های صاف است (B).
۳. ضخامت ورق موج‌دار کمتر از ورق‌های صاف است (C).

نتایج نشان داد که استفاده از نمونه‌های تقویتی در حالت B عملکرد مطلوبی را دارد به صوری که در مقایسه با حالت‌های دیگر ضمن ثابت بودن مقاومت نهایی و جذب انرژی سختی سیستم تا ۱۰ درصد افزایش داشته است.

۵-۲-۴ تأثیر اتصال ورق‌های جان در عملکرد نمونه‌های تقویتی

در بخش ۴-۶- تأثیر اتصال بین ورق‌های جان در سیستم دیوارهای برشی تقویتی ارزیابی شد و مقایسه بین پارامترهای مهم لرزه‌ای مانند سختی الاستیک، مقاومت نهایی و جذب انرژی انجام شد. که به‌طور کلی نتایج بیانگر این است که اتصال بین ورق‌های جان تأثیر بسیار مطلوبی بر عملکرد این نمونه‌های تقویتی دارد.

۵-۳- ارائه پیشنهادات برای مطالعات آتی

۱. بهینه‌یابی اتصالات اجرایی بین ورق‌های جان
۲. مطالعه آزمایشگاهی دیوارهای برشی فولادی تقویت‌شده
۳. بررسی مقایسه عملکرد دیوارهای برشی فولادی در حالت‌های مختلف تحت اثر بارهای دینامیکی
۴. تأثیر اندازه و زاویه پانل موج برای ورق موج‌دار دوزنقه‌ای
۵. استفاده از ورق‌های موج‌دار با شکل‌های متفاوت

پیوست ۱- ضوابط و روابط طراحی دیوارهای برشی فولادی

برای اطمینان از عملکرد لرزه‌ای مناسب و مطمئن دیوارهای برشی فولادی، باید روشی برای طراحی در نظر گرفته شود که کلیه نیازهای طراحی لرزه‌ای را برآورده کند. در این بخش تلاش شده است که رفتار دیوارهای برشی فولادی و اجزای تشکیل‌دهنده آن در پاسخ به بارهای لرزه‌ای شرح داده شده و مبانی طراحی اصولی و صحیح این سیستم بیان شود. در ادامه این بخش روابط و ضوابط طراحی دیوارهای برشی فولادی از دیدگاه آیین‌نامه به‌طور کامل و به‌صورت خلاصه آورده شده است.

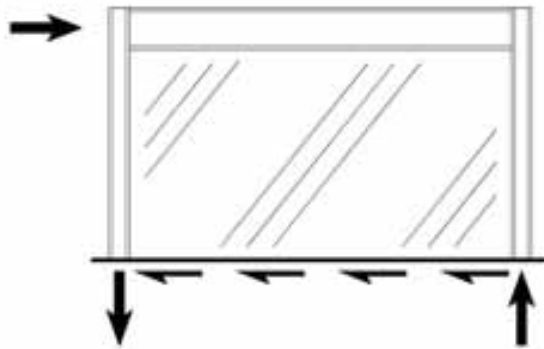
همان‌طور که در بخش‌های پیشین توضیح داده شد، طراحی و انتخاب اعضای دیوار برشی فولادی باید به‌گونه‌ای باشد که از شکست ترد جلوگیری شود و شرایط لازم برای ایجاد شکل‌پذیری فراهم شود. در طراحی دیوار برشی فولادی ترجیح داده می‌شود که ورق جان نقش اساسی در جذب انرژی داشته باشد و انرژی القایی ناشی از زلزله را با عملکرد کششی و تجربه تغییر شکل‌های غیرالاستیک بزرگ در خود مستهلک کند. با توجه به اینکه ورق جان در دیوار برشی فولادی در باربری ثقلی مشارکت ندارند، انتخاب آن به‌عنوان عضوی شکل‌پذیر (فیوز) مطلوب و مؤثر می‌باشد [9].

بار کمانش ورق‌های نازک و سخت‌نشده بسیار ناچیز است و پس از اعمال بار جانبی به‌سرعت دچار کمانش می‌شوند. بعد از وقوع کمانش قطری در ورق جان، نیروهای قابل ملاحظه‌ای در راستای عمود بر جهت کمانش در ورق جان توسعه می‌یابد. که این پدیده، ایجاد تنش‌های میدان قطری نام دارد و قادر خواهد بود با نیروی ناشی از زلزله به خوبی مقابله کند [10].

ایجاد تنش‌ها قطری در ورق جان، نیروهای قابل ملاحظه‌ای را به المان‌های مرزی (تیرها و ستون‌ها) اعمال می‌کند و برای توسعه تغییر شکل‌های غیر ارتجاعی در ورق جان و تأمین شرایط شکل‌پذیری سیستم دیوار برشی فولادی لازم است اعضای مرزی افقی و قائم سختی کافی داشته باشند [11].

با انتخاب ورق فولادی جان به‌عنوان عضوی شکل‌پذیر در سیستم دیوار برشی فولادی، اعضای مرزی

افقی و قائم در محدوده ارتجاعی باقی می‌مانند و فقط در صورتی که اتصال تیر به ستون از نوع خمشی باشد، آنگاه مفصل پلاستیک می‌تواند در محدوده‌ای از بر ستون در تیرها شکل بگیرد؛ بنابراین تسلیم کششی ورق جان و تشکیل مفصل پلاستیک در تیر، تأمین‌کننده رفتار شکل‌پذیر سیستم است و تنش‌های ایجاد شده در فرآیندهای فوق به همراه بارهای ثقلی، کنترل‌کننده نیروهای اعمالی به سایر اعضای تشکیل‌دهنده دیوار می‌باشد [11].



شکل پ-۱- رفتار دیوار برشی ایده‌آل

پ-۲- ضوابط آئین‌نامه AISC-341 در طراحی دیوار 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 شد.

در مناطق با خطر لرزه‌خیزی زیاد و خیلی زیاد از دیوار برشی فولادی انتظار می‌رود که تغییر شکل‌های غیر ارتجاعی قابل ملاحظه‌ای را در هنگام وقوع زلزله طرح بدون کاهش جدی در مقاومت اعضای سیستم باربر جانبی تحمل نمایند. به بیان دیگر عملکرد یکپارچه دیوار برشی فولادی در تحمل تغییر شکل‌های غیر ارتجاعی زیاد به گونه‌ای 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 [11]:

✓ 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، لازم 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 مستثنا است؛ بنابراین نیروی طراحی اعضا 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 تجربه 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

source not found باشد.

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

ضوابط مربوط به قاب‌های خمشی ویژه است.

الف-۲-۱- 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 داشته باشد.

مقدار ضخامت ورق جان از رابطه زیر به دست می‌آید.

$$t_w = \frac{V_p}{0.42 F_y L_{cf} \sin 2\alpha} \quad \text{پ-۱}$$

در رابطه پ-۱ V_p نیروی برشی وارد شده بر ورق جان، F_y مقاومت تسلیم فولاد، L_{cf} طول خالص

تیر (فاصله بین دو بر ستون) و α زاویه شیب میدان کشش قطری می‌باشد.

نیروی برشی ورق جان از تفاضل نیروی جانبی کل در تراز هر قاب برابر جانبی و نیروی جانبی که

توسط اعضای همان قاب تحمل شده است، به دست می‌آید.

$$V_p = V - V_f \quad \text{پ-۲}$$

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 تحقیق هدف تعیین پارامترهای لرزه‌ای دیوار برشی فولادی با استفاده از تحلیل پوش‌آور از طریق کنترل تغییر مکان می‌باشد؛ بنابراین نیروی جانبی خاصی 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 واردشده 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 ساده‌کننده‌ای جهت تعیین نیروهای این اعضا انجام می‌شود.

طراحی اولیه ستون‌ها

آئین‌نامه AISC-341 رابطه زیر را که بر اساس تحقیقات مونته‌گمری و مدهکار به‌دست‌آمده را برای حداقل ممان اینرسی ستون پیشنهاد می‌کند.

$$I_c \geq \frac{0.00307 t_w h^4}{L} \quad \text{پ-۳}$$

در رابطه ۳-۳، I_c ممان اینرسی ستون، t_w ضخامت ورق جان، h ارتفاع ورق جان و L طول ورق جان می‌باشد.

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.

طرح اولیه تیرها با توجه به نیروی وارد شده در اثر تسلیم ورق جان از رابطه زیر به دست می‌آید.

$$M_{\max} = \frac{(W_u + W_g)L_h^2}{8} \quad \text{پ-۴}$$

$$W_u = R_y F_y (t_{i+1} - t_i) \cos^2 \alpha \quad \text{پ-۵}$$

$$L_h = L - 2S_h \quad \text{پ-۶}$$

$$S_h = \frac{1}{2}(d_c + d_b) \quad \text{پ-۷}$$

W_u : بار گسترده اعمال شده بر تیر در اثر تسلیم ورق جان

W_g : بار گسترده یکنواخت ثقلی روی تیر در صورت وجود

L_h : فاصله بین مفاصل پلاستیک تیر

S_h : فاصله بر ستون تا محل مفصل پلاستیک

d_c : ارتفاع مقطع ستون

d_b : ارتفاع مقطع تیر

با به دست آمدن لنگر طراحی و با توجه به ضوابط آئین نامه مقطع تیر مشخص می‌شود. بعد از تعیین

مقاطع تیرها و ستون‌ها می‌توان مقدار دقیق زاویه α به دست آورد.

تیمبر و کولاک بامنظور کردن سختی خمشی ستون‌ها زاویه شیب میدان کششی قطری را به صورت

تابعی از سختی محوری اعضای مرزی و سختی خمشی ستون‌ها به صورت رابطه زیر ارائه داده‌اند.

$$\tan^4 \alpha = \frac{1 + \frac{t_w L}{2A_c}}{1 + t_w h \left(\frac{1}{A_b} + \frac{h^3}{360I_c L} \right)} \quad \text{پ-۸}$$

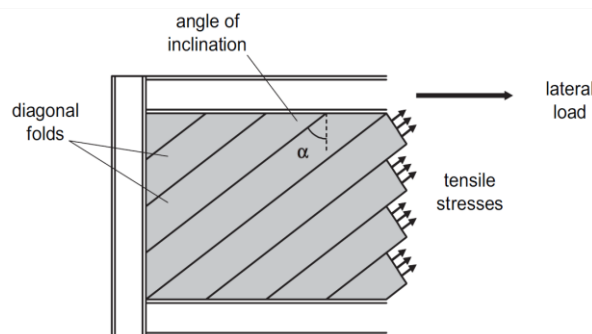
اعضای مرزی افقی که تنها از یک طرف به ورق جان متصل هستند، مانند عضو مرزی واقع در تراز بام، نسبت به اعضای مرزی میانی که از دو طرف به ورق جان متصل هستند آزادی عمل بیشتری در خمش حول محور عمود بر دیوار دارند. برای منظور کردن این اثر تیملر و کولاک رابطه زیر را ارائه دادند.

$$\tan^4 \alpha = \frac{1 + t_w L \left(\frac{1}{2A_c} + \frac{L^3}{120I_b h} \right)}{1 + t_w h \left(\frac{1}{2A_b} + \frac{h^3}{320I_c L} \right)} \quad \text{پ-۹}$$

در رابطه پ-۸ و پ-۹ و I_b و I_c به ترتیب ممان اینرسی ستون و تیر حول محور عمود بر ورق جان است. A_b و A_c نیز به ترتیب سطح مقطع ستون و تیر می‌باشد، همچنین L و h به ترتیب طول و ارتفاع دیوار برشی در تراز موردنظر است.

با تعیین مقدار دقیق زاویه α می‌توان طراحی نهایی المان‌های مرزی را انجام داد.

با مشخص شدن مقاطع اجزای مرزی باید طراحی نهایی هر یک از اعضا با رعایت کلیه الزامات آئین‌نامه انجام گیرد و در صورت نیاز به افزایش مقطع باید زاویه α مجدداً محاسبه شده و مراحل طراحی تکرار شود.



شکل پ-۲- تنش‌های کشش قطری و زاویه شیب α

طراحی نهایی تیرها

کنترل تیر بر اساس لنگرهای خمشی، نیروی محوری و همچنین نیروهای برشی انجام می‌گیرد. لنگر خمشی بوجود آمده در تیر بر اساس تسلیم ورق جان دیوار برشی و بار ثقلی وارده از رابطه زیر به دست می‌آید.

$$M_{\max} = \frac{(W_u + W_g)L_h^2}{8} \quad \text{پ-۱۰}$$

نیروی محوری تیر P_{HBE} شامل دو قسمت $P_{HBE(VEB)}$ واردشده از طرف ستون و $P_{HBE(web)}$ واردشده از طرف ورق جان می‌باشد.

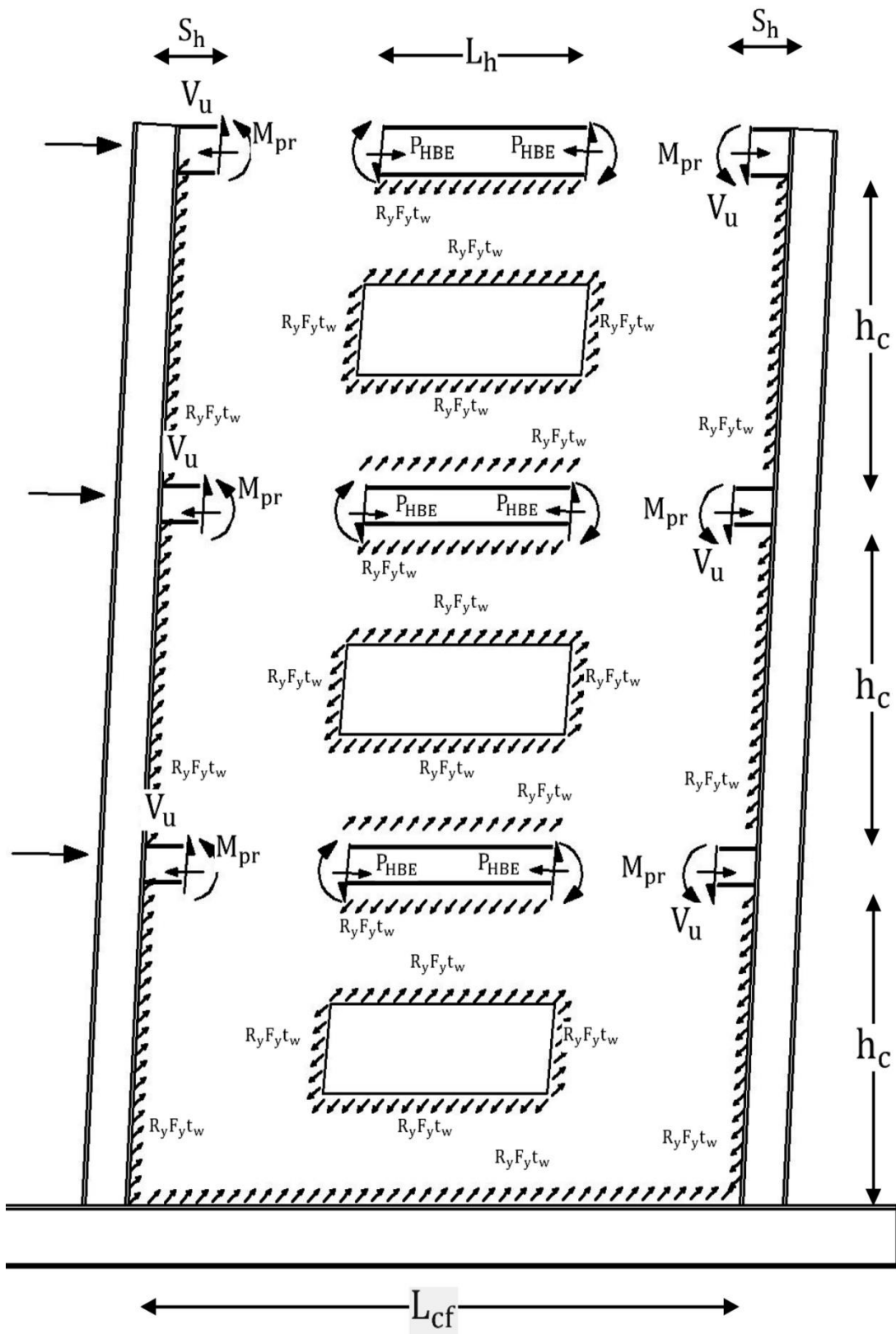
$$P_{HBE(VEB)} = \frac{1}{2} R_y F_y (t_{i+1} h_{i+1} + t_i h_i) \quad \text{پ-۱۱}$$

$$P_{HBE(web)} = \frac{1}{2} R_y F_y (t_i \sin 2\alpha + t_{i-1} \sin 2\alpha) L_{cf} \quad \text{پ-۱۲}$$

همان‌طور که در شکل پ-۲ مشخص است نیروی محوری ستون‌های هر دو سمت به‌صورت فشاری به تیر اعمال می‌شوند بنابراین، این نیرو در یک سمت هم‌جهت با نیروی محوری واردشده از طرف ورق جان و در سمت دیگر مخالف با آن می‌باشد. بنابراین داریم:

$$P_{HBE_1} = P_{HBE(VEB)} + \frac{1}{2} P_{HBE(web)} \quad \text{پ-۱۳}$$

$$P_{HBE_2} = P_{HBE(VEB)} - \frac{1}{2} P_{HBE(web)} \quad \text{پ-۱۴}$$



شکل پ-۲ نمودار آزاد دیوار برشی فولادی تحت بار جانبی

نیروی برشی ایجادشده در تیر در اثر تسلیم ورق جان دیوار برشی، بارهای ثقیلی و لنگر پلاستیک

$$V_u = \frac{2M_{pr}}{L_h} + \frac{(W_u + W_g)}{2} L_{cf} \quad \text{پ-۱۵}$$

$$M_{pr} = 1.1R_y F_y Z_b \quad \text{پ-۱۶}$$

تیر می‌باشد که از رابطه زیر به دست می‌آید.

M_{pr} و Z_b به ترتیب لنگر پلاستیک و اساس مقطع پلاستیک تیر هستند. مابقی پارامترها پیش‌تر توضیح داده شده است.

از طرفی با توجه به حضور نیروهای محوری در تیر باید از لنگرهای پلاستیک کاهش یافته استفاده کرد.

$$V_u = \frac{M_{pr_1}^* + M_{pr_2}^*}{L_h} + \frac{(W_u + W_g)}{2} L_{cf} \quad \text{پ-۱۷}$$

$M_{pr_1}^*$: لنگر کاهش یافته در حضور نیروی محوری P_{HBE_1}

$M_{pr_2}^*$: لنگر کاهش یافته در حضور نیروی محوری P_{HBE_2}

M_{pr}^* لنگر خمشی پلاستیک کاهش یافته بر اثر عملکرد متقابل لنگر خمشی و نیروی محوری تیر

چنین است:

$$M_{pr}^* = 1.1R_y F_y Z_b \left[1 - \frac{1}{2} \left(\frac{1}{5 \frac{P_U(HBE)}{P_y}} \right) \right] \quad \text{الف) } \frac{P_u}{P_y} < 0.2 \quad \text{پ-۱۸}$$

$$M_{pr}^* = 1.1R_y F_y Z_b \left[1 - 1.5 \frac{P_U(HBE)}{P_y} \right] \quad \text{ب) } \frac{P_u}{P_y} \geq 0.2 \quad \text{پ-۱۹}$$

طراحی نهایی ستون‌ها

ستون‌ها نیز همانند تیرها تحت اثر نیروی محوری، برشی و لنگر خمشی هستند. نیروی محوری ایجادشده در ستون‌ها بر اثر تسلیم ورق جان، نیروی برشی تیر، بار ثقلی و نیروی محوری ستون‌های طبقات بالاتر است. همچنین لنگر طراحی و نیروی برشی ستون در اثر تسلیم ورق جان و لنگر پلاستیک تیر محاسبه می‌شود. در ادامه روابط مربوط به محاسبه نیروی‌های ستون آورده شده است.

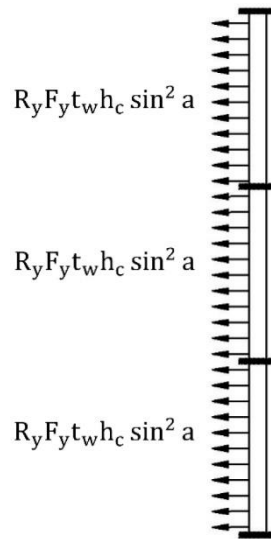
$$E_{m_i} = \frac{1}{2} R_y F_y h_c \sin 2\alpha + V_u + P_g + E_{m_{i+1}} \quad \text{پ-۲۰}$$

در رابطه پ-۲۰، E_{m_i} نیروی محوری ستون، $E_{m_{i+1}}$ نیروی محوری ستون در تراز بالاتر، V_u نیروی برشی تیر طبق رابطه پ-۱۵ و P_g نیروی محوری ستون در اثر بار ثقلی می‌باشد.

به‌غیر از تحلیل غیرخطی، مناسب‌ترین روش برای تعیین نیروی برشی و لنگر خمشی طراحی در ستون استفاده از مدل تحلیلی مانند شکل پ-۴ است. در این مدل ستون مانند یک عضو پیوسته که تحت بار گسترده یکنواخت ناشی از عملکرد کششی ورق جان و نیروی‌های خمشی واردشده از تیر قرار دارد، در نظر گرفته می‌شود. اثر تیرها بر روی ستون را می‌توان به‌صورت صلب و یا فنرهای خطی، با توجه به صلبیت محوری اعضای افقی منظور کرد. در شکل پ-۴ از انعطاف‌پذیری محوری تیرها صرف‌نظر شده است.

$$M = M_{VBE(web)} + M_{VBE(HEB)} \quad \text{پ-۲۱}$$

اگر شرایط مرزی گیردار برای هر قطعه ستون در نظر گرفته شود، $M_{VBE(web)}$ لنگر خمشی ناشی از عملکرد کششی ورق جان برابر خواهد بود با:



شکل پ-۴ مدل تحلیلی برای محاسبه نیروی برشی و لنگر خمشی طراحی ستون

$$M_{VBE(web)} = R_y F_y t_w \frac{h_c^2}{12} \sin^2 \alpha \quad \text{پ-۲۲}$$

لنگر خمشی موجود در ستون ناشی از مفصل پلاستیک در تیر را می‌توان معادل نصف مجموع ظرفیت خمشی تیر در محل اتصال آن به ستون در نظر گرفت.

$$M_{VBE(HEB)} = \frac{1}{2} MP_b \quad \text{پ-۲۳}$$

$$MP_b = \frac{MP_r}{1.1R_y} + \left(\frac{M_{pr1}^* + M_{pr2}^*}{L_h} + \frac{(W_u + W_g)}{2} L_h \right) S_h \quad \text{پ-۲۴}$$

نیروی برشی ستون نیز در اثر تسلیم ورق جان و لنگر وارده از تیر محاسبه می‌شود.

$$V = V_{VBE(HEB)} + V_{VBE(web)} \quad \text{پ-۲۵}$$

$$V_{VBE(web)} = \frac{1}{2} R_y F_y t_w h_c \sin^2 \alpha \quad \text{پ-۲۶}$$

$$V_{VBE(HEB)} = \frac{1}{2} \frac{MP_b}{h_c} \quad \text{پ-۲۷}$$

با مشخص شدن نیروهای ایجاد شده در المان‌های مرزی با کمک روابط آئین‌نامه، طراحی و کنترل مقاطع تیر و ستون انجام خواهد گرفت. با توجه به اینکه المان‌های مرزی تحت اثر هم‌زمان نیروهای محوری و لنگر خمشی هستند باید با استفاده از روابط تیر و ستون طراحی شوند.

روابط طراحی تیر-ستون برای مقاطع I شکل

مقاطع I شکل با توجه به شکل هندسی مناسب برای مقابله با نیروی خمشی و برشی و همچنین تأمین شرایط فشردگی بسیار رایج بوده و یک مقطع مناسب جهت استفاده برای المانهای مرزی دیوار برشی فولادی است.

در این پژوهش نیز مقاطع تیرها و ستون‌ها از مقاطع I شکل انتخاب شده‌اند. در ادامه خلاصه‌ای از روابط آئین‌نامه برای مقاطع I شکل بیان می‌شود.

کنترل رابطه تیر و ستون

الف) حالت حدی کمانش داخل صفحه [9]

$$\text{اگر } \frac{P_u}{P_{cx}} \leq 0.2 \rightarrow \frac{P_u}{2\phi P_{cx}} + \frac{M_{ux}}{\phi M_n} \leq 1 \quad \phi = 0.9 \quad \text{پ-۲۸}$$

$$\text{اگر } \frac{P_u}{P_{cx}} \geq 0.2 \rightarrow \frac{P_u}{\phi P_{cx}} + \frac{8 M_{ux}}{9 \phi M_n} \leq 1 \quad \phi = 0.9 \quad \text{پ-۲۹}$$

ب) حالت حدی کمانش خارج از صفحه [11]

$$\frac{P_u}{\phi P_{cy}} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi M_n}\right)^2 \leq 1 \quad \text{پ-۳۰}$$

کنترل نیروی محوری

تعیین بار فشاری بر اساس کمانش خمشی از روابط زیر محاسبه می‌شود [11].

$$P_c = F_{cr} \cdot A \quad \text{پ-۳۱}$$

$$F_e \geq 0.44F_y \rightarrow F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_e}{F_y}\right] F_y \quad \text{پ-۳۲}$$

$$F_e \leq 0.44F_y \rightarrow F_{cr} = 0.877F_e$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$$

$$\lambda = \frac{kl}{r_{\min}}$$

از آنجا که مقاطع I شکل جزو مقاطع جدار نازک قرار می‌گیرند، ممکن است پیش از رخ دادن پدیده کمانش خمشی در آن دچار کمانش پیچشی یا کمانش خمشی-پیچشی رخ دهد. بنابراین مقدار F_e ناشی از کمانش پیچشی نیز از رابطه زیر محاسبه شده و هرکدام که بحرانی‌تر (بیشتر) بود در رابطه پ-۳۲ قرار می‌گیرد.

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 EC_w}{(k_z l)^2} + GJ \right] \left(\frac{1}{I_x + I_y} \right)$$

کنترل نیروی خمشی

با توجه به تأمین شرایط فشردگی بال و جان در مقاطع I شکل، لنگر خمشی مقاوم با توجه به طول مهارجانبی از روابط زیر محاسبه می‌شود [11].

$$\text{اگر } L_b > L_r \rightarrow M_n = F_{cr} S_x \leq M_p$$

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.75 \frac{J}{S_x h_0} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \quad \text{پ-۳۳}$$

$$\text{اگر } L_p < L_b < L_r \rightarrow M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad \text{پ-۳۴}$$

$$\text{اگر } L_b < L_p \rightarrow M_n = M_p \quad \text{پ-۳۵}$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_r = 1.95r_{ts} \frac{E}{0.7F_y} \sqrt{\frac{J}{S_x h_0}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{0.7F_y}{E} \frac{S_x h_0}{J} \right)^2}}$$

$$h_0 = d - t_f$$

$$r_{ts} = \frac{I_y h_0}{2S_x}$$

همان‌طور که پیش‌تر اشاره شد حرکت جانبی تیرها دارای مهار جانبی هستند و کاملاً مقید شده‌اند.

کنترل نیروی برشی [11]

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

پ-۳۶

$$\left[\begin{array}{l} \frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \phi_v = 1 \\ \phi_v = 0.9 \text{ برای سایر مقاطع} \end{array} \right.$$

ضریب تشدید لنگر [11]

به‌منظور لحاظ نمودن اثرات $p - \delta$ ، ضرایب تشدید لنگر برای نیروهای خمشی لحاظ می‌شود.

$$M_u = M \cdot \beta_1$$

پ-۳۷

$$\beta_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{p}{P_e}}$$

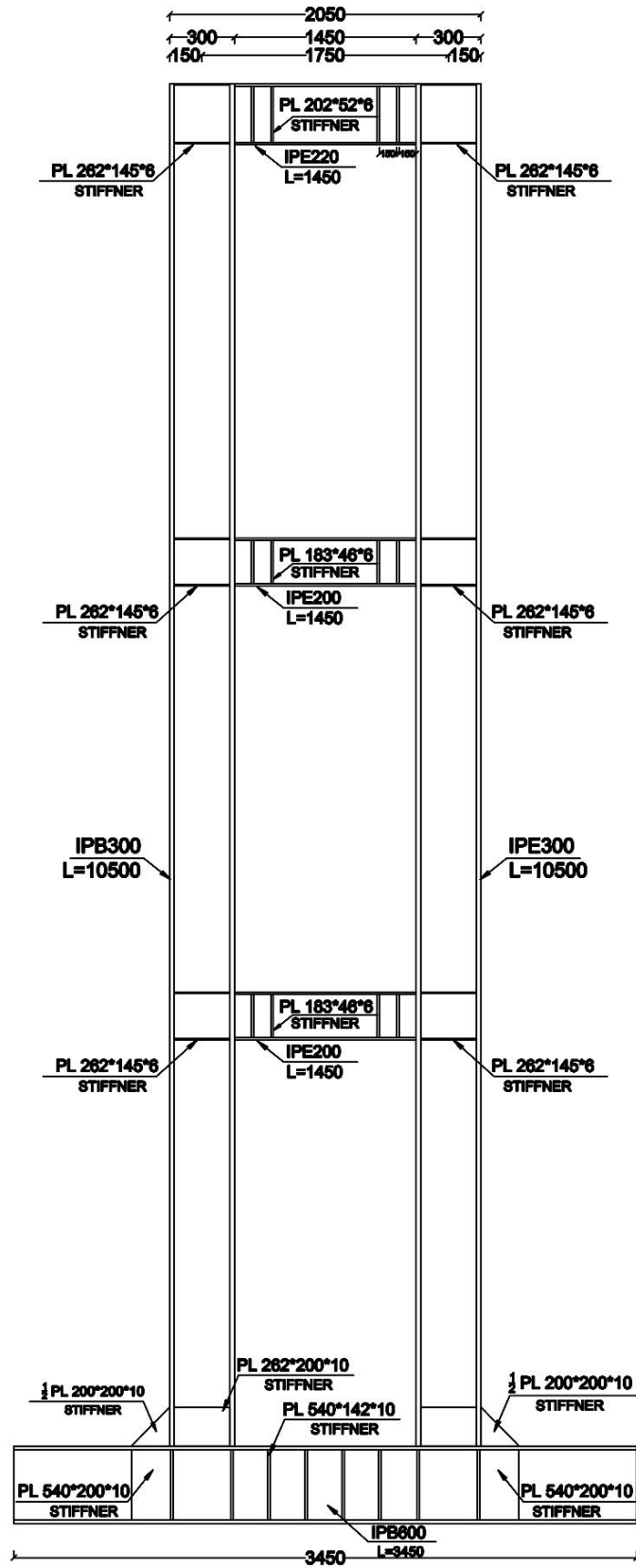
$$C_m = 1 + \varphi \frac{p}{P_e}$$

با توجه به مطالبی که در این فصل بیان شد جهت بررسی صحیح و اصولی سیستم دیوار برشی فولادی که بر مبنای طراحی آئین‌نامه‌ای باشد، هر کدام از نمونه‌های مورد بررسی که دارای ضخامت ورق جان و ابعاد متفاوت هستند به صورت جداگانه توسط نگارنده طراحی شده است. در ادامه خلاصه نتایج طراحی دیوارهای برشی فولادی سه طبقه که در این تحقیق مورد استفاده قرار گرفته است همراه با دیتیل‌های اجرایی آورده شده است.

خصوصیات مکانیکی فولاد مصرفی مانند مدول الاستیسیته و تنش تسلیم برای اجزای مختلف دیوار همانند نمونه آزمایشگاهی که در بخش ۳-۳-۳ آورده شده، در نظر گرفته شده است.

طراحی کامل دیوار برشی فولادی (L=1750mm , t=1.5mm)

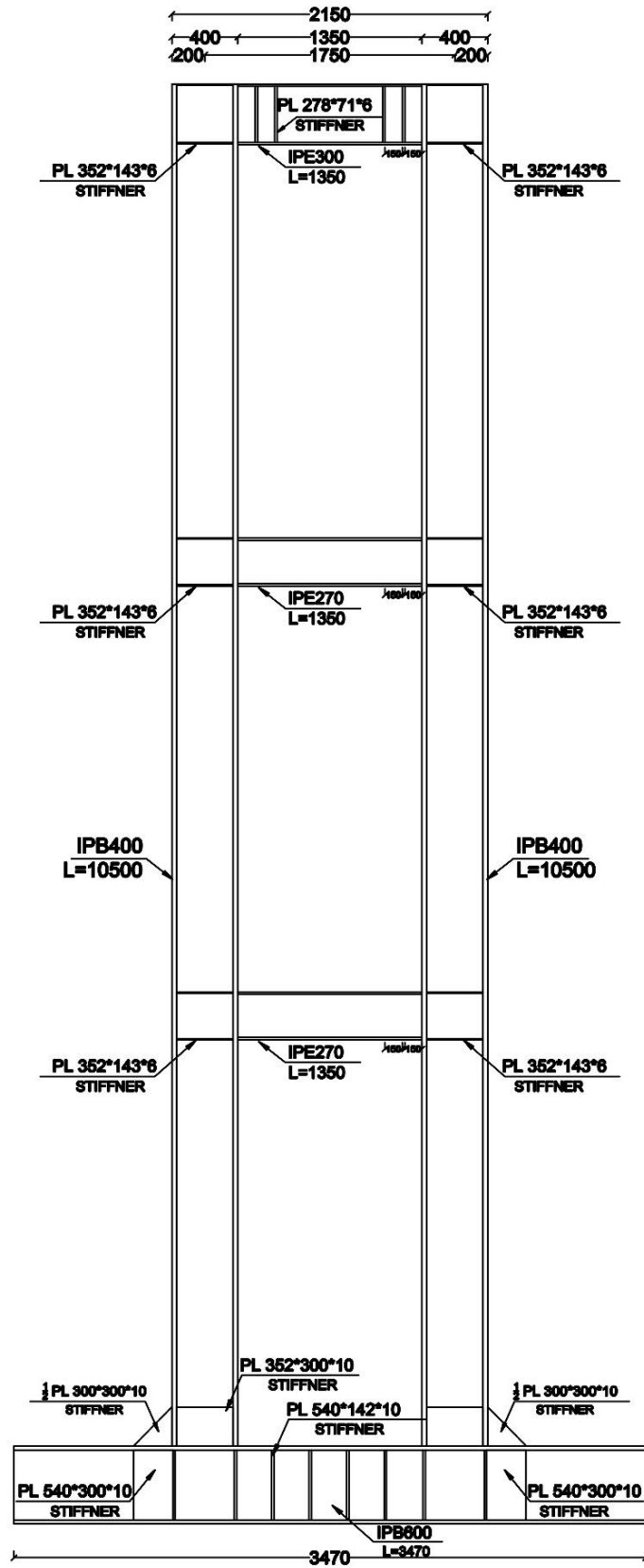
طبقه سوم										
مقطع تیر					مقطع ستون					
ipe	L	LC	Sh	Lh	ipb	h	hc			
220	1750	1450	260	1230	300	3500	3280			
طراحی المان فنی (تیر)	تکضای	PHBE(web)	PHBE(VBE)	PHBE1	PHBE2	تکضای	E _{mi+1}	P _g	E _{mi}	
	نیروی	2.59E+05	2.97E+05	4.27E+05	1.68E+05	نیروی	0	7.76E+04	8.66E+05	
	تکضای	M _{max}	β	M _{ux}		تکضای	M _{VBE(web)}	M _{VBE(HBE)}	β	M _{ux}
	نیروی	3.33E+07	1	3.36E+07		نیروی	5.34E+07	1.62E+08	1	2.18E+08
	تکضای	M* _{pr1}	M* _{pr2}	V _u		تکضای	M _{pb}	V _{VBE(web)}	V _{VBE(HBE)}	V _{VBE}
	نیروی	2.81E+07	6.50E+07	2.03E+05		نیروی	1.07E+08	2.97E+05	1.63E+04	3.14E+05
	تکضای	λ _x	λ _y	FE1 x	FE1 y	تکضای	λ _x	λ _y	FE1 x	FE1 y
	نیروی	16	29	8181	2425	نیروی	43	43	1140	1107
	تکضای	CW	FE2	P _{CX}	P _{CY}	تکضای	CW	FE2	P _{CX}	P _{CY}
	نیروی	2.28E+10	3211	9.26E+05	9.15E+05	نیروی	1.69E+12	4216.80	4.00E+06	3.99E+06
	تکضای	M _p				تکضای	L _b	L _p	L _r	M _n
	نیروی	8.22E+07				نیروی	3.28E+03	3530	13930	5.61E+08
	تکضای	V _n	کنترل برش			تکضای	V _n	کنترل برش		
	نیروی	2.24E+05	0.91	ok		نیروی	5.94E+05	0.53	ok	
کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش داخل صفحه)				0.92	کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش داخل صفحه)				0.62	
کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش خارج صفحه)				0.68	کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش خارج صفحه)				0.39	
طبقه دوم										
مقطع تیر					مقطع ستون					
ipe	L	LC	Sh	Lh	ipb	h	hc			
200	1750	1450	250	1250	300	3500	3300			
طراحی المان فنی (تیر)	تکضای	PHBE(web)	PHBE(VBE)	PHBE1	PHBE2	تکضای	E _{mi+1}	P _g	E _{mi}	
	نیروی	0.00E+00	4.95E+05	4.95E+05	4.95E+05	نیروی	866319.1168	7.76E+04	1.51E+06	
	تکضای	M _{max}	β	M _{ux}		تکضای	M _{VBE(web)}	M _{VBE(HBE)}	β	M _{ux}
	نیروی	0.00E+00	1	0.00E+00		نیروی	1.09E+08	2.41E+07	1	1.35E+08
	تکضای	M* _{pr1}	M* _{pr2}	V _u		تکضای	M _{pb}	V _{VBE(web)}	V _{VBE(HBE)}	V _{VBE}
	نیروی	6.20E+06	6.20E+06	9.92E+03		نیروی	4.82E+07	1.98E+05	7.30E+03	2.05E+05
	تکضای	λ _x	λ _y	FE1 x	FE1 y	تکضای	λ _x	λ _y	FE1 x	FE1 y
	نیروی	18	32	6726	1979	نیروی	44	44	1087	1094
	تکضای	CW	FE2	P _{CX}	P _{CY}	تکضای	CW	FE2	P _{CX}	P _{CY}
	نیروی	1.30E+10	2666	7.85E+05	7.72E+05	نیروی	1.69E+12	4170.15	3.98E+06	3.99E+06
	تکضای	M _p				تکضای	L _b	L _p	L _r	M _n
	نیروی	6.36E+07				نیروی	3.30E+03	3530	13930	5.61E+08
	تکضای	V _n	کنترل برش			تکضای	V _n	کنترل برش		
	نیروی	1.94E+05	0.05	ok		نیروی	5.94E+05	0.35	ok	
کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش داخل صفحه)				0.70	کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش داخل صفحه)				0.66	
کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش خارج صفحه)				0.71	کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش خارج صفحه)				0.48	
طبقه اول										
مقطع تیر					مقطع ستون					
ipe	L	LC	Sh	Lh	ipb	h	hc			
200	1750	1450	250	1250	300	3500	3300			
طراحی المان فنی (تیر)	تکضای	PHBE(web)	PHBE(VBE)	PHBE1	PHBE2	تکضای	E _{mi+1}	P _g	E _{mi}	
	نیروی	0.00E+00	3.96E+05	3.96E+05	3.96E+05	نیروی	1510311.416	7.76E+04	2.17E+06	
	تکضای	M _{max}	β	M _{ux}		تکضای	M _{VBE(web)}	M _{VBE(HBE)}	β	M _{ux}
	نیروی	0.00E+00	1	0.00E+00		نیروی	1.09E+08	2.64E+07	1	1.39E+08
	تکضای	M* _{pr1}	M* _{pr2}	V _u		تکضای	M _{pb}	V _{VBE(web)}	V _{VBE(HBE)}	V _{VBE}
	نیروی	1.80E+07	1.80E+07	2.88E+04		نیروی	5.29E+07	1.98E+05	8.01E+03	2.06E+05
	تکضای	λ _x	λ _y	FE1 x	FE1 y	تکضای	λ _x	λ _y	FE1 x	FE1 y
	نیروی	18	32	6726	1979	نیروی	39	44	1392	1094
	تکضای	CW	FE2	P _{CX}	P _{CY}	تکضای	CW	FE2	P _{CX}	P _{CY}
	نیروی	1.30E+10	2666	7.85E+05	7.72E+05	نیروی	1.69E+12	4170.15	4.08E+06	3.99E+06
	تکضای	M _p				تکضای	L _b	L _p	L _r	M _n
	نیروی	6.36E+07				نیروی	3.30E+03	3530	13930	5.61E+08
	تکضای	V _n	کنترل برش			تکضای	V _n	کنترل برش		
	نیروی	1.94E+05	0.15	ok		نیروی	5.94E+05	0.35	ok	
کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش داخل صفحه)				0.56	کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش داخل صفحه)				0.84	
کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش خارج صفحه)				0.57	کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش خارج صفحه)				0.78	



جزئیات اجرایی دیوار برشی فولادی (L=1750mm , t=1.5mm)

طراحی کامل دیوار برشی فولادی (L=1750mm , t=3mm)

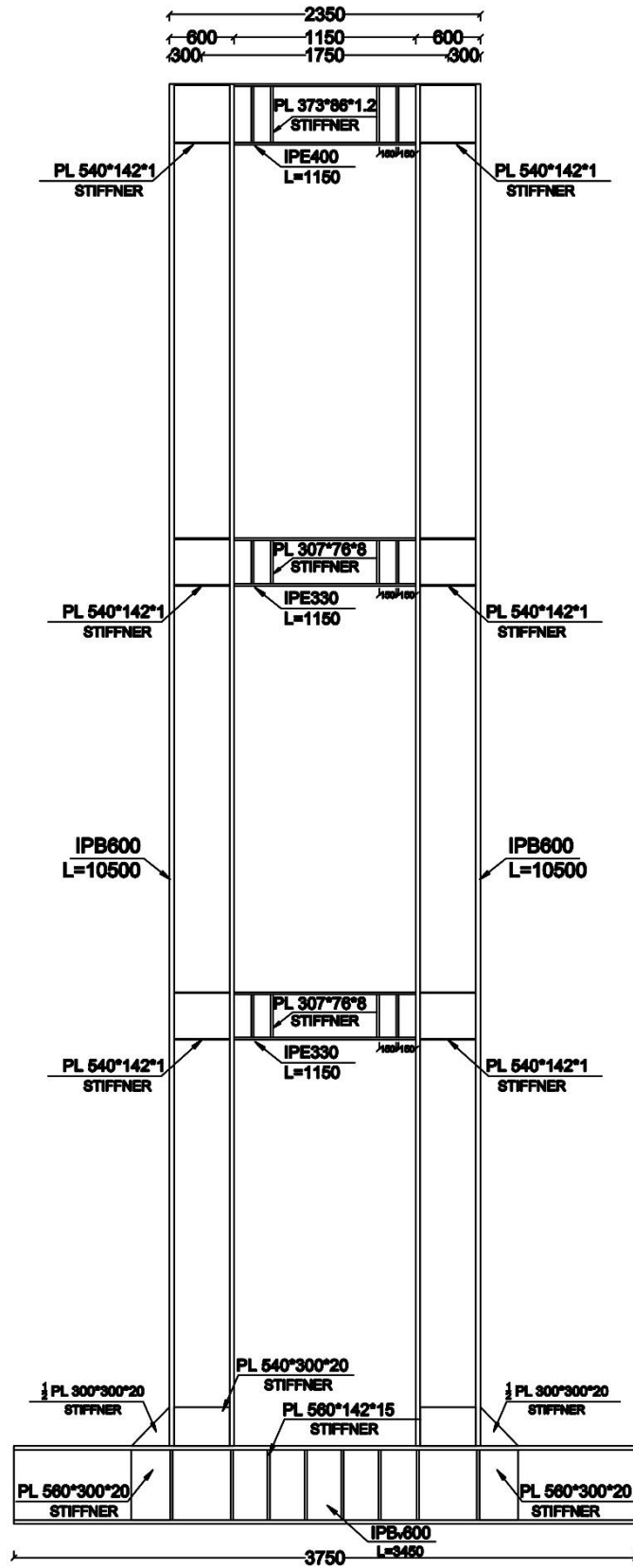
طبقه سوم											
مقطع تیر		L	LC	Sh	Lh	مقطع ستون		h	hc		
ipe	300	###	1350	350	1050	ipb	400	3500	3200		
طراحی المان افقی (تیر)	تقاطع	$P_{HBE(web)}$	$P_{HBE(VBE)}$	P_{HBE1}	P_{HBE2}	تقاطع	E_{mi+1}	P_g	E_{mi}		
	نیروی محوری	4.82E+05	5.48E+05	7.89E+05	3.07E+05	نیروی محوری	0	7.76E+04	1.65E+06		
	تقاطع	M_{max}	β	M_{ux}		تقاطع	$M_{VBE(web)}$	$M_{VBE(HBE)}$	β	M_{ux}	
	نیروی خمشی	5.12E+07	1	5.14E+07		نیروی خمشی	1.30E+08	2.92E+08	1	4.26E+08	
	تقاطع	M^*_{pr1}	M^*_{pr2}	V_u		تقاطع	M_{pb}	$V_{VBE(web)}$	$V_{VBE(HBE)}$	V_{VBE}	
	نیروی برشی	4.37E+07	1.40E+08	4.26E+05		نیروی برشی	2.60E+08	5.48E+05	4.06E+04	5.89E+05	
	ظرفیت نیروی محوری	λ_x	λ_y	FE1 x	FE1 y	ظرفیت نیروی محوری	λ_x	λ_y	FE1 x	FE1 y	
		11	20	17769	5105		32	43	2072	1108	
		CW	FE2	P _{CX}	P _{CY}		CW	FE2	P _{CX}	P _{CY}	
	نیروی خمشی	M_p				نیروی خمشی	L _b	L _p	L _r	M _n	
ظرفیت برشی	V _n	کنترل برش			ظرفیت برشی	V _n	کنترل برش				
	3.68E+05	1.16	نیاز به سخت کننده			9.72E+05	0.61	ok			
کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش داخل صفحه)					0.86	کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش داخل صفحه)					0.76
کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش خارج صفحه)					0.66	کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش خارج صفحه)					0.53
طبقه دوم											
مقطع تیر		L	LC	Sh	Lh	مقطع ستون		h	hc		
ipe	270	###	1350	335	1080	ipb	400	3500	3230		
طراحی المان افقی (تیر)	تقاطع	$P_{HBE(web)}$	$P_{HBE(VBE)}$	P_{HBE1}	P_{HBE2}	تقاطع	E_{mi+1}	P_g	E_{mi}		
	نیروی محوری	0.00E+00	9.33E+05	9.33E+05	9.33E+05	نیروی محوری	1645078	7.76E+04	2.79E+06		
	تقاطع	M_{max}	β	M_{ux}		تقاطع	$M_{VBE(web)}$	$M_{VBE(HBE)}$	β	M_{ux}	
	نیروی خمشی	0.00E+00	1	0.00E+00		نیروی خمشی	2.07E+08	4.75E+07	1	2.58E+08	
	تقاطع	M^*_{pr1}	M^*_{pr2}	V_u		تقاطع	M_{pb}	$V_{VBE(web)}$	$V_{VBE(HBE)}$	V_{VBE}	
	نیروی برشی	#####	#####	#####		نیروی برشی	9.50E+07	3.85E+05	1.47E+04	3.99E+05	
	ظرفیت نیروی محوری	λ_x	λ_y	FE1 x	FE1 y	ظرفیت نیروی محوری	λ_x	λ_y	FE1 x	FE1 y	
		12	22	14266	4149		32	44	1964	1088	
		CW	FE2	P _{CX}	P _{CY}		CW	FE2	P _{CX}	P _{CY}	
	نیروی خمشی	M_p				نیروی خمشی	L _b	L _p	L _r	M _n	
ظرفیت برشی	V _n	کنترل برش			ظرفیت برشی	V _n	کنترل برش				
	3.08E+05	-0.05	ok			9.72E+05	0.41	ok			
کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش داخل صفحه)					0.80	کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش داخل صفحه)					0.82
کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش خارج صفحه)					0.81	کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش خارج صفحه)					0.66
طبقه اول											
مقطع تیر		L	LC	Sh	Lh	مقطع ستون		h	hc		
ipe	270	###	1350	335	1080	ipb	400	3500	3230		
طراحی المان افقی (تیر)	تقاطع	$P_{HBE(web)}$	$P_{HBE(VBE)}$	P_{HBE1}	P_{HBE2}	تقاطع	E_{mi+1}	P_g	E_{mi}		
	نیروی محوری	0.00E+00	7.69E+05	7.69E+05	7.69E+05	نیروی محوری	2794716	7.76E+04	3.99E+06		
	تقاطع	M_{max}	β	M_{ux}		تقاطع	$M_{VBE(web)}$	$M_{VBE(HBE)}$	β	M_{ux}	
	نیروی خمشی	0.00E+00	1	0.00E+00		نیروی خمشی	2.07E+08	5.57E+07	1	2.68E+08	
	تقاطع	M^*_{pr1}	M^*_{pr2}	V_u		تقاطع	M_{pb}	$V_{VBE(web)}$	$V_{VBE(HBE)}$	V_{VBE}	
	نیروی برشی	1.81E+07	1.81E+07	3.36E+04		نیروی برشی	1.11E+08	3.85E+05	1.73E+04	4.02E+05	
	ظرفیت نیروی محوری	λ_x	λ_y	FE1 x	FE1 y	ظرفیت نیروی محوری	λ_x	λ_y	FE1 x	FE1 y	
		12	22	14266	4149		29	44	2514	1088	
		CW	FE2	P _{CX}	P _{CY}		CW	FE2	P _{CX}	P _{CY}	
	نیروی خمشی	M_p				نیروی خمشی	L _b	L _p	L _r	M _n	
ظرفیت برشی	V _n	کنترل برش			ظرفیت برشی	V _n	کنترل برش				
	3.08E+05	0.11	ok			9.72E+05	0.41	ok			
کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش داخل صفحه)					0.66	کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش داخل صفحه)					1.06
کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش خارج صفحه)					0.67	کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش خارج صفحه)					0.98



جزئیات اجرایی دیوار برشی فولادی (L=1750mm , t=3mm)

طراحی کامل دیوار برشی فولادی (L=1750mm , t=4.5mm)

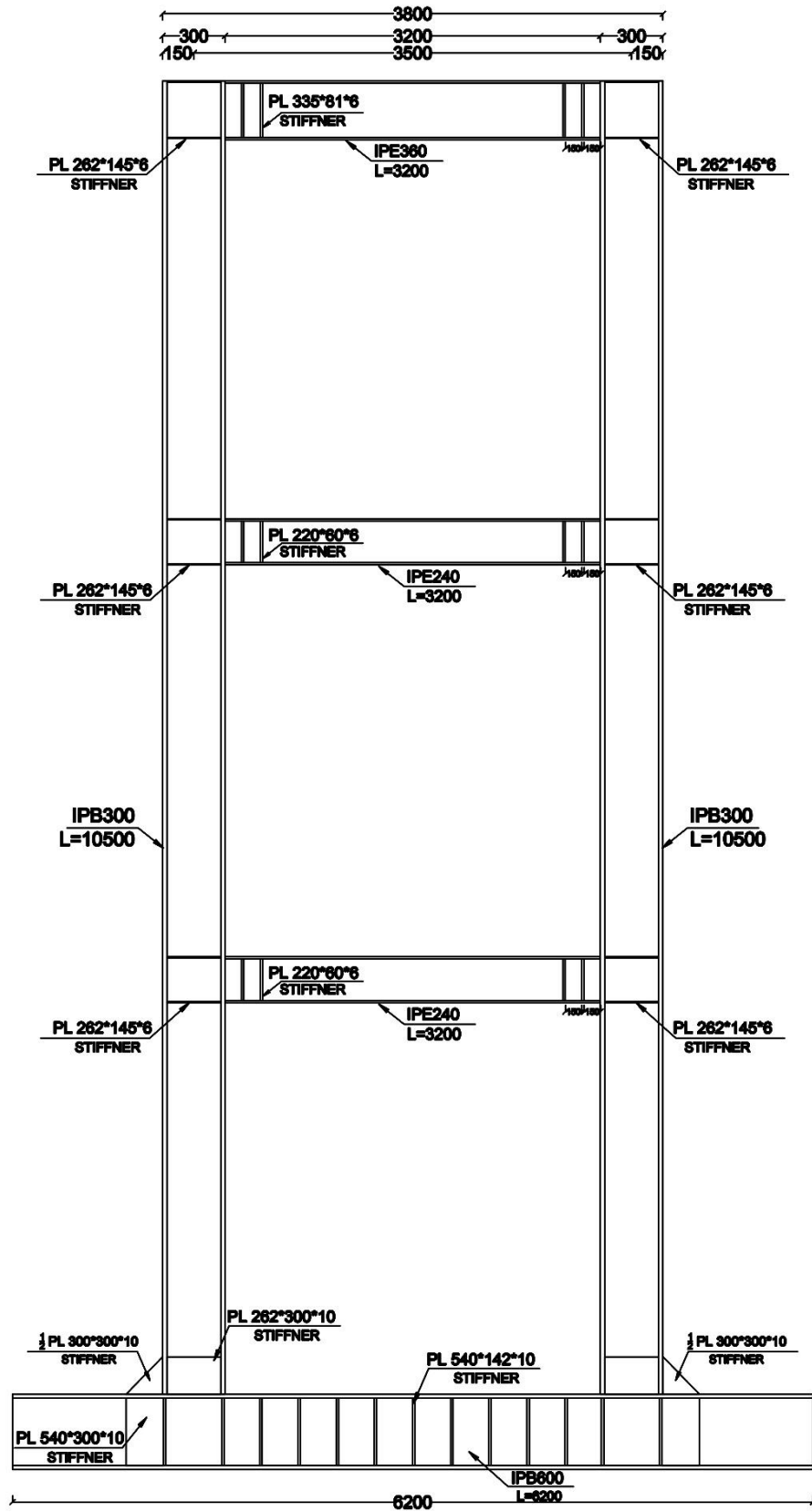
طبقه سوم													
مقطع تیر		L	LC	Sh	Lh	مقطع ستون		h	hc				
ipe	400	1750	1150	500	750	ipb	600	3500	3100				
طراحی المان افقی (تیر)	تقصا محوری نیروی محوری	PHBE(web)	PHBE(VBE)	PHBE1	PHBE2	تقصا محوری نیروی محوری	E _{mi+1}	P _g	E _{mi}				
		6.15E+05	7.89E+05	1.10E+06	4.81E+05		0	7.76E+04	2.61E+06				
	تقصا خمشی نیروی محوری	M _{max}	β	M _{ux}		تقصا خمشی نیروی محوری	M _{VBE(web)}	M _{VBE(HBE)}	β	M _{ux}			
		3.95E+07	1	3.96E+07			3.27E+08	4.08E+08	1	7.38E+08			
	تقصا برشی نیروی محوری	M* _{pr1}	M* _{pr2}	V _u		تقصا برشی نیروی محوری	M _{pb}	V _{VBE(web)}	V _{VBE(HBE)}	V _{VBE}			
		1.25E+08	2.92E+08	8.79E+05			6.54E+08	7.89E+05	1.05E+05	8.94E+05			
	ظرفیت نیروی محوری	ظرفیت نیروی محوری	λ _x	λ _y	FE1 x	FE1 y	ظرفیت نیروی محوری	λ _x	λ _y	FE1 x	FE1 y		
			7	15	42667	9781		21	44	4795	1081		
			CW	FE2	P _{CX}	P _{CY}		CW	FE2	P _{CX}	P _{CY}		
			4.93E+11	12763	2.41E+06	2.40E+06		1.10E+13	5403.49	7.89E+06	7.21E+06		
	ظرفیت خمشی نیروی محوری	ظرفیت خمشی نیروی محوری	M _p				ظرفیت خمشی نیروی محوری	L _b	L _p	L _r	M _n		
			3.77E+08					3.10E+03	3297	11296	1.93E+09		
ظرفیت برشی نیروی محوری	ظرفیت برشی نیروی محوری	V _n	کنترل برش			ظرفیت برشی نیروی محوری	V _n	کنترل برش					
		5.94E+05	1.48	نیاز به سخت کننده			1.67E+06	0.53	ok				
کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش داخل صفحه)					0.61	کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش داخل صفحه)					0.75		
کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش خارج صفحه)					0.52	کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش خارج صفحه)					0.54		
طبقه دوم													
مقطع تیر		L	LC	Sh	Lh	مقطع ستون		h	hc				
ipe	330	1750	1150	465	820	ipb	600	3500	3170				
طراحی المان افقی (تیر)	تقصا محوری نیروی محوری	PHBE(web)	PHBE(VBE)	PHBE1	PHBE2	تقصا محوری نیروی محوری	E _{mi+1}	P _g	E _{mi}				
		0.00E+00	1.37E+06	1.37E+06	1.37E+06		2614467	7.76E+04	4.22E+06				
	تقصا خمشی نیروی محوری	M _{max}	β	M _{ux}		تقصا خمشی نیروی محوری	M _{VBE(web)}	M _{VBE(HBE)}	β	M _{ux}			
		0.00E+00	1	0.00E+00			3.09E+08	6.40E+07	1	3.76E+08			
	تقصا برشی نیروی محوری	M* _{pr1}	M* _{pr2}	V _u		تقصا برشی نیروی محوری	M _{pb}	V _{VBE(web)}	V _{VBE(HBE)}	V _{VBE}			
		-3.39E+07	#####	#####			1.28E+08	5.85E+05	2.02E+04	6.05E+05			
	ظرفیت نیروی محوری	ظرفیت نیروی محوری	λ _x	λ _y	FE1 x	FE1 y	ظرفیت نیروی محوری	λ _x	λ _y	FE1 x	FE1 y		
			8	16	29415	7900		22	45	4427	1034		
			CW	FE2	P _{CX}	P _{CY}		CW	FE2	P _{CX}	P _{CY}		
			2.00E+11	10108	1.78E+06	1.78E+06		1.10E+13	5179.09	7.87E+06	7.17E+06		
	ظرفیت خمشی نیروی محوری	ظرفیت خمشی نیروی محوری	M _p				ظرفیت خمشی نیروی محوری	L _b	L _p	L _r	M _n		
			2.32E+08					3.17E+03	3297	11296	1.93E+09		
ظرفیت برشی نیروی محوری	ظرفیت برشی نیروی محوری	V _n	کنترل برش			ظرفیت برشی نیروی محوری	V _n	کنترل برش					
		4.28E+05	-0.19	ok			1.67E+06	0.36	ok				
کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش داخل صفحه)					0.86	کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش داخل صفحه)					0.79		
کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش خارج صفحه)					0.86	کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش خارج صفحه)					0.69		
طبقه اول													
مقطع تیر		L	LC	Sh	Lh	مقطع ستون		h	hc				
ipe	330	1750	1150	465	820	ipb	600	3500	3170				
طراحی المان افقی (تیر)	تقصا محوری نیروی محوری	PHBE(web)	PHBE(VBE)	PHBE1	PHBE2	تقصا محوری نیروی محوری	E _{mi+1}	P _g	E _{mi}				
		0.00E+00	1.17E+06	1.17E+06	1.17E+06		4223185	7.76E+04	5.93E+06				
	تقصا خمشی نیروی محوری	M _{max}	β	M _{ux}		تقصا خمشی نیروی محوری	M _{VBE(web)}	M _{VBE(HBE)}	β	M _{ux}			
		0.00E+00	1	0.00E+00			3.09E+08	8.68E+07	1	4.00E+08			
	تقصا برشی نیروی محوری	M* _{pr1}	M* _{pr2}	V _u		تقصا برشی نیروی محوری	M _{pb}	V _{VBE(web)}	V _{VBE(HBE)}	V _{VBE}			
		6.22E+06	6.22E+06	1.52E+04			1.74E+08	5.85E+05	2.74E+04	6.13E+05			
	ظرفیت نیروی محوری	ظرفیت نیروی محوری	λ _x	λ _y	FE1 x	FE1 y	ظرفیت نیروی محوری	λ _x	λ _y	FE1 x	FE1 y		
			8	16	29415	7900		19	45	5669	1034		
			CW	FE2	P _{CX}	P _{CY}		CW	FE2	P _{CX}	P _{CY}		
			2.00E+11	10108	1.78E+06	1.78E+06		1.10E+13	5179.09	7.91E+06	7.17E+06		
	ظرفیت خمشی نیروی محوری	ظرفیت خمشی نیروی محوری	M _p				ظرفیت خمشی نیروی محوری	L _b	L _p	L _r	M _n		
			2.32E+08					3.50E+02	3297	11296	1.93E+09		
ظرفیت برشی نیروی محوری	ظرفیت برشی نیروی محوری	V _n	کنترل برش			ظرفیت برشی نیروی محوری	V _n	کنترل برش					
		4.28E+05	0.04	ok			1.67E+06	0.37	ok				
کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش داخل صفحه)					0.73	کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش داخل صفحه)					0.99		
کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش خارج صفحه)					0.73	کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش خارج صفحه)					1.00		



جزئیات اجرایی دیوار برشی فولادی (L=1750mm , t=4.5mm)

طراحی کامل دیوار برشی فولادی (L=3500mm , t=1.5mm)

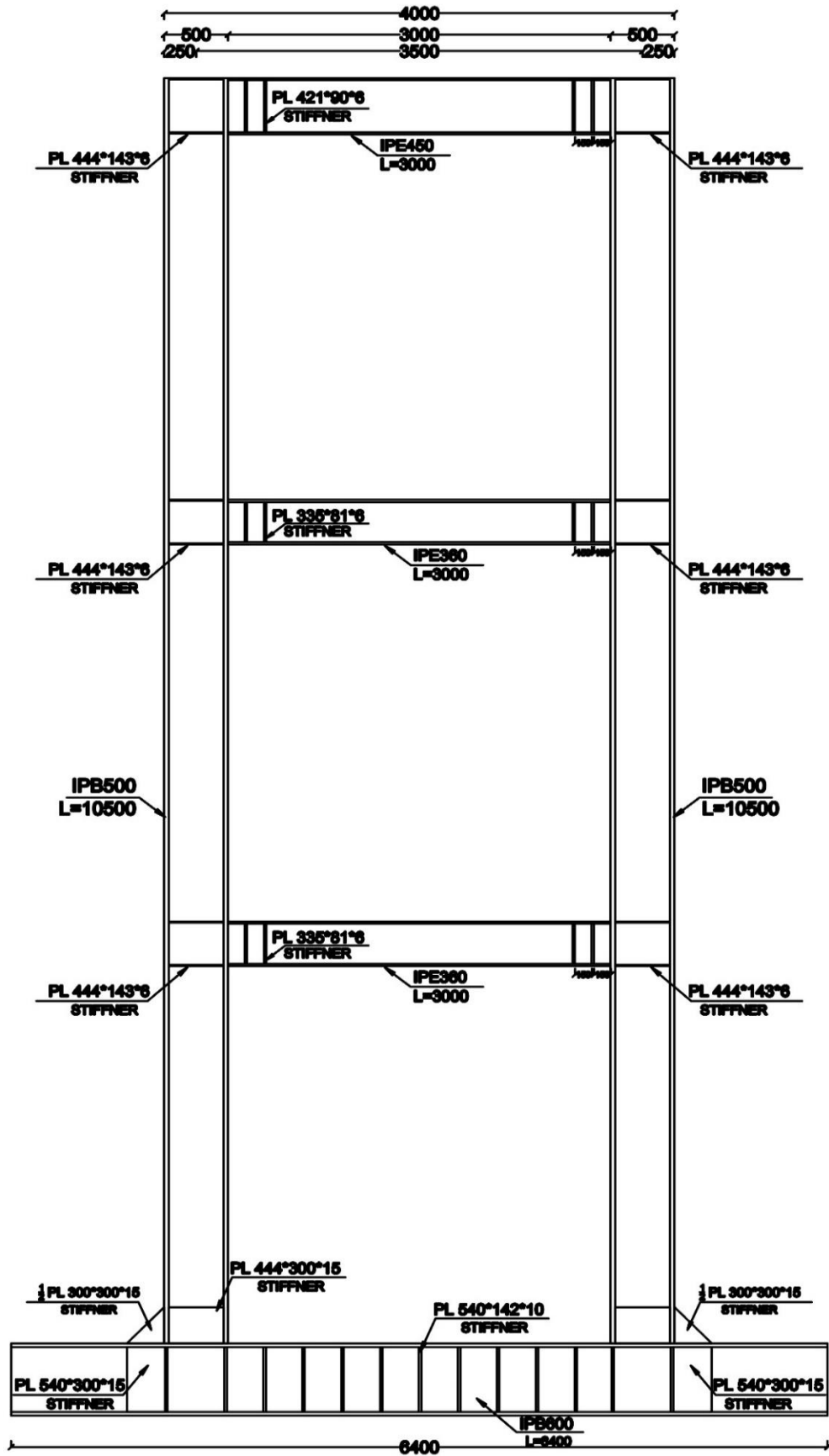
طبقه سوم												
مقطع تیر					مقطع ستون							
ipe	360	###	3200	330	2840	ipb	300	3500	3140			
طراحی المان افقی (تیر)	تأخضا محوری نیروی محوری	$P_{HBE(web)}$	$P_{HBE(VBE)}$	P_{HBE1}	P_{HBE2}	تأخضا محوری نیروی محوری	E_{mi+1}	P_g	E_{mi}			
		5.62E+05	3.31E+05	6.12E+05	4.97E+04		0	9.78E+04	1.04E+06			
	تأخضا خمشی نیروی و محوری	M_{max}	β	M_{ux}		تأخضا خمشی نیروی و محوری	$M_{VBE(web)}$	$M_{VBE(HBE)}$	β	M_{ux}		
		1.48E+08	1	1.49E+08			1.65E+08	1.73E+08	1	3.42E+08		
	تأخضا برشی نیروی محوری	M^*_{pr1}	M^*_{pr2}	V_u		تأخضا برشی نیروی محوری	M_{pb}	$V_{VBE(web)}$	$V_{VBE(HBE)}$	V_{VBE}		
		1.69E+08	2.62E+08	3.86E+05			3.30E+08	3.31E+05	5.25E+04	3.83E+05		
	ظرفیت نیروی محوری	λ_x	λ_y	FE1 x	FE1 y	ظرفیت نیروی محوری	λ_x	λ_y	FE1 x	FE1 y		
		21	42	4554	1163			41	41	1244	1208	
		C_w	FE2	P_{cx}	P_{cy}			C_w	FE2	P_{cx}	P_{cy}	
		3.14E+11	1602	1.94E+06	1.89E+06			1.69E+12	4568.73	4.04E+06	4.03E+06	
ظرفیت خمشی نیروی محوری	M_p				ظرفیت خمشی نیروی محوری	L_b	L_p	L_r	M_n			
	2.94E+08					3.14E+03	3530	13930	5.61E+08			
ظرفیت برشی نیروی محوری	V_n	کنترل برش			ظرفیت برشی نیروی محوری	V_n	کنترل برش					
	4.98E+05	0.78	ok			5.94E+05	0.65	ok				
کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش داخل صفحه)					0.85	کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش داخل صفحه)					0.89	
کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش خارج صفحه)					0.61	کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش خارج صفحه)					0.65	
طبقه دوم												
مقطع تیر					مقطع ستون							
ipe	240	###	3200	270	2960	ipb	300	3500	3260			
طراحی المان افقی (تیر)	تأخضا محوری نیروی محوری	$P_{HBE(web)}$	$P_{HBE(VBE)}$	P_{HBE1}	P_{HBE2}	تأخضا محوری نیروی محوری	E_{mi+1}	P_g	E_{mi}			
		0.00E+00	5.54E+05	5.54E+05	5.54E+05		1035166	9.78E+04	1.72E+06			
	تأخضا خمشی نیروی و محوری	M_{max}	β	M_{ux}		تأخضا خمشی نیروی و محوری	$M_{VBE(web)}$	$M_{VBE(HBE)}$	β	M_{ux}		
		0.00E+00	1	0.00E+00			1.21E+08	4.05E+07	1	1.65E+08		
	تأخضا برشی نیروی محوری	M^*_{pr1}	M^*_{pr2}	V_u		تأخضا برشی نیروی محوری	M_{pb}	$V_{VBE(web)}$	$V_{VBE(HBE)}$	V_{VBE}		
		2.84E+07	2.84E+07	1.92E+04			8.11E+07	2.23E+05	1.24E+04	2.35E+05		
	ظرفیت نیروی محوری	λ_x	λ_y	FE1 x	FE1 y	ظرفیت نیروی محوری	λ_x	λ_y	FE1 x	FE1 y		
		32	62	2012	547			43	43	1114	1121	
		C_w	FE2	P_{cx}	P_{cy}			C_w	FE2	P_{cx}	P_{cy}	
		3.76E+10	909	9.86E+05	9.03E+05			1.69E+12	4264.32	3.99E+06	4.00E+06	
ظرفیت خمشی نیروی محوری	M_p				ظرفیت خمشی نیروی محوری	L_b	L_p	L_r	M_n			
	1.06E+08					3.26E+03	3530	13930	5.61E+08			
ظرفیت برشی نیروی محوری	V_n	کنترل برش			ظرفیت برشی نیروی محوری	V_n	کنترل برش					
	2.57E+05	0.07	ok			5.94E+05	0.40	ok				
کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش داخل صفحه)					0.62	کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش داخل صفحه)					0.77	
کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش خارج صفحه)					0.68	کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش خارج صفحه)					0.56	
طبقه سوم												
مقطع تیر					مقطع ستون							
ipe	240	###	3200	270	2960	ipb	300	3500	3260			
طراحی المان افقی (تیر)	تأخضا محوری نیروی محوری	$P_{HBE(web)}$	$P_{HBE(VBE)}$	P_{HBE1}	P_{HBE2}	تأخضا محوری نیروی محوری	E_{mi+1}	P_g	E_{mi}			
		0.00E+00	4.46E+05	4.46E+05	4.46E+05		1717949	9.78E+04	2.41E+06			
	تأخضا خمشی نیروی و محوری	M_{max}	β	M_{ux}		تأخضا خمشی نیروی و محوری	$M_{VBE(web)}$	$M_{VBE(HBE)}$	β	M_{ux}		
		0.00E+00	1	0.00E+00			1.21E+08	4.20E+07	1	1.68E+08		
	تأخضا برشی نیروی محوری	M^*_{pr1}	M^*_{pr2}	V_u		تأخضا برشی نیروی محوری	M_{pb}	$V_{VBE(web)}$	$V_{VBE(HBE)}$	V_{VBE}		
		4.39E+07	4.39E+07	2.96E+04			8.39E+07	2.23E+05	1.29E+04	2.36E+05		
	ظرفیت نیروی محوری	λ_x	λ_y	FE1 x	FE1 y	ظرفیت نیروی محوری	λ_x	λ_y	FE1 x	FE1 y		
		32	62	2012	547			38	43	1427	1121	
		C_w	FE2	P_{cx}	P_{cy}			C_w	FE2	P_{cx}	P_{cy}	
		3.76E+10	909	9.86E+05	9.03E+05			1.69E+12	4264.32	4.09E+06	4.00E+06	
ظرفیت خمشی نیروی محوری	M_p				ظرفیت خمشی نیروی محوری	L_b	L_p	L_r	M_n			
	1.06E+08					3.50E+02	3530	13930	5.61E+08			
ظرفیت برشی نیروی محوری	V_n	کنترل برش			ظرفیت برشی نیروی محوری	V_n	کنترل برش					
	2.57E+05	0.12	ok			5.94E+05	0.40	ok				
کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش داخل صفحه)					0.50	کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش داخل صفحه)					0.95	
کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش خارج صفحه)					0.55	کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش خارج صفحه)					0.87	



جزئیات اجرایی دیوار برشی فولادی (L=3500mm , t=1.5mm)

طراحی کامل دیوار برشی فولادی ($L=3500\text{mm}$, $t=3\text{mm}$)

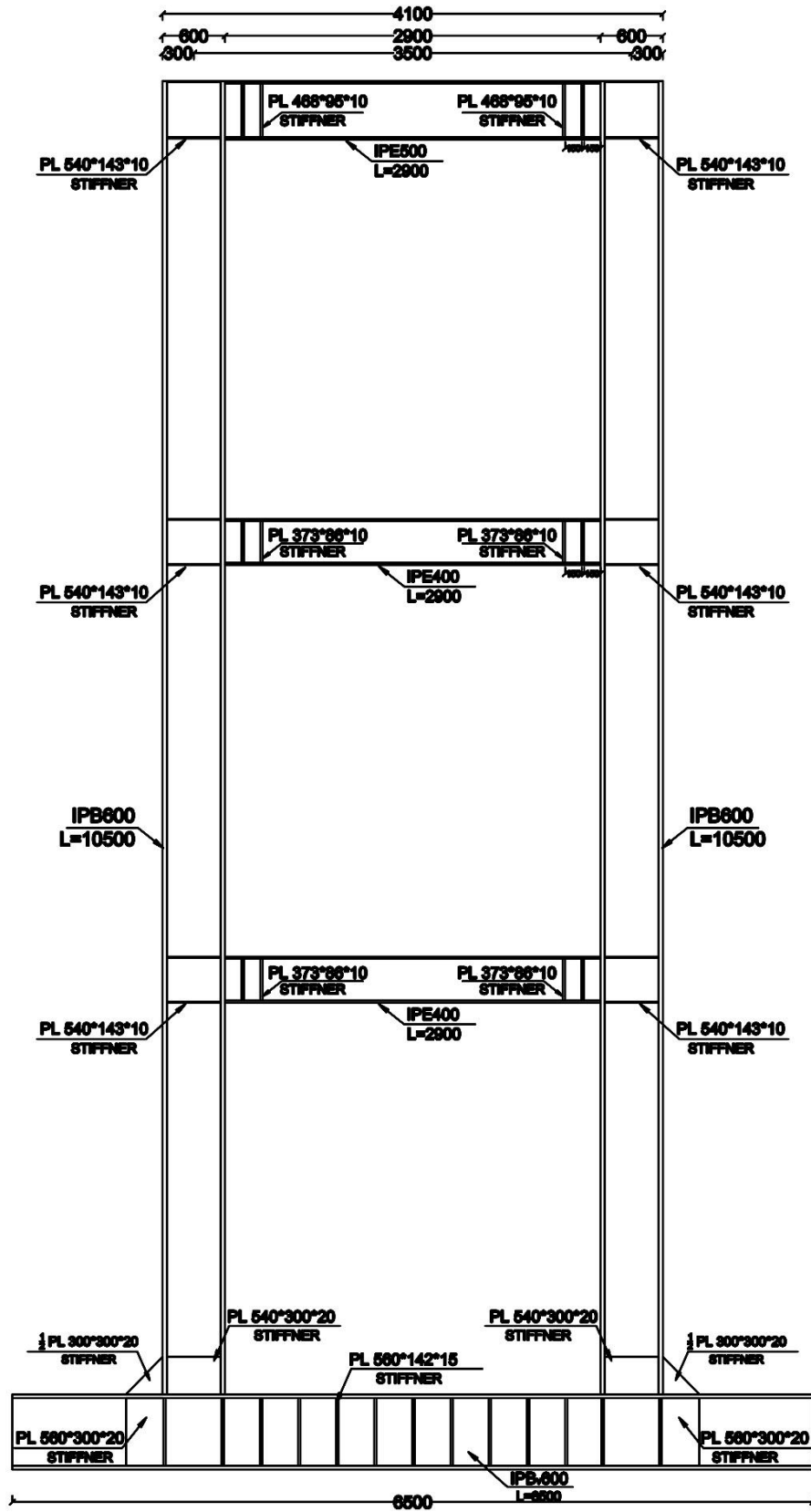
طبقه سوم											
مقطع تیر		L	LC	Sh	Lh	مقطع ستون		h	hc		
ipe	450	3500	3000	475	2550	ipb	500	3500	3050		
طراحی المان قائم (تیر)	تکضای محوری نیروی محوری	$P_{HBE(web)}$	$P_{HBE(VBE)}$	P_{HBE1}	P_{HBE2}	طراحی المان قائم (ستون)	تکضای محوری نیروی محوری	E_{mi+1}	P_g	E_{mi}	
		1.05E+06	6.57E+05	1.18E+06	1.33E+05			0	9.78E+04	1.83E+06	
	تکضای خمشی نیروی محوری	M_{max}	β	M_{ux}				$M_{VBE(web)}$	$M_{VBE(HBE)}$	β	M_{ux}
		2.30E+08	1	2.33E+08				3.20E+08	3.34E+08	1	6.57E+08
	تکضای برشی نیروی محوری	M^*_{pr1}	M^*_{pr2}	V_u				M_{pb}	$V_{VBE(web)}$	$V_{VBE(HBE)}$	V_{VBE}
		1.89E+08	4.30E+08	6.68E+05				6.39E+08	6.57E+05	1.05E+05	7.61E+05
	ظرفیت نیروی محوری	λ_x	λ_y	FE1 x	FE1 y			λ_x	λ_y	FE1 x	FE1 y
		16	36	7882	1564			21	42	4763	1178
		C_W	FE2	P_{CX}	P_{CY}			C_W	FE2	P_{CX}	P_{CY}
		7.96E+11	2187	2.69E+06	2.63E+06			7.03E+12	5554.34	6.98E+06	6.44E+06
	ظرفیت خمشی نیروی محوری	M_P						L_b	L_p	L_r	M_n
		4.90E+08						3.05E+03	3385	12386	1.44E+09
	ظرفیت برشی نیروی محوری	V_n	کنترل برش					V_n	کنترل برش		
		7.31E+05	0.91	ok				1.31E+06	0.58	ok	
کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش داخل صفحه)					0.96	کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش داخل صفحه)					0.74
کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش خارج صفحه)					0.72	کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش خارج صفحه)					0.52
طبقه دوم											
مقطع تیر		L	LC	Sh	Lh	مقطع ستون		h	hc		
ipe	360	3500	3000	430	2640	ipb	500	3500	3140		
طراحی المان قائم (تیر)	تکضای محوری نیروی محوری	$P_{HBE(web)}$	$P_{HBE(VBE)}$	P_{HBE1}	P_{HBE2}	طراحی المان قائم (ستون)	تکضای محوری نیروی محوری	E_{mi+1}	P_g	E_{mi}	
		0.00E+00	1.10E+06	1.10E+06	1.10E+06			1831692.153	9.78E+04	3.07E+06	
	تکضای خمشی نیروی محوری	M_{max}	β	M_{ux}				$M_{VBE(web)}$	$M_{VBE(HBE)}$	β	M_{ux}
		0.00E+00	1	0.00E+00				2.34E+08	1.16E+08	1	3.52E+08
	تکضای برشی نیروی محوری	M^*_{pr1}	M^*_{pr2}	V_u				M_{pb}	$V_{VBE(web)}$	$V_{VBE(HBE)}$	V_{VBE}
		6.29E+07	6.29E+07	4.76E+04				2.31E+08	4.47E+05	3.69E+04	4.84E+05
	ظرفیت نیروی محوری	λ_x	λ_y	FE1 x	FE1 y			λ_x	λ_y	FE1 x	FE1 y
		20	40	5182	1323			21	43	4494	1111
		C_W	FE2	P_{CX}	P_{CY}			C_W	FE2	P_{CX}	P_{CY}
		3.14E+11	1804	1.96E+06	1.91E+06			7.03E+12	5258.94	6.97E+06	6.40E+06
	ظرفیت خمشی نیروی محوری	M_P						L_b	L_p	L_r	M_n
		2.94E+08						3.14E+03	3385	12386	1.44E+09
	ظرفیت برشی نیروی محوری	V_n	کنترل برش					V_n	کنترل برش		
		4.98E+05	0.10	ok				1.31E+06	0.37	ok	
کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش داخل صفحه)					0.63	کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش داخل صفحه)					0.73
کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش خارج صفحه)					0.64	کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش خارج صفحه)					0.59
طبقه اول											
مقطع تیر		L	LC	Sh	Lh	مقطع ستون		h	hc		
ipe	360	3500	3000	430	2640	ipb	500	3500	3140		
طراحی المان قائم (تیر)	تکضای محوری نیروی محوری	$P_{HBE(web)}$	$P_{HBE(VBE)}$	P_{HBE1}	P_{HBE2}	طراحی المان قائم (ستون)	تکضای محوری نیروی محوری	E_{mi+1}	P_g	E_{mi}	
		0.00E+00	8.94E+05	8.94E+05	8.94E+05			3074968.795	9.78E+04	4.35E+06	
	تکضای خمشی نیروی محوری	M_{max}	β	M_{ux}				$M_{VBE(web)}$	$M_{VBE(HBE)}$	β	M_{ux}
		0.00E+00	1	0.00E+00				2.34E+08	1.23E+08	1	3.61E+08
	تکضای برشی نیروی محوری	M^*_{pr1}	M^*_{pr2}	V_u				M_{pb}	$V_{VBE(web)}$	$V_{VBE(HBE)}$	V_{VBE}
		1.08E+08	1.08E+08	8.18E+04				2.46E+08	4.47E+05	3.92E+04	4.86E+05
	ظرفیت نیروی محوری	λ_x	λ_y	FE1 x	FE1 y			λ_x	λ_y	FE1 x	FE1 y
		20	40	5182	1323			21	43	4494	1111
		C_W	FE2	P_{CX}	P_{CY}			C_W	FE2	P_{CX}	P_{CY}
		3.14E+11	1804	1.96E+06	1.91E+06			7.03E+12	5258.94	6.97E+06	6.40E+06
	ظرفیت خمشی نیروی محوری	M_P						L_b	L_p	L_r	M_n
		2.94E+08						3.50E+02	3385	12386	1.44E+09
	ظرفیت برشی نیروی محوری	V_n	کنترل برش					V_n	کنترل برش		
		4.98E+05	0.16	ok				1.31E+06	0.37	ok	
کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش داخل صفحه)					0.51	کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش داخل صفحه)					0.94
کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش خارج صفحه)					0.52	کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش خارج صفحه)					0.91



جزئیات اجرایی دیوار برشی فولادی (L=3500mm , t=3mm)

طراحی کامل دیوار برشی فولادی (L=3500mm , t=4.5mm)

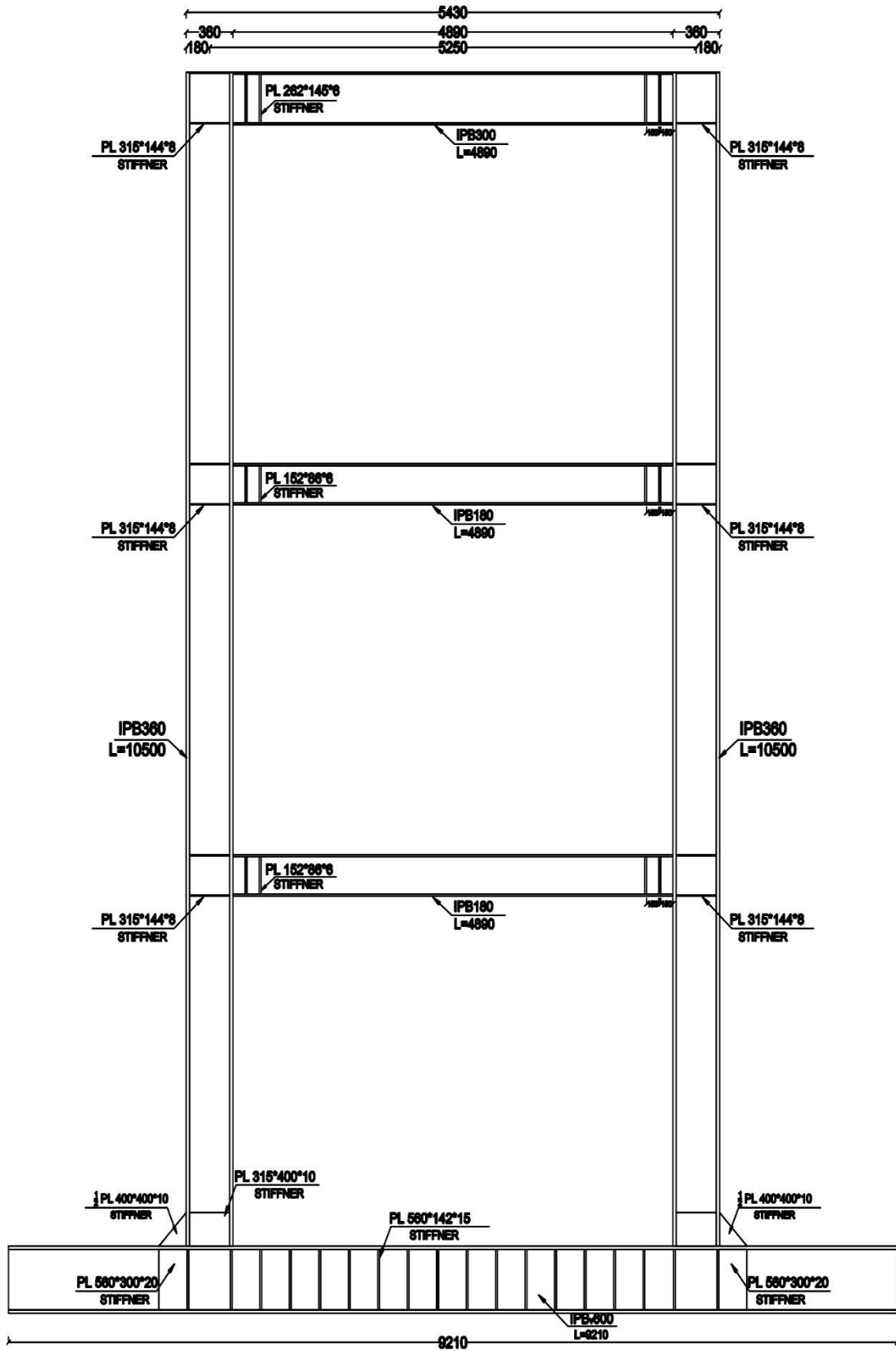
طبقه سوم											
مقطع تیر		L	LC	Sh	Lh	مقطع ستون		h	hc		
ipe	500	3500	2900	550	2400	ipb	600	3500	3000		
طراحی المان افقی (تیر)	تفاضل محوری	PHBE(web)	PHBE(VBE)	PHBE1	PHBE2	طراحی المان قائم (ستون)	تفاضل محوری	E _{mi+1}	P _g	E _{mi}	
		1.52E+06	9.66E+05	1.73E+06	2.06E+05			0	9.78E+04	2.58E+06	
	تفاضل خمشی	M _{max}	β	M _{ux}			تفاضل خمشی	M _{VBE(web)}	M _{VBE(HBE)}	β	M _{ux}
		3.07E+08	1	3.10E+08				4.47E+08	4.83E+08	1	9.34E+08
	تفاضل برشی	M* _{pr1}	M* _{pr2}	V _u			تفاضل برشی	M _{pb}	V _{VBE(web)}	V _{VBE(HBE)}	V _{VBE}
		1.45E+08	5.48E+08	9.08E+05				8.95E+08	9.66E+05	1.49E+05	1.12E+06
	ظرفیت تیر-تیر محوری	λ _x	λ _y	FE1 x	FE1 y		ظرفیت تیر-تیر محوری	λ _x	λ _y	FE1 x	FE1 y
		14	34	10256	1831			17	42	6956	1154
		C _w	FE2	P _{CX}	P _{CY}			C _w	FE2	P _{CX}	P _{CY}
		1.25E+12	2568	3.19E+06	3.13E+06			1.10E+13	5751.71	7.93E+06	7.27E+06
ظرفیت خمشی	M _p				ظرفیت خمشی	L _b	L _p	L _r	M _n		
	6.32E+08					3.00E+03	3297	11296	1.93E+09		
ظرفیت برشی	V _n	کنترل برش			ظرفیت برشی	V _n	کنترل برش				
	8.81E+05	1.03	نیاز به سخت کننده			1.67E+06	0.67	ok			
کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش داخل صفحه)					0.98	کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش داخل صفحه)					0.84
کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش خارج صفحه)					0.85	کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش خارج صفحه)					0.62
طبقه دوم											
مقطع تیر		L	LC	Sh	Lh	مقطع ستون		h	hc		
ipe	400	3500	2900	500	2500	ipb	600	3500	3100		
طراحی المان افقی (تیر)	تفاضل محوری	PHBE(web)	PHBE(VBE)	PHBE1	PHBE2	طراحی المان قائم (ستون)	تفاضل محوری	E _{mi+1}	P _g	E _{mi}	
		0.00E+00	1.61E+06	1.61E+06	1.61E+06			2579003.031	9.78E+04	4.30E+06	
	تفاضل خمشی	M _{max}	β	M _{ux}			تفاضل خمشی	M _{VBE(web)}	M _{VBE(HBE)}	β	M _{ux}
		0.00E+00	1	0.00E+00				3.34E+08	1.36E+08	1	4.73E+08
	تفاضل برشی	M* _{pr1}	M* _{pr2}	V _u			تفاضل برشی	M _{pb}	V _{VBE(web)}	V _{VBE(HBE)}	V _{VBE}
		2.24E+06	2.24E+06	1.80E+03				2.72E+08	6.46E+05	4.38E+04	6.90E+05
	ظرفیت تیر-تیر محوری	λ _x	λ _y	FE1 x	FE1 y		ظرفیت تیر-تیر محوری	λ _x	λ _y	FE1 x	FE1 y
		18	37	6710	1538			18	44	6514	1081
		C _w	FE2	P _{CX}	P _{CY}			C _w	FE2	P _{CX}	P _{CY}
		4.93E+11	2111	2.30E+06	2.25E+06			1.10E+13	5403.49	7.91E+06	7.21E+06
ظرفیت خمشی	M _p				ظرفیت خمشی	L _b	L _p	L _r	M _n		
	3.77E+08					3.10E+03	3297	11296	1.93E+09		
ظرفیت برشی	V _n	کنترل برش			ظرفیت برشی	V _n	کنترل برش				
	5.94E+05	0.00	ok			1.67E+06	0.41	ok			
کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش داخل صفحه)					0.78	کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش داخل صفحه)					0.85
کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش خارج صفحه)					0.80	کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش خارج صفحه)					0.72
طبقه اول											
مقطع تیر		L	LC	Sh	Lh	مقطع ستون		h	hc		
ipe	400	3500	2900	500	2500	ipb	600	3500	3100		
طراحی المان افقی (تیر)	تفاضل محوری	PHBE(web)	PHBE(VBE)	PHBE1	PHBE2	طراحی المان قائم (ستون)	تفاضل محوری	E _{mi+1}	P _g	E _{mi}	
		0.00E+00	1.29E+06	1.29E+06	1.29E+06			4297777.479	9.78E+04	6.08E+06	
	تفاضل خمشی	M _{max}	β	M _{ux}			تفاضل خمشی	M _{VBE(web)}	M _{VBE(HBE)}	β	M _{ux}
		0.00E+00	1	0.00E+00				3.34E+08	1.51E+08	1	4.90E+08
	تفاضل برشی	M* _{pr1}	M* _{pr2}	V _u			تفاضل برشی	M _{pb}	V _{VBE(web)}	V _{VBE(HBE)}	V _{VBE}
		7.82E+07	7.82E+07	6.26E+04				3.02E+08	6.46E+05	4.87E+04	6.95E+05
	ظرفیت تیر-تیر محوری	λ _x	λ _y	FE1 x	FE1 y		ظرفیت تیر-تیر محوری	λ _x	λ _y	FE1 x	FE1 y
		18	37	6710	1538			18	44	6514	1081
		C _w	FE2	P _{CX}	P _{CY}			C _w	FE2	P _{CX}	P _{CY}
		4.93E+11	2111	2.30E+06	2.25E+06			1.10E+13	5403.49	7.91E+06	7.21E+06
ظرفیت خمشی	M _p				ظرفیت خمشی	L _b	L _p	L _r	M _n		
	3.77E+08					3.50E+02	3297	11296	1.93E+09		
ظرفیت برشی	V _n	کنترل برش			ظرفیت برشی	V _n	کنترل برش				
	5.94E+05	0.11	ok			1.67E+06	0.42	ok			
کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش داخل صفحه)					0.63	کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش داخل صفحه)					0.99
کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش خارج صفحه)					0.64	کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش خارج صفحه)					1.03



جزئیات اجرایی دیوار برشی فولادی (L=3500mm , t=1.5mm)

طراحی کامل دیوار برشی فولادی ((L=5250mm , t=1.5mm))

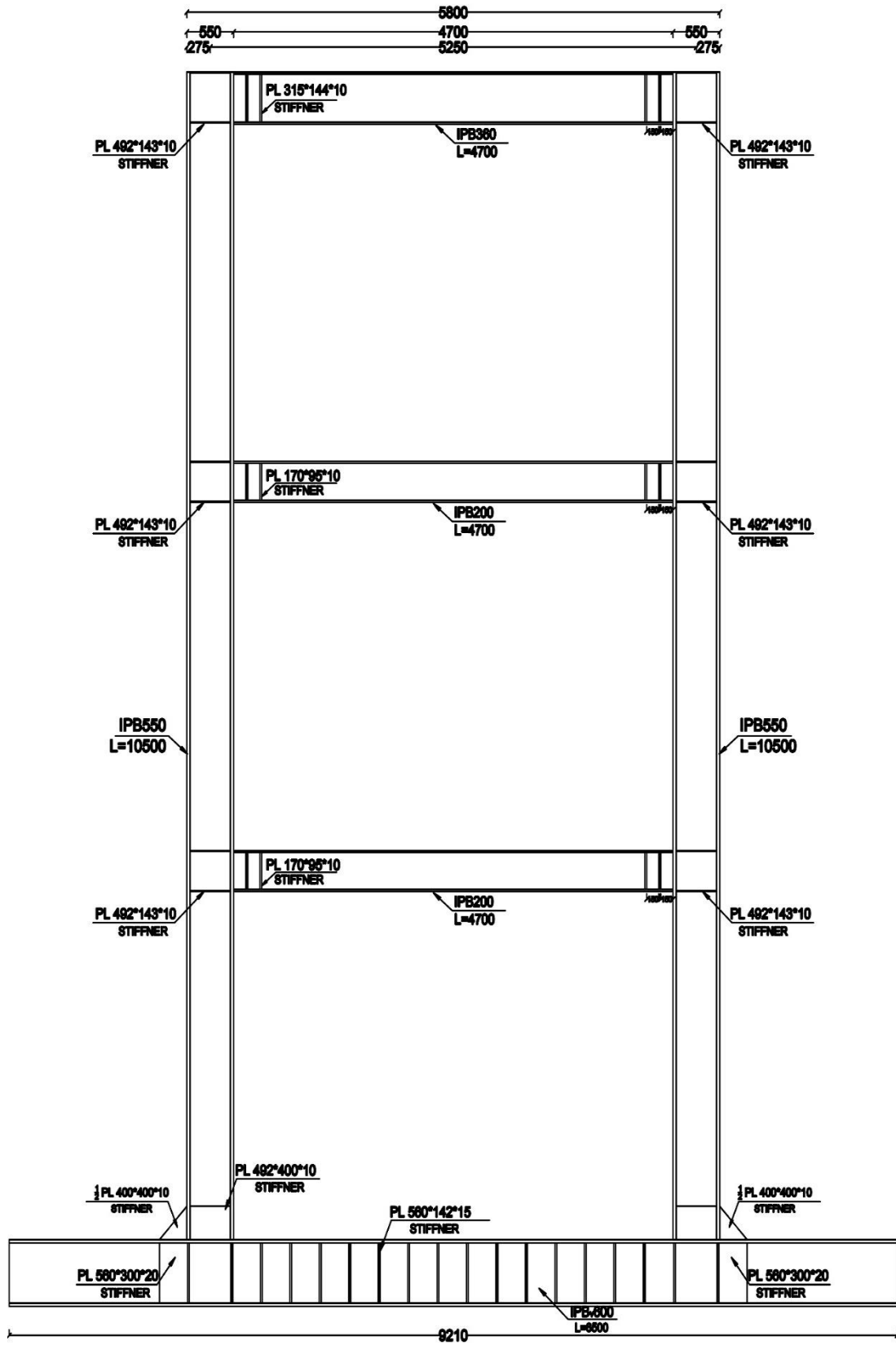
طبقه سوم													
مقطع تیر		L	LC	Sh	Lh	مقطع ستون		h	hc				
ipb	300	###	4890	330	4590	ipb	360	3500	3200				
طراحی المان افقی (تیر)	تفاضل نیروی محوری	$P_{HBE(web)}$	$P_{HBE(VBE)}$	P_{HBE1}	P_{HBE2}	تفاضل نیروی محوری	E_{mi+1}	P_g	E_{mi}				
		7.98E+05	4.02E+05	8.01E+05	2.75E+03		0	1.18E+05	1.10E+06				
	تفاضل خمشی نیروی محوری	M_{max}	β	M_{ux}		تفاضل خمشی نیروی محوری	$M_{VBE(web)}$	$M_{VBE(HBE)}$	β	M_{ux}			
		2.79E+08	1	2.86E+08			2.66E+08	2.14E+08	1	4.84E+08			
	تفاضل برشی نیروی محوری	M^*_{pr1}	M^*_{pr2}	V_u		تفاضل برشی نیروی محوری	M_{pb}	$V_{VBE(web)}$	$V_{VBE(HBE)}$	V_{VBE}			
		4.21E+08	4.89E+08	4.58E+05			5.33E+08	4.02E+05	8.32E+04	4.85E+05			
	ظرفیت نیروی محوری	λ_x	λ_y	FE1 x	FE1 y	ظرفیت نیروی محوری	λ_x	λ_y	FE1 x	FE1 y			
		38	32	1465	1992			30	43	2313	1135		
		CW	FE2	P _{CX}	P _{CY}			CW	FE2	P _{CX}	P _{CY}		
		1.69E+12	2093	3.95E+06	4.04E+06			2.89E+12	4759.71	5.14E+06	4.86E+06		
	ظرفیت خمشی نیروی محوری	M_p				ظرفیت خمشی نیروی محوری	L_b	L_p	L_r	M_n			
		5.38E+08					3.20E+03	3488	13752	8.05E+08			
ظرفیت برشی نیروی محوری	V_n	کنترل برش			ظرفیت برشی نیروی محوری	V_n	کنترل برش						
	5.70E+05	0.80	ok			8.10E+05	0.60	ok					
کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش داخل صفحه)					0.75	کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش داخل صفحه)					0.83		
کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش خارج صفحه)					0.49	کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش خارج صفحه)					0.60		
طبقه دوم													
مقطع تیر		L	LC	Sh	Lh	مقطع ستون		h	hc				
ipb	180	###	4890	270	4710	ipb	360	3500	3320				
طراحی المان افقی (تیر)	تفاضل نیروی محوری	$P_{HBE(web)}$	$P_{HBE(VBE)}$	P_{HBE1}	P_{HBE2}	تفاضل نیروی محوری	E_{mi+1}	P_g	E_{mi}				
		0.00E+00	6.59E+05	6.59E+05	6.59E+05		1097482	1.18E+05	1.83E+06				
	تفاضل خمشی نیروی محوری	M_{max}	β	M_{ux}		تفاضل خمشی نیروی محوری	$M_{VBE(web)}$	$M_{VBE(HBE)}$	β	M_{ux}			
		0.00E+00	1	0.00E+00			1.42E+08	5.37E+07	1	1.99E+08			
	تفاضل برشی نیروی محوری	M^*_{pr1}	M^*_{pr2}	V_u		تفاضل برشی نیروی محوری	M_{pb}	$V_{VBE(web)}$	$V_{VBE(HBE)}$	V_{VBE}			
		6.73E+07	6.73E+07	2.86E+04			1.07E+08	2.57E+05	1.62E+04	2.73E+05			
	ظرفیت نیروی محوری	λ_x	λ_y	FE1 x	FE1 y	ظرفیت نیروی محوری	λ_x	λ_y	FE1 x	FE1 y			
		64	54	509	724			31	44	2149	1055		
		CW	FE2	P _{CX}	P _{CY}			CW	FE2	P _{CX}	P _{CY}		
		9.37E+10	1187	1.48E+06	1.59E+06			2.89E+12	4448.55	5.12E+06	4.82E+06		
	ظرفیت خمشی نیروی محوری	M_p				ظرفیت خمشی نیروی محوری	L_b	L_p	L_r	M_n			
		1.39E+08					3.32E+03	3488	13752	8.05E+08			
ظرفیت برشی نیروی محوری	V_n	کنترل برش			ظرفیت برشی نیروی محوری	V_n	کنترل برش						
	2.64E+05	0.11	ok			8.10E+05	0.34	ok					
کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش داخل صفحه)					0.49	کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش داخل صفحه)					0.64		
کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش خارج صفحه)					0.46	کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش خارج صفحه)					0.48		
طبقه اول													
مقطع تیر		L	LC	Sh	Lh	مقطع ستون		h	hc				
ipb	180	###	4890	270	4710	ipb	360	3500	3320				
طراحی المان افقی (تیر)	تفاضل نیروی محوری	$P_{HBE(web)}$	$P_{HBE(VBE)}$	P_{HBE1}	P_{HBE2}	تفاضل نیروی محوری	E_{mi+1}	P_g	E_{mi}				
		0.00E+00	5.14E+05	5.14E+05	5.14E+05		1831422	1.18E+05	2.57E+06				
	تفاضل خمشی نیروی محوری	M_{max}	β	M_{ux}		تفاضل خمشی نیروی محوری	$M_{VBE(web)}$	$M_{VBE(HBE)}$	β	M_{ux}			
		0.00E+00	1	0.00E+00			1.42E+08	5.46E+07	1	2.01E+08			
	تفاضل برشی نیروی محوری	M^*_{pr1}	M^*_{pr2}	V_u		تفاضل برشی نیروی محوری	M_{pb}	$V_{VBE(web)}$	$V_{VBE(HBE)}$	V_{VBE}			
		8.37E+07	8.37E+07	3.55E+04			1.09E+08	2.57E+05	1.65E+04	2.73E+05			
	ظرفیت نیروی محوری	λ_x	λ_y	FE1 x	FE1 y	ظرفیت نیروی محوری	λ_x	λ_y	FE1 x	FE1 y			
		64	54	509	724			31	44	2149	1055		
		CW	FE2	P _{CX}	P _{CY}			CW	FE2	P _{CX}	P _{CY}		
		9.37E+10	1187	1.48E+06	1.59E+06			2.89E+12	4448.55	5.12E+06	4.82E+06		
	ظرفیت خمشی نیروی محوری	M_p				ظرفیت خمشی نیروی محوری	L_b	L_p	L_r	M_n			
		1.39E+08					3.50E+02	3488	13752	8.05E+08			
ظرفیت برشی نیروی محوری	V_n	کنترل برش			ظرفیت برشی نیروی محوری	V_n	کنترل برش						
	2.64E+05	0.13	ok			8.10E+05	0.34	ok					
کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش داخل صفحه)					0.38	کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش داخل صفحه)					0.80		
کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش خارج صفحه)					0.36	کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش خارج صفحه)					0.77		



جزئیات اجرایی دیوار برشی فولادی (L=5250mm , t=1.5mm)

طراحی کامل دیوار برشی فولادی (L=5250mm , t=3mm)

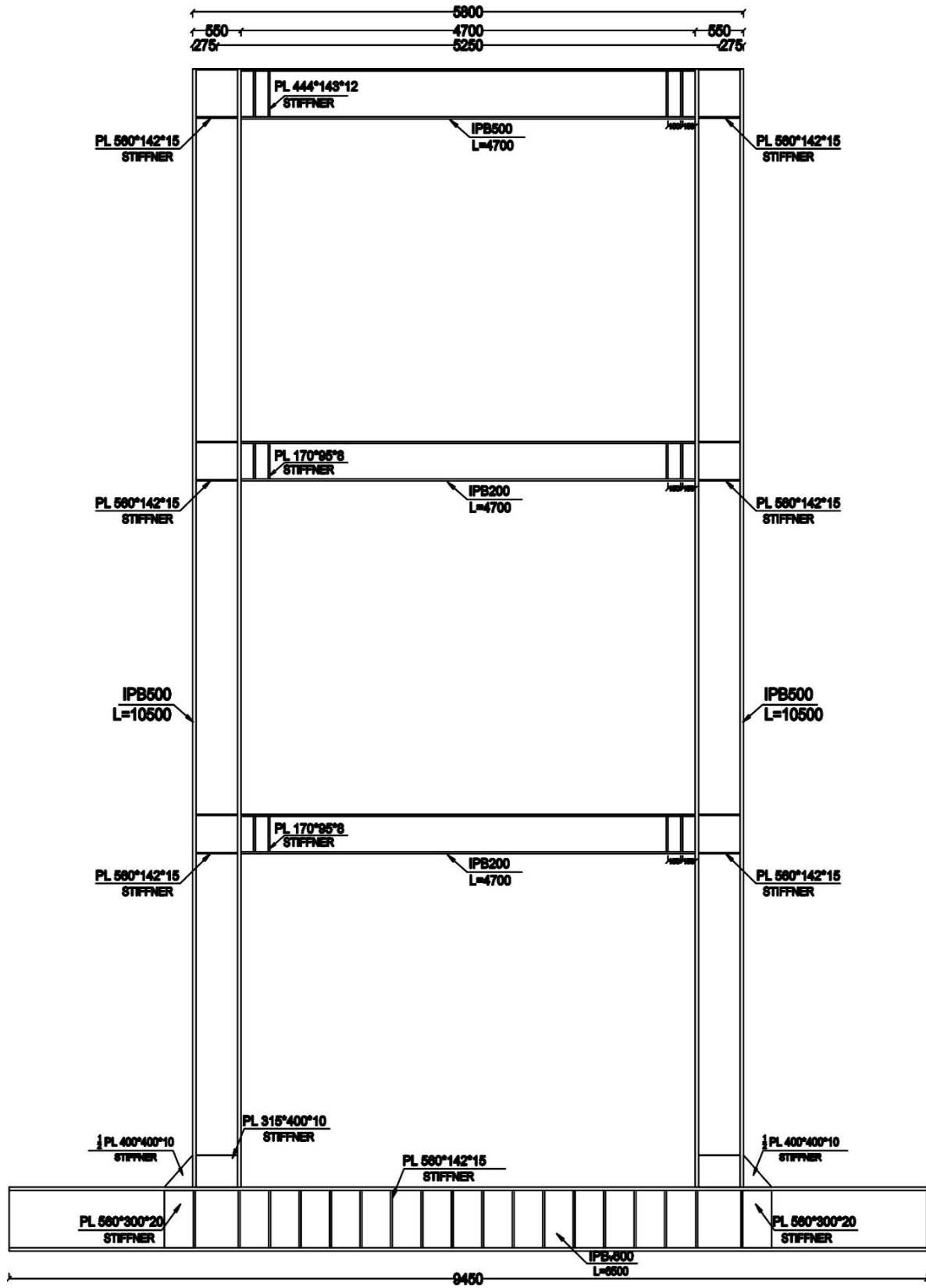
طبقه سوم												
مقطع تیر				مقطع ستون				مقطع ستون				
ipb	360	L	LC	Sh	Lh	4340	ipb	550	h	3500	3140	hc
طراحی المان افقی (تیر)	تقاضا	$P_{HBE(web)}$	$P_{HBE(VBE)}$	P_{HBE1}	P_{HBE2}		تقاضا	E_{mi+1}	P_g	E_{mi}		
	نیروی محوری	1.51E+06	8.04E+05	1.56E+06	4.88E+04		نیروی محوری	0	1.18E+05	1.86E+06		
	تقاضا	M_{max}	β	M_{ux}			تقاضا	$M_{VBE(web)}$	$M_{VBE(HBE)}$	β	M_{ux}	
	خمشی نیروی	4.75E+08	1	4.86E+08			خمشی نیروی	4.37E+08	4.21E+08	1	8.61E+08	
	تقاضا	M^*_{pr1}	M^*_{pr2}	V_u			تقاضا	M_{pb}	$V_{VBE(web)}$	$V_{VBE(HBE)}$	V_{VBE}	
	برشی نیروی	4.36E+08	6.98E+08	7.35E+05			برشی نیروی	8.73E+08	8.04E+05	1.39E+05	9.44E+05	
	تقاضا	λ_x	λ_y	FE1 x	FE1 y		تقاضا	λ_x	λ_y	FE1 x	FE1 y	
	ظرفیت نیروی محوری	30	31	2254	2105		ظرفیت نیروی محوری	20	44	5381	1081	
	تقاضا	C_w	FE2	P_{cx}	P_{cy}		تقاضا	C_w	FE2	P_{cx}	P_{cy}	
	خمشی نیروی	2.89E+12	2408	4.94E+06	4.92E+06		خمشی نیروی	8.88E+12	5275.86	7.44E+06	6.78E+06	
	تقاضا	M_p					تقاضا	L_b	L_p	L_r	M_n	
	برشی نیروی	7.73E+08					برشی نیروی	3.14E+03	3339	11784	1.68E+09	
تقاضا	V_n	کنترل برش				تقاضا	V_n	کنترل برش				
برشی نیروی	7.78E+05	0.95	ok			برشی نیروی	1.49E+06	0.64	ok			
کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش داخل صفحه)					0.97	کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش داخل صفحه)					0.79	
کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش خارج صفحه)					0.74	کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش خارج صفحه)					0.56	
طبقه دوم												
مقطع تیر				مقطع ستون				مقطع ستون				
ipb	200	L	LC	Sh	Lh	4550	ipb	500	h	3500	3300	hc
طراحی المان افقی (تیر)	تقاضا	$P_{HBE(web)}$	$P_{HBE(VBE)}$	P_{HBE1}	P_{HBE2}		تقاضا	E_{mi+1}	P_g	E_{mi}		
	نیروی محوری	0.00E+00	1.30E+06	1.30E+06	1.30E+06		نیروی محوری	1862787.65	1.18E+05	3.15E+06		
	تقاضا	M_{max}	β	M_{ux}			تقاضا	$M_{VBE(web)}$	$M_{VBE(HBE)}$	β	M_{ux}	
	خمشی نیروی	0.00E+00	1	0.00E+00			خمشی نیروی	2.71E+08	6.85E+07	1	3.43E+08	
	تقاضا	M^*_{pr1}	M^*_{pr2}	V_u			تقاضا	M_{pb}	$V_{VBE(web)}$	$V_{VBE(HBE)}$	V_{VBE}	
	برشی نیروی	2.55E+07	2.55E+07	1.12E+04			برشی نیروی	1.37E+08	4.93E+05	2.07E+04	5.14E+05	
	تقاضا	λ_x	λ_y	FE1 x	FE1 y		تقاضا	λ_x	λ_y	FE1 x	FE1 y	
	ظرفیت نیروی محوری	56	47	670	945		ظرفیت نیروی محوری	23	45	4068	1006	
	تقاضا	C_w	FE2	P_{cx}	P_{cy}		تقاضا	C_w	FE2	P_{cx}	P_{cy}	
	خمشی نیروی	1.71E+11	1332	1.88E+06	1.98E+06		خمشی نیروی	7.03E+12	4792.23	6.95E+06	6.33E+06	
	تقاضا	M_p					تقاضا	L_b	L_p	L_r	M_n	
	برشی نیروی	1.85E+08					برشی نیروی	3.30E+03	3385	12386	1.44E+09	
تقاضا	V_n	کنترل برش				تقاضا	V_n	کنترل برش				
برشی نیروی	3.11E+05	0.04	ok			برشی نیروی	1.31E+06	0.39	ok			
کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش داخل صفحه)					0.77	کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش داخل صفحه)					0.74	
کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش خارج صفحه)					0.73	کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش خارج صفحه)					0.61	
طبقه اول												
مقطع تیر				مقطع ستون				مقطع ستون				
ipb	200	L	LC	Sh	Lh	4500	ipb	550	h	3500	3300	hc
طراحی المان افقی (تیر)	تقاضا	$P_{HBE(web)}$	$P_{HBE(VBE)}$	P_{HBE1}	P_{HBE2}		تقاضا	E_{mi+1}	P_g	E_{mi}		
	نیروی محوری	0.00E+00	9.87E+05	9.87E+05	9.87E+05		نیروی محوری	3154460.534	1.18E+05	4.46E+06		
	تقاضا	M_{max}	β	M_{ux}			تقاضا	$M_{VBE(web)}$	$M_{VBE(HBE)}$	β	M_{ux}	
	خمشی نیروی	0.00E+00	1	0.00E+00			خمشی نیروی	2.72E+08	7.19E+07	1	3.47E+08	
	تقاضا	M^*_{pr1}	M^*_{pr2}	V_u			تقاضا	M_{pb}	$V_{VBE(web)}$	$V_{VBE(HBE)}$	V_{VBE}	
	برشی نیروی	6.47E+07	6.47E+07	2.88E+04			برشی نیروی	1.44E+08	4.94E+05	2.18E+04	5.16E+05	
	تقاضا	λ_x	λ_y	FE1 x	FE1 y		تقاضا	λ_x	λ_y	FE1 x	FE1 y	
	ظرفیت نیروی محوری	55	46	684	965		ظرفیت نیروی محوری	21	46	4872	978	
	تقاضا	C_w	FE2	P_{cx}	P_{cy}		تقاضا	C_w	FE2	P_{cx}	P_{cy}	
	خمشی نیروی	1.71E+11	1349	1.89E+06	1.99E+06		خمشی نیروی	8.88E+12	4804.38	7.42E+06	6.70E+06	
	تقاضا	M_p					تقاضا	L_b	L_p	L_r	M_n	
	برشی نیروی	1.85E+08					برشی نیروی	3.50E+02	3339	11784	1.68E+09	
تقاضا	V_n	کنترل برش				تقاضا	V_n	کنترل برش				
برشی نیروی	3.11E+05	0.09	ok			برشی نیروی	1.49E+06	0.35	ok			
کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش داخل صفحه)					0.58	کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش داخل صفحه)					0.87	
کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش خارج صفحه)					0.55	کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش خارج صفحه)					0.88	



جزئیات اجرایی دیوار برشی فولادی (L=5250mm , t=3mm)

طراحی کامل دیوار برشی فولادی (L=5250mm , t=4.5mm)

طبقه سوم												
مقطع تیر		L	LC	Sh	Lh	مقطع ستون		h	hc			
ipb	500	5250	4726	512	4226	ipbv	500	3500	3000			
طراحی المان افقی (تیر)	تفاضل محوری	$P_{HBE(web)}$	$P_{HBE(VBE)}$	P_{HBE1}	P_{HBE2}	تفاضل محوری	E_{mi+1}	P_g	E_{mi}			
		2.39E+06	1.07E+06	2.26E+06	-1.23E+05		0	1.18E+05	2.95E+06			
	تفاضل خمشی	M_{max}	β	M_{ux}		تفاضل خمشی	$M_{VBE(web)}$	$M_{VBE(HBE)}$	β	M_{ux}		
		7.98E+08	1	8.09E+08			8.13E+08	5.35E+08	1	1.35E+09		
	تفاضل نیروی برشی	M^*_{pr1}	M^*_{pr2}	V_u		تفاضل نیروی برشی	M_{pb}	$V_{VBE(web)}$	$V_{VBE(HBE)}$	V_{VBE}		
		7.19E+08	1.28E+09	1.32E+06			1.63E+09	1.07E+06	2.71E+05	1.34E+06		
	ظرفیت تیرهای محوری	λ_x	λ_y	FE1 x	FE1 y	ظرفیت تیرهای محوری	λ_x	λ_y	FE1 x	FE1 y		
		22	33	4171	1962			20	40	5153	1282	
		Cw	FE2	P _{CX}	P _{CY}			Cw	FE2	P _{CX}	P _{CY}	
		7.03E+12	2504	6.56E+06	6.47E+06			1.12E+13	6349.76	1.01E+07	9.37E+06	
	ظرفیت خمشی	M_p				ظرفیت خمشی	L_b	L_p	L_r	M_n		
		1.39E+09					3.00E+03	3474	17058	2.13E+09		
ظرفیت نیروی برشی	V_n	کنترل برش				ظرفیت نیروی برشی	V_n	کنترل برش				
	1.25E+06	1.05	نیاز به سخت کننده			1.98E+06	0.68	ok				
کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش داخل صفحه)					0.96	کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش داخل صفحه)					0.95	
کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش خارج صفحه)					0.72	کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش خارج صفحه)					0.74	
طبقه دوم												
مقطع تیر		L	LC	Sh	Lh	مقطع ستون		h	hc			
ipb	240	5250	4726	382	4486	ipbv	500	3500	3260			
طراحی المان افقی (تیر)	تفاضل محوری	$P_{HBE(web)}$	$P_{HBE(VBE)}$	P_{HBE1}	P_{HBE2}	تفاضل محوری	E_{mi+1}	P_g	E_{mi}			
		0.00E+00	1.79E+06	1.79E+06	1.79E+06		2950249.115	1.18E+05	4.80E+06			
	تفاضل خمشی	M_{max}	β	M_{ux}		تفاضل خمشی	$M_{VBE(web)}$	$M_{VBE(HBE)}$	β	M_{ux}		
		0.00E+00	1	0.00E+00			3.92E+08	1.12E+08	1	5.09E+08		
	تفاضل نیروی برشی	M^*_{pr1}	M^*_{pr2}	V_u		تفاضل نیروی برشی	M_{pb}	$V_{VBE(web)}$	$V_{VBE(HBE)}$	V_{VBE}		
		3.70E+07	3.70E+07	1.65E+04			2.24E+08	7.22E+05	3.44E+04	7.56E+05		
	ظرفیت تیرهای محوری	λ_x	λ_y	FE1 x	FE1 y	ظرفیت تیرهای محوری	λ_x	λ_y	FE1 x	FE1 y		
		46	39	984	1372			22	44	4364	1085	
		Cw	FE2	P _{CX}	P _{CY}			Cw	FE2	P _{CX}	P _{CY}	
		4.87E+11	1646	2.70E+06	2.80E+06			1.12E+13	5475.85	1.00E+07	9.20E+06	
	ظرفیت خمشی	M_p				ظرفیت خمشی	L_b	L_p	L_r	M_n		
		3.03E+08					3.26E+03	3474	17058	2.13E+09		
ظرفیت نیروی برشی	V_n	کنترل برش				ظرفیت نیروی برشی	V_n	کنترل برش				
	4.15E+05	0.04	ok			1.98E+06	0.38	ok				
کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش داخل صفحه)					0.74	کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش داخل صفحه)					0.77	
کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش خارج صفحه)					0.71	کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش خارج صفحه)					0.64	
طبقه اول												
مقطع تیر		L	LC	Sh	Lh	مقطع ستون		h	hc			
ipb	240	5250	4726	382	4486	ipbv	500	3500	3260			
طراحی المان افقی (تیر)	تفاضل محوری	$P_{HBE(web)}$	$P_{HBE(VBE)}$	P_{HBE1}	P_{HBE2}	تفاضل محوری	E_{mi+1}	P_g	E_{mi}			
		0.00E+00	1.44E+06	1.44E+06	1.44E+06		4804277.912	1.18E+05	6.68E+06			
	تفاضل خمشی	M_{max}	β	M_{ux}		تفاضل خمشی	$M_{VBE(web)}$	$M_{VBE(HBE)}$	β	M_{ux}		
		0.00E+00	1	0.00E+00			3.92E+08	1.17E+08	1	5.15E+08		
	تفاضل نیروی برشی	M^*_{pr1}	M^*_{pr2}	V_u		تفاضل نیروی برشی	M_{pb}	$V_{VBE(web)}$	$V_{VBE(HBE)}$	V_{VBE}		
		9.02E+07	9.02E+07	4.02E+04			2.33E+08	7.22E+05	3.58E+04	7.57E+05		
	ظرفیت تیرهای محوری	λ_x	λ_y	FE1 x	FE1 y	ظرفیت تیرهای محوری	λ_x	λ_y	FE1 x	FE1 y		
		46	39	984	1372			22	44	4364	1085	
		Cw	FE2	P _{CX}	P _{CY}			Cw	FE2	P _{CX}	P _{CY}	
		4.87E+11	1646	2.70E+06	2.80E+06			1.12E+13	5475.85	1.00E+07	9.20E+06	
	ظرفیت خمشی	M_p				ظرفیت خمشی	L_b	L_p	L_r	M_n		
		3.03E+08					3.50E+02	3474	17058	2.13E+09		
ظرفیت نیروی برشی	V_n	کنترل برش				ظرفیت نیروی برشی	V_n	کنترل برش				
	4.15E+05	0.10	ok			1.98E+06	0.38	ok				
کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش داخل صفحه)					0.59	کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش داخل صفحه)					0.98	
کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش خارج صفحه)					0.57	کنترل رابطه تیر-ستون (حالت حدی کماتش خارج صفحه)					0.94	



جزئیات اجرایی دیوار برشی فولادی (L=5250mm , t=4.5mm)

مراجع

- [1] Driver RG, Kulak GL, Kennedy DJL, Elwi AE. Cyclic test of four-story steel plate shear wall. J Struct Eng ASCE 1998;124(2):112–20.
- [2] Gayed botros, Kulak GL,(2006) “ Nonlinear Finite Element Analysis of corrugatead steel plate shear walls”. J Struct Eng ASCE 1998;124(2):112–20.
- [3] Emami, F. , Mofid, M. "On the hysteretic behavior of trapezoidally corrugated steel plate shear walls", Struct. Des. Tall Spec. Build. 23 (2) (2012) 94–104.
- [4] Pavir, A. , Shekastehband, B "Hysteretic behavior of coupled steel plate shear walls "Constructional Steel Research 114 (2017) 19-35
- [5] Sabouri-Ghomi S, R. , Sajjadi , M. " Experimental and theorwtical studies of steel shear walls with and without stiffeners , Struct. Des. Tall Spec. Build. 23 (2) (2012) 94–104.
- [6] Berman JW, Celik QC, Bruneau M. Comparing hysteretic behavior of lightgauge steel plate shear walls and braced frames. Eng Struct 2005;27(3):475–85.
- [7] Stojadinovic, B. and Tipping, S., (2008), “STRUCTURAL TESTING OF CORRUGATED SHEET STEEL SHEAR WALLS,” University of California at Berkeley
- [8] Tanaka, Y., Lchiaka, y.t Kono, S., Ohta, Y., and Watanabe, F., (2008), “Precast Prestressed Portal Frames With Corrugated Steel Panel Dampers” The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, china
- [9] farzampour, A. , Jeffrey, A.laman "Behavior prediction of corrugated steel plate shear walls with openings "Constructional Steel Research 114 (2015) 258–26
- [10] ازهری، مجتبی، میرقادری، سید رسول، (۱۳۹۰)، طراحی سازه‌های فولادی، جلد چهارم، مباحث لرزه ای
- [11] AISC Design Guide 20,(2007), “steel plate shear walls”, American Inistitute of Steel Construction,inc.

- [12] ATC-24. Guidelines for cyclic testing of components of steel structures. Stanford (California): Stanford University; 1992.
- [13] Sabouri-Ghomi S, Ventura CE, Kharrazi MHK. Shear analysis and design of ductile steel plate walls. J Struct Eng ASCE 2005;131(6):878–89
- [14] Chosa, K., Kashiwai, K., Kono, S. and Watanabe, F., (2006), "Fundamental Study on Corrugated Steel Webs Used as Shear Walls," Summaries of Technical Papers of Annual Meeting Architectural Institute of Japan, Vol.C2, p. 721-722.
- [15] صبوری قمی، سعید،، ۱۳۸۰، "سیستمهای مقاوم در برابر بارهای جانبی، مقدمه ای بر دیوار برشی فولادی"، انتشارات انگیزه
- [16] صدیقی، مهدی،، "ارزیابی رفتار دیوار برشی فولادی با بازشو تقویت شده"، مجله علمی پژوهشی عمران شریف، دوره ۲-۳۲، شماره ۱-۲ صفحه ۷۹-۸۹
- [17] AISC, ANSI/AISC 341-05, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, Chicago (IL), American Institute of Steel Construction (2005).
- [18] Mo, Y. L. and Perng, S. F., (2000), "Hybrid RC Frame-Steel Wall Systems," Composite and Hybrid Systems, ACI SP-196, p.189-213.

Abstract

Characteristics of steel shear wall including bearing capacity and high hardness along with plasticity and better energy absorbance compared with other seismic systems have made steel shear wall an effective seismic system. In addition, it can lead to cost reduction and shorten construction time. Steel shear walls are generally used as non-hardened (flat) and hardened walls. Using numerous hardeners has led to the improvement of structural hardness and more energy absorption but its construction needs more time and cost. Using corrugated sheets causes this system to be a flat and hardened steel shear wall due to its special form and high out-plane hardness which mitigates some disadvantages of hardened steel shear walls. Although corrugated shear wall has significantly increased structure hardness, they have performed weakly in terms of seismic behavior stability, final resistance, and energy absorption compared with non-hardened steel shear wall. A type of reinforced steel shear wall is suggested by the author in this study to improve the performance of this system.

In this thesis, the behavior and performance of steel shear wall is studied in hardened, horizontal corrugated, vertical corrugated, reinforced with horizontal corrugated sheet, and reinforced with vertical corrugated sheet modes. Samples are modeled for three-storey and one-opening frame and in full scale and are under gravity and seismic loading. Samples are assessed for opening length to floor height ratio of three modes of $\frac{L}{h} = 0.5$, $\frac{L}{h} = 1$ and $\frac{L}{h} = 1.5$ and for three thicknesses of 1.5, 3, and 4.5. All elements and different parts of steel shear wall are separately and completely designed and then controlled for each above-mentioned modes (9 modes in total) based on valid international regulations as steel shear wall is important as a plastic system and it is necessary to create a plastic deterioration and prevent rigid breakage in the structure.

Findings of this study show that reinforced shear wall has shown a stable and suitable behavior during loading and is able to improve the disadvantages of non-hardened and corrugated walls in terms of seismic performance. Also, results showed that it is reasonable to use horizontal corrugated sheets in corrugated and reinforced steel shear walls for $\frac{L}{h}$ less than 1 and vertical corrugated sheets have better results for $\frac{L}{h}$ larger than 1.

Keywords: steel plate shear wall reinforced, steel plate shear wall unstiffener, steel plate shear wall corrugated, seismic evaluation, analyzes pushover



Shahrood University of Technology

Faculty of Civile Engineering

**Study on performance of corrugated steel plate shaer wall
reinforced with steel plats**

By: Omid Kalantari

Supervisor:

Dr Vahid reza Kalatjari

Dr Mohammad Shamekhi Amiri

September 2017