





دانشکده مهندسی عمران

پایان نامه کارشناسی ارشد مهندسی سازه

بررسی رفتار لرزه‌ای دیوار برشی فولادی مرکب متشکل از ستون‌های لوله‌ای پر شده با بتن ضعیف

نگارنده: پوریا عسکری

اساتید راهنما:

دکتر علی کیهانی

دکتر منصور قلعه‌نویی

شهریور ۱۳۹۶

شماره ثبت ۲۷۲۸

تاریخ: ۲۷/۶/۹۶

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 پوریا عسکری با شماره دانشجویی ۹۳۱۲۰۸۴ رشته عمران گرایش سازه تحت عنوان بررسی رفتار لرزه ای دیوار برشی فولادی با ستون های لوله ای پر شده از بتن ضعیف که در تاریخ ۹۶/۶/۲۰ با حضور هیأت محترم داوران در دانشگاه صنعتی شاهرود برگزار گردید به شرح ذیل اعلام می گردد:

قبول (با امتیاز ۱۵.۰۰ درجه ...)			
<input type="checkbox"/> مردود			
نوع تحقیق: نظری <input checked="" type="checkbox"/> عملی <input type="checkbox"/>			
عضو هیأت داوران	نام و نام خانوادگی	مرتبه علمی	امضاء
۱- استاد راهنمای اول	دکتر علی کیهانی	دانشیار	
۲- استاد راهنمای دوم	دکتر منصور ظلمه نوی	دانشیار	
۳- استاد مشاور			
۴- نماینده تحصیلات تکمیلی	دکتر مهدی گلی	استاد یار	
۵- استاد ممتحن اول	دکتر محمد شامخی امیری	استاد یار	
۶- استاد ممتحن دوم	دکتر فرتوش باسلیقه	استاد یار	

نام و نام خانوادگی رئیس دانشکده:

تاریخ و امضاء و مهر دانشکده:

تبصره: 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

به پاس دعای خیرشان

اساتیدم

به پاس رهنمودهایشان

تشکر و قدردانی

سپاس مخصوص خداوند مهربان که به انسان توانایی و دانایی بخشید

شایسته است از زحمات استاد ارجمند و گرانقدرم جناب آقای دکتر علی کیهانی و جناب آقای دکتر منصور قلعه نویی که مفتخر به شاگردیشان بوده‌ام و از محضرشان درس علم و اخلاق آموخته و از راهنمایی کریمانه و بی‌شائبه‌شان بهره برده‌ام نهایت سپاسگزاری را داشته باشم.

در پایان از خانواده‌ام که در لحظه لحظه زندگی پشتیبان و همراهم بوده‌اند سپاسگزارم.

تعهد نامه

اینجانب پوریاعسکری دانشجوی دوره کارشناسی ارشد رشته مهندسی عمران (سازه) دانشکده عمران دانشگاه صنعتی شاهرود نویسنده پایان نامه بررسی رفتار لرزه ای دیواربرشی فولادی مرکب متشکل از ستون های لوله ای پر شده از بتن ضعیف تحت راهنمایی دکتر کیهانی 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 صنعتی شاهرود می باشد و مقالات مستخرج با نام « دانشگاه صنعتی شاهرود » و یا « **Shahrood University of Technology** » به چاپ خواهد رسید .
- حقوق معنوی تمام افرادی که در به دست آمدن نتایج اصلی پایان نامه تأثیرگذار 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

مالکیت نتایج و حق نشر

- کلیه حقوق معنوی این اثر و محصولات آن (مقالات مستخرج ، کتاب ، برنامه های رایانه ای ، نرم افزارها و تجهیزات ساخته شده است) متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می باشد . این مطلب باید به نحو مقتضی در تولیدات علمی مربوطه ذکر شود .

* متن این صفحه نیز باید در ابتدای نسخه های تکثیر شده پایان نامه وجود داشته باشد .

چکیده :

کشور ایران در منطقه‌ای واقع شده است که جزء مناطق زلزله خیز دنیا محسوب می‌شود. هر سال چندین زلزله در آن رخ داده و در بعضی موارد یک شهر کاملاً ویران شده است. این امر سبب شده است پژوهشگران همیشه در پی یافتن سامانه‌ای ایده‌آل برای مقابله با بار جانبی باشند. مهمترین پارامترهایی که در انتخاب یک سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی نقش دارند عبارتند از: سختی، مقاومت و شکل‌پذیری مناسب می‌باشد. در سال‌های اخیر استفاده از دیوار برشی فولادی به دلیل سختی مناسب در کنار شکل‌پذیری بالا و به دلیل سادگی در ساخت و سرعت اجرای بالا و هزینه کم، از یک ایده به یک سیستم باربر جانبی مورد قبول آیین‌نامه‌ها تبدیل شد. همچنین در سال‌های اخیر ستون‌های فلزی مختلط نسلی جدید از سیستم‌های سازه‌ای را در بیشتر کشورهای دنیا ایجاد کرده است. این سامانه بارهای ثقلی و جانبی را با توجه به رفتار مناسب ترکیبی بتن و فولاد تحمل می‌کند. ستون مرکب ساخته شده از بتن، یکی از انواع ستون‌های مرکب می‌باشد که در سازه‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرد. این نوع ستون مرکب از مقطع فولاد سازه‌ای که توسط بتن معمولی یا بتن سبک پر شده، تشکیل یافته است. به علت وجود بتن، این نوع ستون دارای ظرفیت بار-تغییر مکان و سختی بالاتری می‌باشد. بنابراین استفاده از این سامانه می‌تواند راهبردی هوشمندانه در راستای بهبود کارکرد سازه‌ها و بهینه‌سازی مقاطع باشد. در این پژوهش استفاده از ستون‌های مربعی و دایروی با بتن معمولی و سبک بدون بتن، مدل‌سازی ۷ نمونه‌ی مکعبی و ۵ نمونه‌ی دایروی ستون با سطح مقاطع متفاوت با نرم‌افزار جزء محدود آباکوس مدل‌سازی و پارامترهایی نظیر سختی، شکل‌پذیری و مقاومت نهایی مورد ارزیابی و با یکدیگر مقایسه شده است. نتایج نشان داد با جایگزینی ستون‌های دایروی نسبت به مقاطع مربعی، می‌توان به سختی و شکل‌پذیری نسبتاً بالاتری دست یافت. استفاده از بتن سبک به جای بتن معمولی باعث کاهش نامحسوس شکل‌پذیری و سختی می‌شود. همچنین مقدار تغییر مکان در وجه فشاری ستون در اثر بارهای جانبی، در مقاطع دایروی بسیار کمتر از مقاطع مربعی را نتیجه داد و این تغییر بین نمونه‌های با بتن معمولی و بتن سبک، نامحسوس بود.

کلید واژه:

دیوار برشی فولادی، ستون مرکب، شکل‌پذیری، بتن سبک، سختی، مقاومت، جذب انرژی

فهرست مطالب

فصل یکم - مفاهیم لرزه‌ای و معرفی سامانه

۱-۱- پیش‌گفتار	۲
۲-۱- مفاهیم لرزه‌ای	۳
۱-۲-۱- شکل‌پذیری سازه‌ها	۳
۲-۲-۱- مقاومت	۴
۳-۲-۱- سختی	۵
۴-۲-۱- تغییر مکان نسبی	۶
۵-۲-۱- مفصل و لنگر خمیری	۷
۶-۲-۱- منحنی هیستریزیس و رفتار چرخه‌ای سازه‌ها	۸
۷-۲-۱- مقایسه رفتار خطی و غیرخطی در سیستم‌های سازه‌ای	۱۱
۳-۱- طراحی بر اساس ظرفیت	۱۲
۴-۱- جمع‌بندی مفاهیم	۱۴
۵-۱- ستون‌های کامپوزیت	۱۴
۱-۵-۱- مقاطع فولادی مدفون در بتن	۱۶
۲-۵-۱- مقاطع فولادی جدار نازک پر شده از بتن	۱۶
۳-۵-۱- مقاطع فولادی نیمه مدفون در بتن	۱۷
۶-۱- کاربرد ستون‌های کامپوزیت	۱۸
۱-۶-۱- ساختمان مک گراهیل - شیکاگو (۱۹۲۹)	۱۹
۲-۶-۱- برج‌های متحد در سیاتل آمریکا	۲۰

فصل دوم - پیشینه‌ی پژوهش بر روی دیوار برشی فولادی

۱-۲- پیش‌گفتار	۲۲
۲-۲- پیشینه‌ی پژوهش بر روی دیوار برشی فولادی معمولی	۲۲
۳-۲- معرفی دیوار برشی فولادی	۲۴
۴-۲- رفتار دیوار برشی فولادی تحت نیروی برشی	۲۹
۵-۲- اثر لاغری در دیوار برشی فولادی	۳۱
۶-۲- معیار طراحی دیوار برشی فولادی	۳۱
۷-۲- مودهای خرابی اصلی دیوار برشی فولادی	۳۲
۱-۷-۲- مودهای خرابی ورق دیوار برشی فولادی	۳۲

- ۳۳-۲-۷-۲- مودهای خرابی تیرهای بالا و پایین..... ۳۳
- ۳۳-۲-۷-۳- مودهای خرابی ستون‌های مرزی..... ۳۳
- ۳۴-۲-۸- ترتیب رویداد مودهای خرابی..... ۳۴
- ۳۵-۲-۹- تفاوت بین دیوار برشی فولادی و تیر ورق..... ۳۵
- ۳۶-۲-۱۰- ظرفیت برشی دیوارهای برشی فولادی..... ۳۶
- ۳۷-۲-۱۱- ظرفیت برشی - خمشی - محوری دیوار برشی فولادی..... ۳۷
- ۳۸-۲-۱۲- جزئیات اجرای دیوار برشی فولادی..... ۳۸
- ۴۰-۲-۱۳- مزایا و معایب دیوار برشی فولادی..... ۴۰
- ۴۲-۲-۱۴- تاریخچه‌ی کاربرد دیوار برشی فولادی..... ۴۲
- ۴۲-۲-۱۴-۱- ساختمان ۲۰ طبقه‌ی نیپوناستیل، توکیو، ژاپن..... ۴۲
- ۴۴-۲-۱۴-۲- ساختمان ۵۶ طبقه‌ی شینجوکو نومورا، توکیو، ژاپن..... ۴۴
- ۴۶-۲-۱۴-۳- ساختمان ۳۵ طبقه‌ی سیتی‌هال در کوبه، ژاپن..... ۴۶
- ۴۷-۲-۱۴-۴- ساختمان ۲۳ طبقه‌ی دادگاه ایالتی، سیاتل، ایالات متحده..... ۴۷
- ۴۹-۲-۱۴-۵- ساختمان ۷ طبقه ING در کبک، کانادا..... ۴۹
- ۵۰-۲-۱۴-۶- استفاده از فولاد با تنش تسلیم کم در دیوار برشی فولادی..... ۵۰
- ۵۱-۲-۱۵- پژوهش‌های گذشتگان..... ۵۱
- ۵۱-۲-۱۵-۱- تاکاهاشی و همکاران (۱۹۷۳)..... ۵۱
- ۵۲-۲-۱۵-۲- ژو و لو (۱۹۹۴)..... ۵۲
- ۵۳-۲-۱۵-۳- لوبل و رضایی (۲۰۰۰)..... ۵۳
- ۵۵-۲-۱۵-۴- آستانه اصل و ژائو (۲۰۰۱)..... ۵۵
- ۵۸-۲-۱۵-۵- بهبهانی فرد، گروندین و الوی (۲۰۰۳)..... ۵۸
- ۶۱-۲-۱۵-۶- برمن و برنئو (۲۰۰۳)..... ۶۱
- ۶۳-۲-۱۵-۷- ولادی، ارمغانی و داوران (۱۳۸۶)..... ۶۳
- ۶۸-۲-۱۶- پیشینه پژوهش دیوار برشی با ستون پر شده با بتن..... ۶۸
- ۶۹-۲-۱۶-۱- رفتار یکنواخت ستون‌های باکس پر شده با بتن (مقاومت محوری و سختی)..... ۶۹
- ۷۰-۲-۱۶-۲- مقاومت خمشی و سختی..... ۷۰
- ۷۲-۲-۱۶-۳- مقاومت تیرستون..... ۷۲
- ۷۳-۲-۱۶-۴- مقاومت پیچشی و سختی..... ۷۳
- ۷۳-۲-۱۶-۵- خزش و جمع شدگی در CFT ها..... ۷۳
- ۷۴-۲-۱۶-۶- تنش پسماند در CFT ها..... ۷۴

۷۴.....۲-۱۶-۷- رفتار چرخه‌ای باکس‌های فولادی پر شده با بتن.....

فصل سوم- راستی آزمایشی مدل سازی

۷۸.....۳-۱- پیش‌گفتار.....

۷۸.....۳-۲- نمونه‌ی آزمایشگاهی.....

۸۰.....۳-۳- مدل عددی.....

۸۰.....۳-۱-۳- انتخاب جزء.....

۸۱.....۳-۲-۳- شرایط مرزی و بارگذاری.....

۸۲.....۳-۳-۳- نقص اولیه.....

۸۳.....۳-۴- مقایسه‌ی نتایج.....

فصل چهارم- ارزیابی رفتار دیوار برشی با ستون‌های پر شده از بتن سبک و معمولی با

مقاطع مربعی و دایروی

۸۶.....۴-۱- پیش‌گفتار.....

۸۶.....۴-۲- نام‌گذاری نمونه‌ها.....

۸۸.....۴-۳- مقاطع مربعی.....

۸۹.....۴-۱-۳- سختی.....

۹۰.....۴-۲-۳- شکل‌پذیری.....

۹۲.....۴-۳-۳- مقاومت نهایی.....

۹۳.....۴-۴- مقاطع دایروی.....

۹۴.....۴-۱-۴- سختی.....

۹۵.....۴-۲-۴- جذب انرژی.....

۹۷.....۴-۳-۴- مقاومت نهایی.....

۹۸.....۴-۵- تغییر مکان وجه فشاری بال ستون مربعی.....

۱۰۲.....۴-۶- تغییر مکان وجه فشاری بال ستون دایروی.....

فصل پنجم- نتایج و پیشنهادات

۱۰۸.....۵-۱- نتایج.....

۱۱۱.....۵-۲- پیشنهادهایی برای آیندگان.....

۱۱۳..... مرجع‌ها.....

فهرست شکل‌ها

- شکل ۱-۱- منحنی ایده‌آل و واقعی نیرو - تغییر مکان یک سیستم..... ۳
- شکل ۲-۱- سطوح مختلف شکل‌پذیری سازه ۴
- شکل ۳-۱- مشخصات سازه در برابر بارهای جانبی ۵
- شکل ۴-۱- محاسبه سختی و مقاومت هر کدام از طبقات با تحلیل پوش‌آور ۶
- شکل ۵-۱- تیر دو سر مفصل تحت اثر بار افزایش ۷
- شکل ۶-۱- منحنی نیرو - جابه‌جایی وسط دهانه تیر ۸
- شکل ۷-۱- نمودار تغییرات کرنش در یک مقطع تحت اثر خمش ۸
- شکل ۸-۱- منحنی واقعی تنش - کرنش فولاد ۸
- شکل ۹-۱- منحنی هیستریزس ایده‌آل و دو منحنی دارای زوال ۹
- شکل ۱۰-۱- رفتار سازه‌ها تحت بار چرخه‌ای ۱۰
- شکل ۱۱-۱- مقایسه رفتار خطی و غیرخطی ایده‌آل سیستم‌های مقاوم ساختمانی ۱۱
- شکل ۱۲-۱- تشبیه سازه به یک زنجیر ایمن ۱۲
- شکل ۱۳-۱- عضو فیوز و مکانیزم تسلیم هدف سیستم‌های باربر جانبی ۱۳
- شکل ۱۴-۱- منحنی نیرو - تغییر شکل ۱۴
- شکل ۱۵-۱- تیپ اصلی ستون‌های کامپوزیت ۱۵
- شکل ۱۶-۱- انواع مقاطع فولادی مدفون در بتن ۱۶
- شکل ۱۷-۱- انواع مقاطع جدار نازک پر شده از بتن ۱۶
- شکل ۱۸-۱- انواع مقاطع فولادی نیمه مدفون در بتن ۱۷
- شکل ۱۹-۱- انواع مقاطع کامپوزیت لوله‌ای توخالی ۱۷

- شکل ۱-۲۰- ساختمان مک گراهیل، شیکاگو، ۱۹۲۹..... ۱۹
- شکل ۲-۱- نمایشی از دیوار برشی فولادی سخت شده و سخت نشده..... ۲۵
- شکل ۲-۲- ساده سازی سازوکار دیوار برشی فولادی..... ۲۶
- شکل ۲-۳- نیروهای داخلی دیوار برشی فولادی..... ۲۷
- شکل ۲-۴- نحوه تبدیل مکانیزم بار از برش درون صفحه و به عمل میدان کششی قطری..... ۲۹
- شکل ۲-۵- تغییرات برشی دیوار برشی فولادی در مقابل نسبت لاغری..... ۲۹
- شکل ۲-۶- مقاومت دیوار برشی فولادی..... ۳۰
- شکل ۲-۷- مودهای خرابی اصلی انواع دیوار برشی فولادی..... ۳۴
- شکل ۲-۸- نمونه‌ای از جزئیات اجرایی دیوار برشی فولادی..... ۳۸
- شکل ۲-۹- نمونه‌ای از جزئیات اجرایی دیوار برشی فولادی..... ۳۹
- شکل ۲-۱۰- نمونه‌ای از جزئیات اجرایی دیوار برشی فولادی..... ۳۹
- شکل ۲-۱۱- نحوه‌ی قرارگیری دیوار برشی برای کاهش تغییر مکان..... ۴۲
- شکل ۲-۱۲- جانمایی دیوارهای برشی فولادی در پلان ساختمان نیپوناستیل..... ۴۳
- شکل ۲-۱۳- نمایشی از سخت کننده‌های قائم و افقی دیوار برشی فولادی در ساختمان نیپوناستیل... ۴۳
- شکل ۲-۱۴- نمایشی از ساختمان نیپوناستیل..... ۴۴
- شکل ۲-۱۵- نمای ساختمان ۵۶ طبقه‌ی شینجو کونومورا در توکیو..... ۴۵
- شکل ۲-۱۶- پلان و برشی از ساختمان شینجو کونومورا..... ۴۵
- شکل ۲-۱۷- نمای ساختمان سیتی‌هال پیش (راست) و پس (چپ) از زلزله‌ی ۱۹۹۵ کوبه..... ۴۶
- شکل ۲-۱۸- جانمایی دیوارهای برشی در پلان (چپ) و نمایشی از قاب‌های فولادی (راست) ساختمان سیتی‌هال..... ۴۷
- شکل ۲-۱۹- سیستم سازه‌ای برای ساختمان دادگاه ایالتی، سیاتل..... ۴۸
- شکل ۲-۲۰- هسته با ستون‌های کامپوزیت پر شده با بتن، دادگاه ایالتی سیاتل..... ۴۸
- شکل ۲-۲۱- نمای ساختمان دادگاه ایالتی آمریکا، سیاتل..... ۴۸

- شکل ۲-۲۲- هسته‌ی مرکزی دیوار برشی ساختمان ING و وصله‌ی تیرها و ورق جان دیوار ۴۹
- شکل ۲-۲۳- جزئیات دیوار برشی ساختمان ING ۴۹
- شکل ۲-۲۴- اتصال دیوار به فنداسیون، ساختمان ING ۵۰
- شکل ۲-۲۵- ساختمان ۳۱ طبقه در ژاپن با دیوار برشی فولادی LYS ۵۱
- شکل ۲-۲۶- نمونه‌ی آزمایش شده و منحنی هیستریزس حاصل از آزمایش اول ۵۴
- شکل ۲-۲۷- نمونه‌ی آزمایش شده و منحنی هیستریزس حاصل از آزمایش دوم ۵۴
- شکل ۲-۲۸- ناپایداری موضعی ستون‌های طبقه اول ۵۵
- شکل ۲-۲۹- تنظیمات آزمایش و نمونه‌ی اول ۵۶
- شکل ۲-۳۰- مشخصات نمونه‌ی آزمایش شده و وصله‌های پیچی ۵۷
- شکل ۲-۳۱- نمونه‌ی اول پس از آزمایش و منحنی هیستریزس ۵۷
- شکل ۲-۳۲- نمونه‌ی دوم در حین آزمایش و در پایان آزمایش ۵۸
- شکل ۲-۳۳- منحنی‌های هیستریزس نمونه‌ی دوم ۵۸
- شکل ۲-۳۴- شماتیک نمونه‌ی سه طبقه ۵۹
- شکل ۲-۳۵- منحنی‌های هیستریزس در طبقات ۶۰
- شکل ۲-۳۶- نمونه در پایان آزمایش، پارگی در ورق کمانش موضعی ستون ۶۱
- شکل ۲-۳۷- نمونه با ورق گالوانیزه قبل از آزمایش ۶۲
- شکل ۲-۳۸- منحنی هیستریزس دیوار و قاب نمونه با ورق گالوانیزه ۶۲
- شکل ۲-۳۹- منحنی هیستریزس نمونه با ورق گالوانیزه ۶۳
- شکل ۲-۴۰- کمانش ورق در دررفت ۱/۸۲ درصد و پارگی ورق در دررفت ۳/۰۷ درصد ۶۳
- شکل ۲-۴۱- مشخصات هندسی دو نمونه‌ی عریض با ضخامت ۰/۷ و ۱ میلی‌متر ۶۴
- شکل ۲-۴۲- مشخصات هندسی دو نمونه‌ی مربعی با ضخامت ۰/۷ و ۱ میلی‌متر ۶۴
- شکل ۲-۴۳- مشخصات هندسی دو نمونه‌ی بلند با ضخامت ۰/۷ و ۱ میلی‌متر ۶۵
- شکل ۲-۴۴- منحنی تنش - کرنش ورق‌ها ۶۵

- شکل ۲-۴۵ منحنی هیستریزیس نمونه‌ی عریض با ضخامت 0.7 MM (سمت چپ) و با ضخامت 1 MM (سمت راست)..... ۶۶
- شکل ۲-۴۶ منحنی هیستریزیس نمونه‌ی مربعی با ضخامت 0.7 MM (سمت چپ) و با ضخامت 1 MM (سمت راست)..... ۶۷
- شکل ۲-۴۷ - منحنی هیستریزیس نمونه‌ی بلند با ضخامت 0.7 MM (سمت چپ) و با ضخامت 1 MM (سمت راست)..... ۶۷
- شکل ۲-۴۸- پلان سازه سه بعدی بادبندی نشده (شماتیک دیاگرام یک سازه باسیستم قاب خمشی مرکب پر شده با بتن)..... ۶۸
- نمودار ۲-۴۹- مقاومت مقطع ستون پر شده با بتن نرمال شده..... ۷۲
- نمودار ۲-۵۰- منحنی رفتار هیستریزیس بار - تغییر مکان ستون CFT..... ۷۵
- شکل ۳-۱- ابعاد و اندازه دیواربرشی فولادی با مقاطع پر شده با بتن مدل لی و همکاران..... ۷۹
- شکل ۳-۲- ابعاد مقاطع کاهش داده شده در تیرها..... ۷۹
- شکل ۳-۳- نحوه‌ی جلوگیری از تغییر جهت قاب در خارج صفحه..... ۸۲
- شکل ۳-۴- اعمال نقص اولیه و مود اول کمانش..... ۸۳
- شکل ۳-۵- نمودار هیستریزیس آزمایشگاهی و دیاگرام مدل اجزای محدود لی و همکاران..... ۸۴
- شکل ۳-۶- نحوه‌ی کمانش ورق و تشکیل مفصل پلاستیک در نمونه‌ی آزمایشگاهی و مدل اجزای محدود..... ۸۴
- شکل ۴-۱- مدل سازی نمونه‌ها در نرم افزار و نحوه‌ی تشکیل تنش‌ها..... ۸۸
- شکل ۴-۲- مقایسه نمودار سختی نمونه‌ها با ستون مقاطع مربعی..... ۸۹
- شکل ۴-۳- نمودار پوش آور (بار - تغییر مکان) نمونه‌ها با مقاطع مربعی..... ۹۱
- شکل ۴-۴- نمودار (اتلاف انرژی) نمونه‌ها با مقطع مربعی تحت جابه‌جایی هدف..... ۹۱
- شکل ۴-۵- نمودار مقاومت نهایی نمونه‌ها با ستون مقاطع مربعی..... ۹۳
- شکل ۴-۶- مدل سازی نمونه‌های ستون دایروی در نرم افزار و نحوه‌ی تشکیل تنش‌ها..... ۹۴
- شکل ۴-۷- مقایسه نمودار سختی نمونه‌ها با ستون مقاطع دایروی..... ۹۵

- شکل ۴-۸- نمودار پوش آور (بار - تغییر مکان) نمونه‌ها با مقاطع دایروی ۹۶
- شکل ۴-۹- نمودار مساحت زیر نمودار (اتلاف انرژی) نمونه‌ها با مقطع دایروی تحت جابه‌جایی هدف ۹۷
- شکل ۴-۱۰- نمودار مقاومت نهایی نمونه‌ها با ستون مقاطع دایروی ۹۸
- شکل ۴-۱۱- تنش‌های وارده به وجه فشاری ستون در نمونه‌ی NCB-13 ۹۹
- شکل ۴-۱۲- نحوه تعریف و فواصل نقاط در وجه فشاری ستون مربعی ۹۹
- شکل ۴-۱۳- نمودار تغییر مکان وجه فشاری ستون در ۵ نقطه تعریف شده در نمونه‌ی WCB-13 .. ۱۰۰
- شکل ۴-۱۴- تنش‌های وارده به وجه فشاری ستون در نمونه‌ی NCB-13 ۹۹
- شکل ۴-۱۵- نمودار تغییر مکان وجه فشاری ستون در ۵ نقطه تعریف شده در نمونه‌ی LCB-13 ۱۰۱
- شکل ۴-۱۶- نمودار تغییر مکان وجه فشاری ستون در ۵ نقطه تعریف شده در نمونه‌ی WCB-13 ... ۱۰۱
- شکل ۴-۱۷- مقایسه‌ی تغییرات جابه‌جایی نقاط در وجه داخلی ستون مربعی تحت فشار در ۳ نمونه با بتن معمولی و سبک و بدون بتن ۱۰۲
- شکل ۴-۱۸- نحوه‌ی تعریف و فواصل نقاط در وجه فشاری نمونه‌ی NCC-20 ۱۰۲
- شکل ۴-۱۹- تنش‌های وارده به وجه فشاری ستون در نمونه‌ی NCC-20 ۱۰۳
- شکل ۴-۲۰- تنش‌های وارده به وجه فشاری ستون در نمونه‌ی WCC-20 ۱۰۳
- شکل ۴-۲۱- نمودار تغییر مکان وجه فشاری ستون در ۵ نقطه تعریف شده در نمونه‌ی NCC-20 .. ۱۰۴
- شکل ۴-۲۲- نمودار تغییر مکان وجه فشاری ستون در ۵ نقطه تعریف شده در نمونه‌ی WCC-20 . ۱۰۴
- شکل ۴-۲۳- نمودار تغییر مکان وجه فشاری ستون در ۵ نقطه تعریف شده در نمونه‌ی LCC-20 .. ۱۰۴
- شکل ۴-۲۴- مقایسه‌ی تغییرات جابه‌جایی نقاط در وجه داخلی ستون تحت فشار در ۳ نمونه با بتن معمولی و سبک و بدون بتن ۱۰۵
- شکل ۴-۲۵- مقایسه‌ی تغییرات جابه‌جایی نقاط در وجه داخلی ستون تحت فشار در دو نمونه با ستون دایروی و مربعی با بتن معمولی و سبک و بدون بتن ۱۰۶

فهرست جدول‌ها

جدول ۱-۳- مشخصات مصالح دیوار برشی فولادی ۷۹

جدول ۱-۴- مشخصات نمونه‌های مدل شده در نرم‌افزار جزء محدود ۸۷

فصل یکم

مفاهیم لرزه‌ای و معرفی سامانه

۱-۱- پیش‌گفتار

نیروهای جانبی وارده بر سازه‌ها همچون نیروی باد یا زلزله به روش‌های مختلفی تحمل می‌شوند. در این میان نیروی زلزله دارای آثار به مراتب شدیدتر و پیچیده‌تری نسبت به سایر نیروها است. از عناصر مقاوم رایج در برابر این گونه نیروها می‌توان قاب‌های خمشی، دیوارهای برشی یا ترکیبی از آن دو را نام برد. استفاده از قاب‌های خمشی در برابر نیروهای جانبی نیاز به در نظر گرفتن جزئیات و ضوابط ویژه‌ای است. از دیدگاه اجرایی کاربرد این گونه عناصر چالش‌برانگیز و دشوار می‌باشد. به لحاظ اقتصادی، به‌کارگیری دیوارهای برشی بهینه‌تر از دیگر سامانه‌ها^۱ است، زیرا سبب کاهش مقاطع ستون‌ها و تیرها و کاهش هزینه‌های ساخت‌وساز می‌شود. افزون بر این، در سازه‌های بلندمرتبه دیگر قاب‌ها در تحمل نیروهای جانبی چندان کارآمد نخواهند بود. بنابراین پرداختن به دیوارهای برشی می‌تواند راهبردی هوشمندانه در راستای بهبود کارکرد سازه‌ها و بهینه‌سازی مقاطع باشد. از میان انواع مختلف دیوارهای برشی، دیوارهای برشی فولادی از جمله سامانه‌های باربر جانبی نوپدید هستند که کارکرد آن‌ها توجه پژوهشگران را به خود جلب کرده است. این دیوارها در مقایسه با سایر سامانه‌های مقاوم در برابر بارهای جانبی مانند بادبندها و دیوارهای برشی بتنی دارای سختی و مقاومتی در خور نگرشی است به‌طوری‌که کاربرد آن‌ها در مناطق لرزه‌خیز جهان مانند ایالات متحده و ژاپن رو به گسترش است. امروزه استفاده از ستون‌های کامپوزیتی به دلیل رفتار مناسب افزایش چشم‌گیری داشته است.

در این فصل ابتدا کلیاتی در مورد مفاهیم لرزه‌ای بیان خواهد شد و در ادامه، برای آشنایی بیشتر با چهارچوب و سازو نهاد پایان‌نامه، توضیح مختصری در مورد دیوارهای برشی فولادی با انواع مقاطع ستون معمولی و کامپوزیتی و استفاده از ویژگی‌های آن مطرح می‌گردد. سپس، رویکرد پژوهش و

1-system

اهداف آن ارائه خواهد شد. شایان ذکر است که تمامی موارد ذکر شده با دیدگاهی جامع تر و کامل تر در فصل‌های بعدی بررسی خواهد شد.

۲-۱- مفاهیم لرزه‌ای

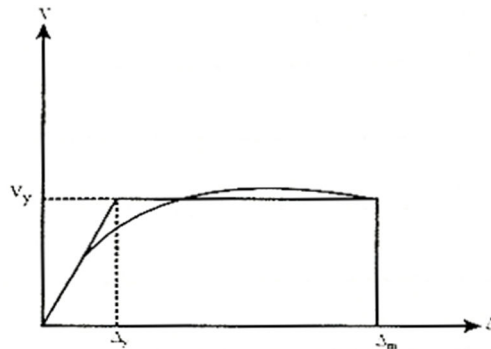
۱-۲-۱- شکل پذیری سازه‌ها

به‌طور معمول می‌توان منحنی برش پایه^۱ - تغییرمکان سازه‌ها را با یک نمودار دو خطی ایده‌آل ارتجاعی - خمیری جایگزین نمود. این نوع ساده‌سازی در سازه‌های معمول تقریب قابل قبولی دارد. در یک سیستم یک درجه آزادی نسبت تغییرمکان جانبی حداکثر (Δ_m) به تغییرمکان جانبی تسلیم (Δ_y) ضریب شکل‌پذیری^۲ نامیده می‌شود و به‌صورت زیر بیان می‌گردد [۱].

(۱-۱)

$$\mu = \frac{\Delta_m}{\Delta_y}$$

پارامترهای فوق در شکل ۱-۱ مشخص گردیده است.

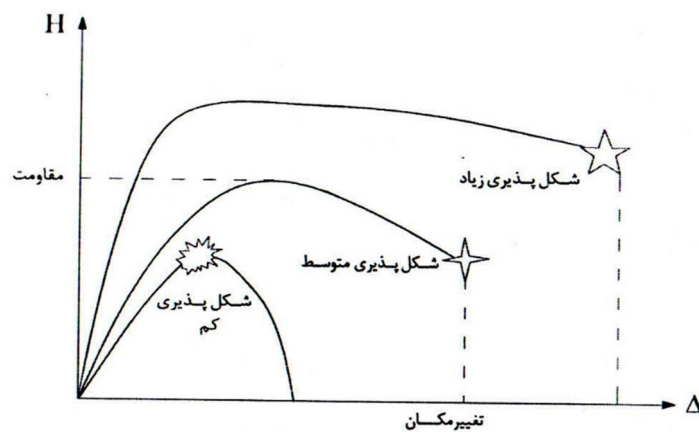


شکل ۱-۱- منحنی ایده‌آل و واقعی نیرو - تغییرمکان یک سیستم [۱]

در واقع ضریب شکل‌پذیری (μ) بیان‌گر میزان ورود سازه در ناحیه خمیری است. در سازه‌های چند درجه آزادی تعریف ضریب شکل‌پذیری قدری مشکل‌تر است، چون در این نوع سازه‌ها برای

1- Base Sheare
2-Ductility

هر درجه آزادی می توان ضریب شکل پذیری جداگانه ای تعریف نمود. پوپوف^۱، شکل پذیری یک قاب را به صورت نسبت تغییرمکان حداکثر به تغییرمکان تسلیم در بالاترین نقطه سازه پیشنهاد کرده است. به طور خلاصه می توان گفت هر چه تغییرمکان یک سازه بعد از تسلیم و قبل از انهدام بیشتر باشد. شکل پذیری آن بیشتر است. جهت کاهش نیروهای جانبی وارده به سازه و ایجاد طرحی اقتصادی از طریق جذب و استهلاک انرژی در ناحیه خمیری باید این مشخصه را تا مقدار مورد نیاز افزایش داد. با توجه به این موضوع که حرکات زلزله به صورت رفت و برگشتی بوده و سازه می تواند در هر سیکل مقداری از انرژی زلزله را به صورت هیستریزیس مستهلک نماید. در شکل ۱-۲ سطوح متفاوتی از شکل پذیری سازه نشان داده شده است [۱].

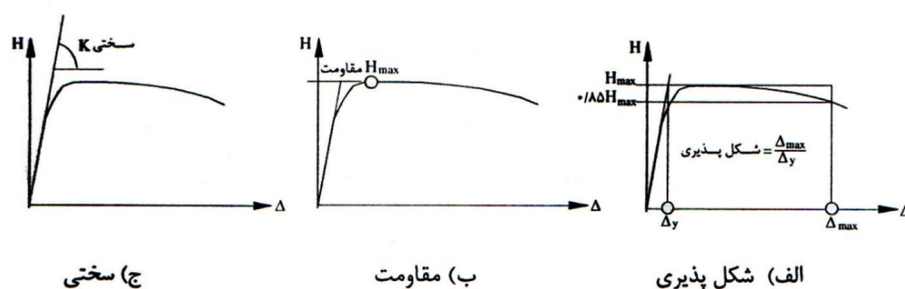


شکل ۱-۲- سطوح مختلف شکل پذیری سازه [۴۴]

۱-۲-۲- مقاومت

مقاومت به عنوان یک معیار ناکافی در طراحی لرزه ای است که جهت کنترل تنش های ایجاد شده در سازه به کار می رود تا ایمنی کلی سازه ای به مخاطره نیافتد. معیار مقاومت به دو صورت معیار تسلیم و معیار خمیری شدن می تواند در طراحی سازه ها به کار رود. تنش های سازه در معیار

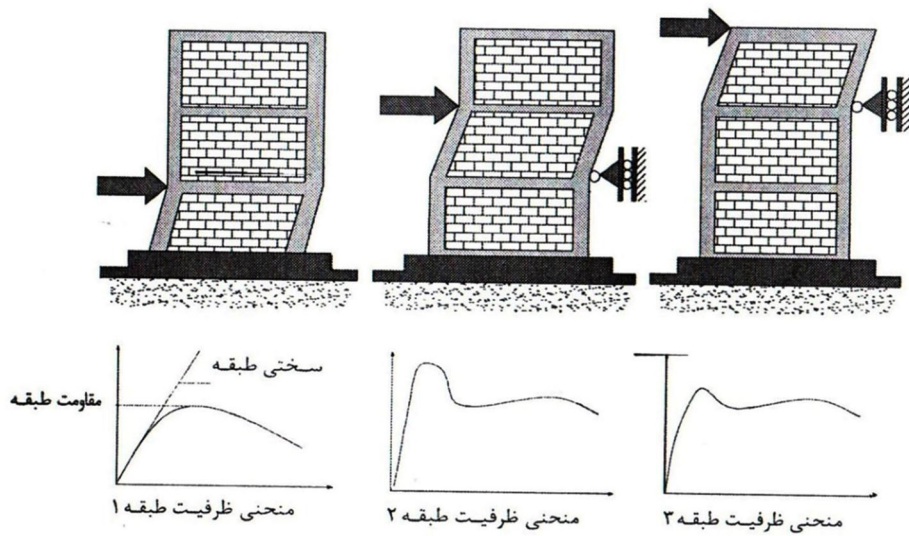
مقاومت نباید از حد مقاومت نهایی مصالح بالاتر روند. در شکل ۳-۱ سه مفهوم شکل پذیری، مقاومت و سختی نشان داده شده است [۴۴].



شکل ۳-۱- مشخصات سازه در برابر بارهای جانبی [۴۴]

۳-۲-۱- سختی

سختی یکی از پارامترهای مهم طراحی سازه در برابر بارهای جانبی است. شیب خط منحنی نیرو - تغییرمکان برابر با سختی می‌باشد. به بیان دیگر سختی برابر است با مقدار نیرو به ازای تغییرمکان واحد. برای محدود کردن تغییرمکان نسبی طبقات در حد بهره‌برداری در زلزله‌های خفیف، جلوگیری از تغییرمکان زیاد طبقات در زلزله‌های متوسط و شدید، کاهش اثرات $P - \Delta$ و کنترل تنش‌های سازه، سختی باید تا حد موردنیاز افزایش یابد. افزایش سختی موجب کاهش زمان تناوب سازه می‌شود از این رو با توجه به طیف شتاب زلزله افزایش سختی روی نیروهای زلزله گاهی فزاینده و گاهی کاهنده می‌باشد، اما افزایش سختی روی جابه‌جایی‌ها اغلب اثری کاهنده دارد، به همین سبب اعضای غیرسازه‌ای مانند تیغه‌ها و میان‌قاب‌ها سختی و مقاومت سازه را افزایش داده و باعث تغییر در نیروهای زلزله و جابه‌جایی‌های سازه می‌شوند. تأثیر اعضای غیرسازه‌ای بر نیروهای زلزله نامشخص می‌باشد اما تقریباً همیشه باعث کاهش جابه‌جایی‌ها شده و نقش موثری در پایداری سازه دارند البته آثار نامطلوب ناسازه‌ها نظیر سختی نامتقارن که موجب پیچش و افزایش لنگر واژگونی سازه می‌شود، باید مورد بررسی قرار گیرد. در شکل ۴-۱ منحنی ظرفیت هر کدام از طبقات سازه و نحوه محاسبه سختی هر طبقه در صورت وجود میان‌قاب‌ها نشان داده شده است [۴۴].



شکل ۱-۴- محاسبه سختی و مقاومت هر کدام از طبقات با تحلیل پوش آور [۴۴]

۴-۲-۱- تغییر مکان نسبی

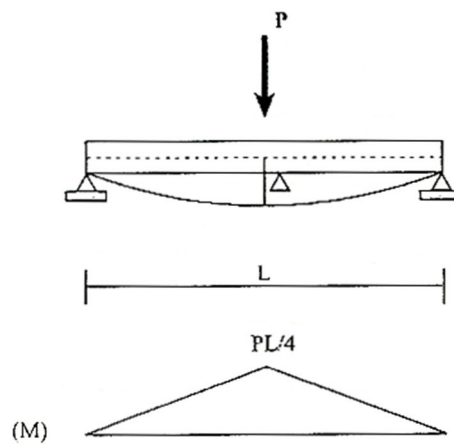
تغییر مکان های جانبی سازه در اثر بارهای جانبی از نظر پایداری سازه، خسارات وارده به اجزای غیر سازه ای و آسایش ساکنین حائز اهمیت می باشند. اختلاف تغییر مکان دو طبقه یا تغییر مکان نسبی از اهمیت بیشتری نسبت به تغییر مکان مطلق هر طبقه برخوردار است. کنترل تغییر- مکان ها در سازه های بلند معمولاً حاکم بر طراحی می باشد. تغییر مکان نسبی طبقه^۱ برابر است با تغییر مکان جانبی یک کف نسبت به کف پایین آن. نسبت تغییر مکان طبقه^۲ برابر است با تغییر- مکان نسبی طبقه به ارتفاع طبقه. مزیت استفاده از نسبت در یافت آن است که حالت تغییر شکلی ساختمان را با هر نوع تغییرات نامنظمی در ارتفاع بهتر بیان می کند [۴۴].

1-Drift
2-Drift ratio

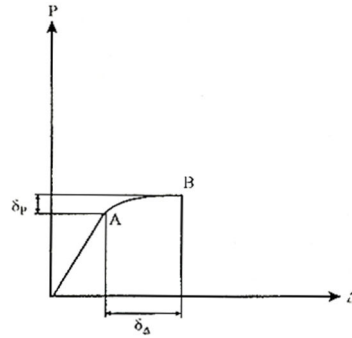
۵-۲-۱- مفصل و لنگر خمیری

مفصل خمیری^۱ در یک قطعه به حالتی گفته می شود که در آن (یا مقطعی از آن) با افزایش بسیار اندک نیرو، تغییرشکل قابل توجهی ایجاد شود. به عنوان مثال اگر یک تیر ساده، تحت اثر بار افزایشی قرار گیرد، منحنی نیرو - تغییرمکان آن مانند شکل ۵-۱ خواهد بود [۱].

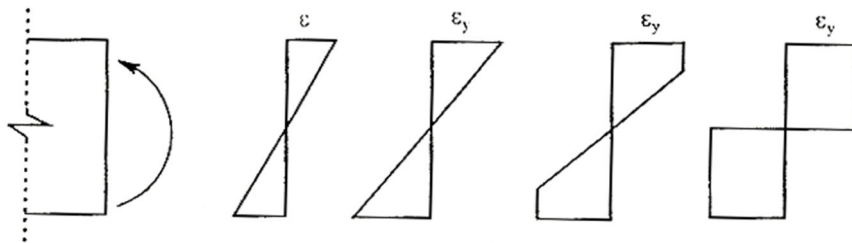
همان گونه که در شکل ۶-۱ مشاهده می شود در ناحیه AB، تغییرمکان تیر افزایش قابل توجهی می یابد در حالی که بار وارده آن چنان افزایش نیافته است. این بدان مفهوم است که با افزایش بارهای خارجی، لنگر خمشی در مقطع مورد نظر زیاد شده و به تدریج تارهای انتهایی مقطع وارد مرحله تسلیم می شوند. با افزایش بار تمامی تارهای مقطع تسلیم شده و به این ترتیب مقطع خمیری کامل و مفصل خمیری تشکیل می گردد. لنگر ایجاد شده در این مقطع که تا زمان انهدام تقریباً ثابت باقی می ماند لنگر خمیری MP نامیده می شود (شکل ۷-۱) [۱].



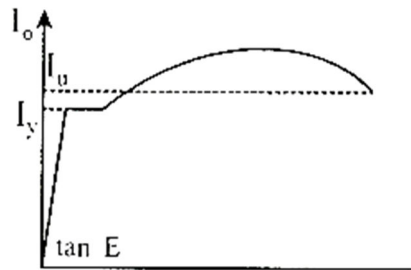
شکل ۵-۱- تیر دو سر مفصل تحت اثر بار افزایش [۱]



شکل ۶-۱ - منحنی نیرو - جابه‌جایی وسط دهانه تیر [۱]



شکل ۷-۱ - نمودار تغییرات کرنش در یک مقطع تحت اثر خمش [۱]



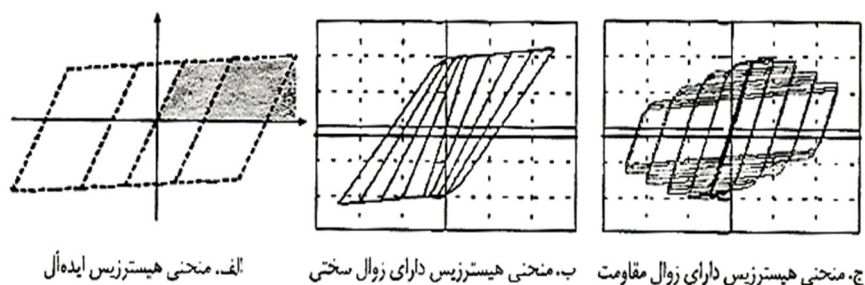
شکل ۸-۱ - منحنی واقعی تنش - کرنش فولاد [۱]

۶-۲-۱- منحنی هیستریزیس^۱ و رفتار چرخه‌ای سازه‌ها

به منظور جلوگیری از طراحی مقاطع غیراقتصادی لازم است که با شناخت کافی از رفتار خمیری مصالح از این توانایی آن‌ها در طراحی استفاده گردد. در انتهای ناحیه غیرخطی نمودار تنش - کرنش، مصالح به حد گسیختگی می‌رسد که به این حد، حد نهایی یا نقطه انهدام مصالح گویند. اگر یک میله را تحت کشش محوری رفت و برگشتی قرار دهیم، منحنی مطلوب ارتجاعی

1-Hysteresis

خمیری نیرو - تغییر مکان آن به صورت شکل ۹-۱ است. کل انرژی انتقالی به میله سطح دوزنقه است که سطح مثلث بیان گر انرژی است که در اثر باربرداری برگشت داده شده و سطح متوازی الاضلاع باقیمانده بیان گر انرژی جذب شده توسط عضو می باشد. هر چه سطح متوازی الاضلاع بزرگ تر باشد نشان گر جذب انرژی بیشتر توسط سیستم است (شکل ۹-۱) [۱].



شکل ۹-۱- منحنی هیستریزس ایده‌آل و دو منحنی دارای زوال [۱]

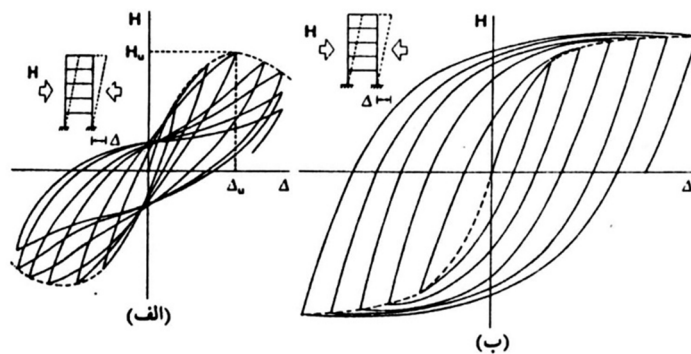
در صورت تکرار این منحنی برای چند سیکل می توان اطلاعات مختلفی از منحنی حاصل برداشت کرد که عبارتند از:

- ۱- میزان جذب انرژی سیستم (با توجه به سطح محدود به منحنی‌ها)
- ۲- سختی سازه در هر دوره از بارگذاری (در صورتی که سختی سازه در دوره‌های بارگذاری متوالی کاهش یابد، سیستم دارای زوال سختی می باشد).
- ۳- مقدار مقاومت سازه در هر دوره بارگذاری (در صورتی که نقطه انتهایی متناظر با مقاومت سازه در دوره‌های بارگذاری متوالی کاهش یابد، سیستم دارای زوال مقاومت می باشد)
- ۴- شکل پذیری سیستم در مدت عملکرد زلزله
- ۵- تعداد حداکثر دوره‌های رفت و برگشت

لذا ملاحظه می گردد که دیاگرام هیستریزیس جهت بررسی و شناخت رفتار لرزه ای سازه ها از اهمیت ویژه ای برخوردار است و در مدل سازی تحلیلی و یا آزمایشگاهی، این منحنی به عنوان معیاری برای سنجش رفتار دستگانه به کار می رود.

از اتصال نقاط اوج منحنی ها در یک مجموعه منحنی بارگذاری و باربرداری، منحنی پوش هیستریزیس (منحنی اسکلتون^۱) به دست می آید (شکل ۱-۱۰).

به طور معمول اگر بارگذاری به صورت افزایشی و یک طرفه انجام شود، منحنی برش پایه - تغییر مکان حاصل با تقریب مناسبی منطبق بر منحنی اسکلتون خواهد بود [۱].



ب - رفتار مناسب

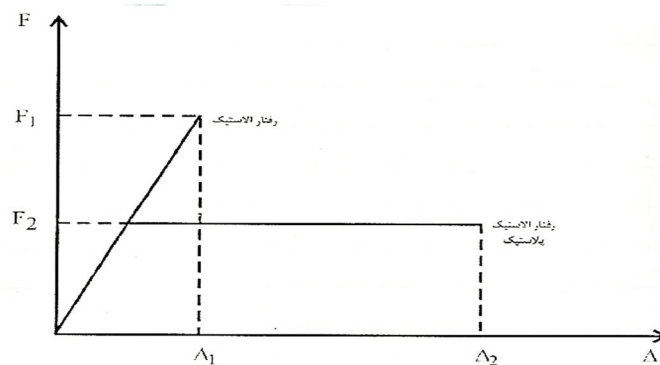
الف - رفتار نامناسب

شکل ۱-۱۰- رفتار سازه ها تحت بار چرخه ای [۱]

۷-۲-۱- مقایسه رفتار خطی و غیر خطی در سیستم‌های سازه‌ای

شکل ۱-۱۱ دو نوع رفتار سازه‌ای را نشان می‌دهد. از مقایسه دو نوع رفتار خطی و غیر خطی این نتیجه به دست می‌آید که اگر یک سیستم با رفتار خطی بخواهد انرژی زلزله را جذب کند باید دارای ظرفیت باربری به اندازه F_1 باشد، در این صورت سازه تغییر مکان ماکزیممی برابر Δ_1 را تجربه خواهد کرد.

در سیستم غیر خطی با حد جاری شدن F_2 ، سیستم سازه‌ای باید برای نیروی F_2 طراحی گردد ولی تغییر مکان Δ_2 را تجربه خواهد کرد [۱].



شکل ۱-۱۱- مقایسه رفتار خطی و غیر خطی ایده‌آل سیستم‌های مقاوم ساختمانی [۱]

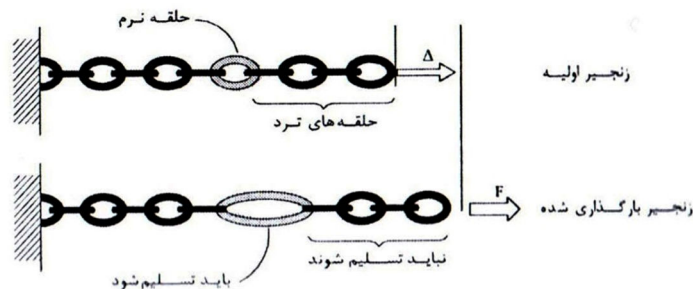
همان‌طور که در شکل ملاحظه می‌گردد، F_2 کوچک‌تر از F_1 می‌باشد ولی Δ_2 بزرگ‌تر از Δ_1 است.

در سیستم با رفتار خطی همه تغییر شکل‌های ارتجاعی هستند، ولی در سیستم غیر خطی، قسمتی از تغییر شکل‌ها ارتجاعی و بخش دیگر غیر ارتجاعی هستند. طراحی سازه برای نیروی کمتر F_2 منجر به اقتصادی شدن مقاطع می‌گردد. هم‌اکنون روش توصیه شده در همه آئین‌نامه‌ها بر این مبنا استوار است که سازه براساس نیروهای کمتر (کاهش یافته) طراحی گردد و با ارائه روش‌ها و جزئیات خاص امکان پذیرش تغییر شکل‌های غیر خطی بزرگ‌تر (Δ_2) در سازه ایجاد شود. لذا طراحی شکل‌پذیر سازه‌ها را

می توان به این ترتیب خلاصه کرد که در این روش، طراحی سازه بر مبنای نیروهای کمتری انجام می گردد ولی باید با تدابیر ویژه امکان پذیرش تغییر مکان های زیاد در اعضا را ایجاد کرد [۱].

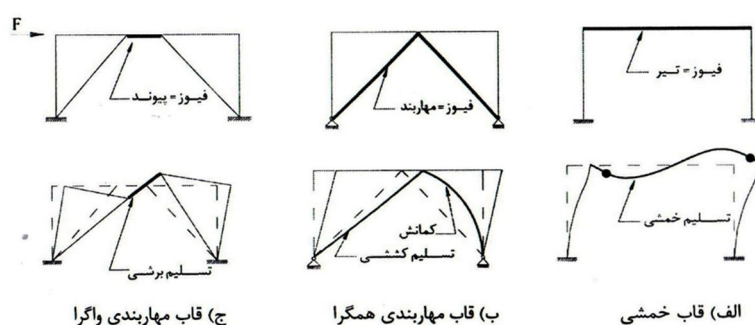
۱-۳- طراحی بر اساس ظرفیت

امروزه در اغلب آیین نامه ها طراحی لرزه ای سازه ها مبتنی بر روش طراحی بر اساس ظرفیت^۱ می باشد. در این روش نخست یک عضو به عنوان فیوز سازه انتخاب شده و بقیه اعضا بر اساس فیوز و تحت امر آن طراحی می گردند. طراحی بر اساس ظرفیت در واقع شکل پذیری عضو را با شکل پذیری سیستم برابر جانبی لرزه ای مرتبط می سازد. در این روش طراحی، ظرفیت سازه به یک زنجیر تشبیه می گردد که دارای ۲ نوع حلقه است. حلقه های ترد ارتجاعی و حلقه های نرم یا شکل پذیر (فیوز) که می توانند تسلیم شوند شکل ۱-۱۲ مقاومت حلقه ای شکل پذیر به مانند یک فیوز چنان است که باعث می شود فرایند تسلیم به طور هدایت شده در این حلقه ها متمرکز گردد و اجازه نمی دهد نیرویی بیشتر از نیروی تسلیم (P_y) به سایر حلقه ها انتقال یابد که در این صورت سایر حلقه ها تحت فرمان فیوز و در امنیت نیرویی قرار می گیرند و در آن ها نیرویی بیشتر از (P_y) نمی تواند ایجاد شود [۴۴].



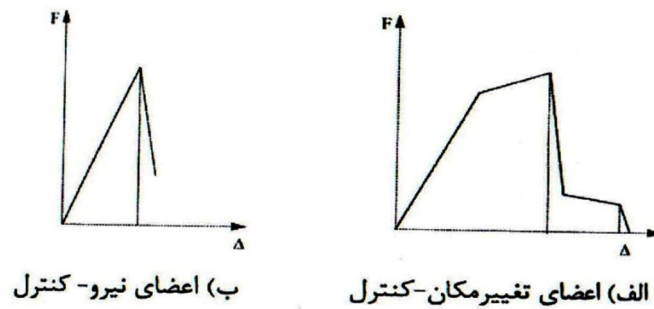
شکل ۱-۱۲- تشبیه سازه به یک زنجیر ایمن [۴۴]

در حلقه شکل پذیر بایستی نسبت به جزئیات بندی^۱ مناسب، جلوگیری از کمانش موضعی و کمانش کلی اعضا دقت ویژه ای شود. چون تغییر مکان حلقه شکل پذیر معرف میزان جذب و استهلاک انرژی در آن می باشد، به آن عضو تغییر مکان-کنترل^۲ می گویند. تیر در قاب خمشی، مهاربند در قاب مهاربندی همگرا و تیر پیوند در قاب مهاربندی واگرا نمونه هایی از اعضای تغییر مکان-کنترل هستند. در شکل ۱-۱۳ اعضای فیوز (تغییر مکان-کنترل) و مکانیزم هدف برخی از سیستم های باربر جانبی نشان داده شده است [۴۴].



شکل ۱-۱۳ - عضو فیوز و مکانیزم تسلیم هدف سیستم های باربر جانبی [۴۴]

حلقه های ترد باید برای نیرویی بزرگ تر از نیروی تسلیم P_y طراحی شوند این اعضا باید طوری طراحی شوند که تحت بار زلزله از حوزه ارتجاعی خارج نشوند و از زلزله آسیب نبینند و فراهم نمودن شکل پذیری برای آن ها الزامی نیست. به این حلقه های ترد که دارای عملکرد ارتجاعی بوده و نیرو در آن ها تابع نیرو در حلقه های شکل پذیر می باشد، اعضای نیرو-کنترل می گویند. به عنوان نمونه عضو مهاربند در قاب مهاربندی واگرا از اعضای نیرو-کنترل محسوب می شود. عضو مهاربند در قاب همگرا تغییر مکان-کنترل می باشد. در شکل ۱-۱۴ منحنی نیرو-تغییر شکل اعضای نیرویی و تغییر مکان نشان داده شده است [۴۴].



شکل ۱-۱۴- منحنی نیرو - تغییر شکل [۴۴]

۴-۱- جمع بندی مفاهیم

رفتار شکل پذیر می تواند توسط شکست های موضعی ناگهانی و ناپایداری های دینامیکی تحت تأثیر قرار گیرد. با توجه به امکانات و روش های طراحی موجود معیارهای طراحی عموماً مبتنی بر روش های استاتیکی و یا دینامیکی خطی هستند. پارامترهای کنترل کننده به جای شکل پذیری مورد نیاز، نیروهای اعضاء و تغییر مکان های جانبی هستند. لذا می توان این گونه نتیجه گرفت که برای یک سازه مقاوم در برابر زلزله باید سه عامل مقاومت، سختی و شکل پذیری در معادله عمومی طراحی (ظرفیت < نیاز) صدق کند. تأمین نشدن هر یک از سه عامل فوق باعث ایمن نبودن سازه در برابر زلزله خواهد شد.

۵-۱- ستون های کامپوزیت

استفاده از ستون های کامپوزیت ۱ به اوایل سال ۱۹۰۰ میلادی بر می گردد، که با ساخت پل ها و ساختمان ها با اعضا ترکیبی شروع شد و امروزه به شکل های مختلفی از مقاطع کامپوزیت قابل استفاده می باشد. گسترش روز افزون ستون های کامپوزیت به خاطر بهبود رفتار ستون در اثر ترکیب خوب بتن و فولاد است که عملکرد بهتر و صرفه اقتصادی بیشتر را در پی دارد.

طبق تعریف ستون کامپوزیت به ستونی گفته می‌شود که از ویژگی‌های بتن و فولاد با هم بهره ببرد. به بیان دیگر ستون کامپوزیت مزایای هر دو مصالح را دارا بوده و از طرفی معایب آن را جبران می‌کند. ستون‌های کامپوزیت کمانش موضعی را به دلیل مقاومت بتن به تاخیر انداخته و از طرفی مقاومت آن‌ها به دلیل وجود تماس بین فولاد و بتن از ستون‌های بتن آرمه بیشتر است. یکی دیگر از خواص این المان‌ها، کاهش سطح مقطع آن‌ها نسبت به ستون‌های بتنی و افزایش مقاومت آن‌ها در برابر آتش-سوزی نسبت به ستون‌های فولادی می‌باشد. از معایب این ستون‌ها می‌توان به افزایش قیمت و اجرای سخت آن‌ها اشاره کرد.

امروزه ستون‌های کامپوزیت با نام‌های مختلفی شناخته می‌شوند و در شکل‌ها و انواع گوناگونی قابل استفاده هستند که بسته به نوع شرایط می‌توان از مقطع کامپوزیت مناسب استفاده نمود.

- مقاطع فولادی مدفون در بتن^۱ (FEC) (شکل ۱-۱۵ (۱))
- مقطع فولادی جدار نازک پر شده از بتن^۲ (HSS , CFST) (شکل ۱-۱۵ (۲))
- مقاطع فولادی نیمه مدفون در بتن^۳ (PEC) (شکل ۱-۱۵ (۳))

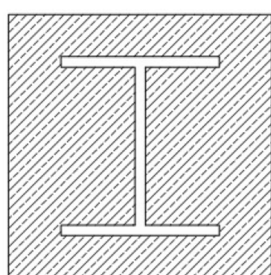


fig (1)

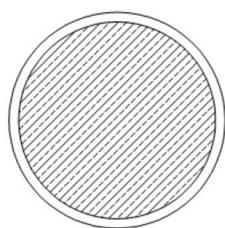


fig (2)

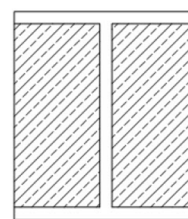


fig (3)

شکل ۱-۱۵- تیپ اصلی ستون‌های کامپوزیت [۳]

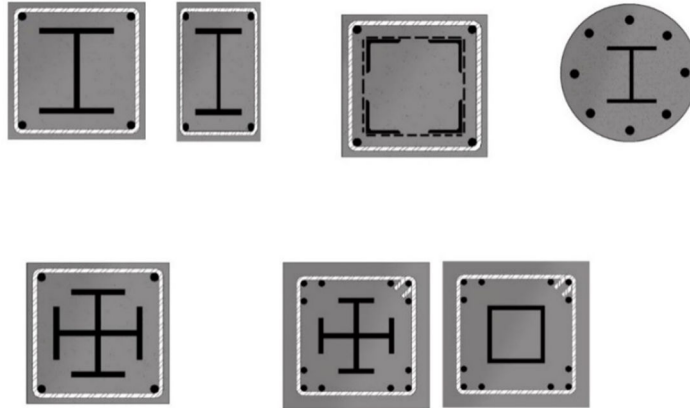
1- Fully Encased Composite Column

2-Concerete Filled Steel Tube , Hollow Structural Sections

3- Partially Encased Composite Colum

۱-۵-۱- مقاطع فولادی مدفون در بتن

همان‌طور که در این بخش معرفی شد، در گذشته از این نوع ستون‌ها، برای مقابله در برابر آتش-سوزی استفاده می‌شد. شکل ۱-۱۶ انواع مقاطع فولادی مدفون در بتن را نشان می‌دهد.

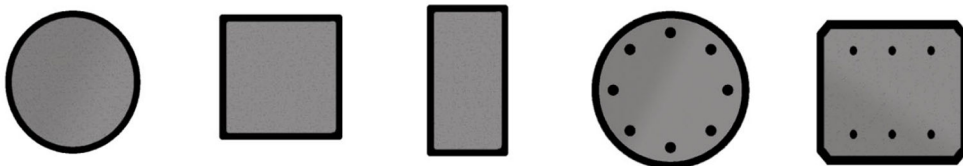


شکل ۱-۱۶- انواع مقاطع فولادی مدفون در بتن [۳]

۱-۵-۲- مقاطع فولادی جدار نازک پر شده از بتن

این نوع ستون‌ها که بیشتر با نام‌های CFST و HSS معروف می‌باشند. شکل ۱-۱۷ انواع مقاطع جدار نازک پر شده از بتن را نشان می‌دهد. از مهم‌ترین مزیت‌های استفاده از این نوع ستون‌ها، اثر تقابل بین فولاد و بتن می‌باشد که به صورت‌های زیر عمل می‌کند:

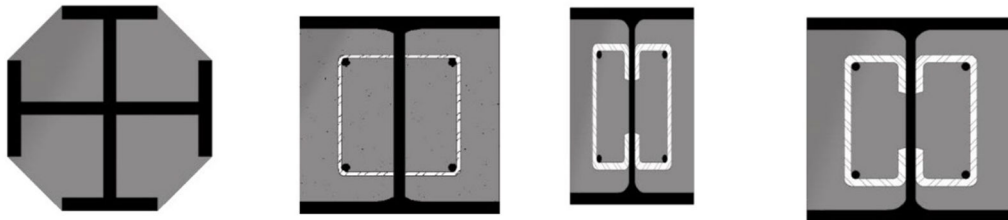
- کم‌انرژی موضعی لوله فولادی به دلیل مقاومت بتن به تاخیر می‌افتد.
- مقاومت بتن به دلیل محبوس شدن آن در فولاد افزایش می‌یابد.
- سادگی نصب و اجرای آن، به دلیل عدم نیاز به نصب و اجرای قالب.



شکل ۱-۱۷- انواع مقاطع جدار نازک پر شده از بتن [۳]

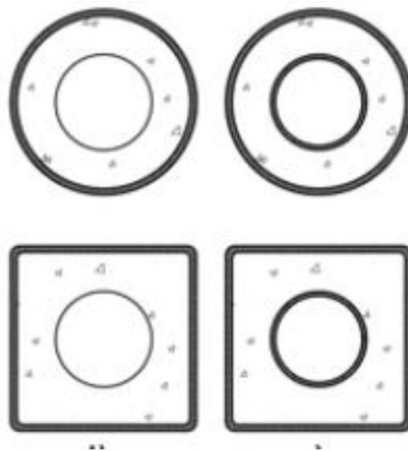
۱-۵-۳- مقاطع فولادی نیمه مدفون در بتن

مقاطع فولادی نیمه مدفون در بتن در واقع نوعی از مقاطع هستند که عموماً تشکیل شده است از یک مقطع I شکل و بتن، که در فضای بین بال و جان ریخته می‌شود (شکل ۱-۱۸). یکی از مزیت‌های این نوع مقاطع نسبت به مقاطع مدفون این است که در این نوع مقاطع، قالب‌بندی فقط در دو سمتی که بتن‌ریزی می‌شود نیاز است. اگرچه که این نوع مقاطع را معمولاً از مقاطع استاندارد IPB می‌سازند، اما می‌توان آن‌ها را بوسیله مقاطع جوش شده (تیر ورق) نیز (برای جلوگیری از کمانش موضعی) ساخت.



شکل ۱-۱۸- انواع مقاطع فولادی نیمه مدفون در بتن [۲]

علاوه بر این سه تیپ نوع دیگری از ستون‌های کامپوزیت نیز امروزه مورد استفاده قرار می‌گیرد، به ستون‌های کامپوزیت لوله توخالی یا CFST توخالی موسوم هستند (شکل ۱-۱۹).



شکل ۱-۱۹- انواع مقاطع کامپوزیت لوله‌ای توخالی [۳]

۱-۶- کاربرد ستون‌های کامپوزیت

ساختمان‌های کامپوزیت امروزه در جهان بسیار فراگیر شده‌اند و با توجه به فواید بسیار زیاد در عملکرد سازه ای و صرفه‌ی اقتصادی بالا، روز به روز شرکت‌های بیشتری در این زمینه کار می‌کنند و هر روز اشکال مختلفی از این نوع ستون‌ها مورد بحث و بررسی قرار می‌گیرد و انواع جدیدی از ترکیب‌ها ابداع می‌گردد، کاربرد این ستون‌ها دامنه بسیار وسیعی دارد و از آن‌ها در ساخت ساختمان‌های بلندمرتبه و متوسط، پایه پل‌ها، فرودگاه‌ها و استفاده می‌شود.

معمولا ستون‌های کامپوزیت در موارد زیر استفاده می‌شود :

در صورت تمایل به بالا بردن ظرفیت باربری ستون‌ها، بدون افزایش ابعاد آن‌ها.

- در دهانه‌های بلند که امکان استفاده یا تمایل به استفاده از بادبند وجود ندارد مانند:
- طبقات پایین در ساختمان‌های بلندمرتبه
- فرودگاه‌ها، ترمینال‌ها، مراکز همایش و ..
- در مکان‌هایی که مساله خوردگی برای فولاد مطرح باشد.
- در جاهایی که بخواهیم از فولاد در مقابل آتش‌سوزی حفاظت کنیم (این ویژگی مربوط به ستون‌های کامپوزیت مدفون می‌باشد).
- در قاب‌های کامپوزیتی در ساختمان‌های بلند.
- در صورتی که بخواهیم سازه از حالت فولاد به بتن یا برعکس انتقال دهیم. (معمولاً در ساختمان‌های بلند مرتبه طبقات پایین تر را از سیستم کامپوزیت استفاده کرده و طبقات بالاتر را از سیستم فولادی و یا بتنی استفاده می‌کنند).

از گذشته تا به امروز ساختمان‌های زیادی با این سیستم در سراسر دنیا ساخته شده‌اند که در زیر نمونه‌هایی از آن‌ها آورده شده است [۴].

- McGraw-Hil Building, Chicago ۱۹۲۹
- Telephone-Factory, Budapest, ۱۹۳۰
- Avante, Mexico City, ۱۹۹۵
- Millenium-tower, Vienna, ۱۹۹۹

۱-۶-۱- ساختمان مک گراهیل - شیکاگو^۱ (۱۹۲۹)

این سازه، در سال ۱۹۲۹ ساخته شده است. این ساختمان حدود ۳۰ تا ۳۸ متر طول در پلان و ۵۸ متر ارتفاع دارد که جمعا ۱۶ طبقه روی پی می باشد. همان طور که در قسمت قبل نیز گفته شد، در ساخت این ساختمان از ستون های امپرگر^۲ استفاده شده است. ستون ها از یک هسته فولادی استفاده شده که اطراف آن بتن ریزی شده است (شکل ۱-۲۰) [۴].



Figure 9
McGraw-Hill Building, Chicago 1929 (ENR 1929, 129)

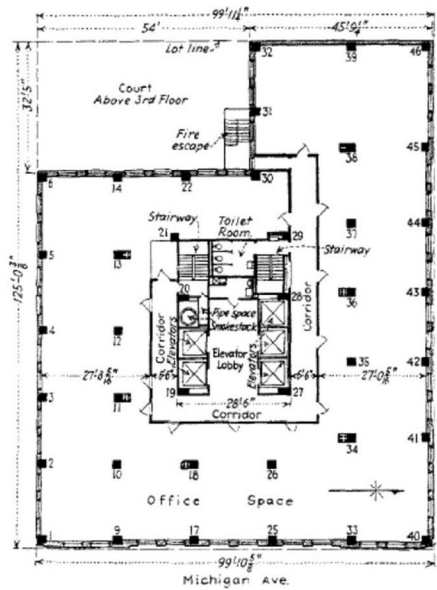


Figure 10
Typical Floor Plan, McGraw-Hill Building (ENR 1929, 130)

شکل ۱-۲۰- ساختمان مک گراهیل، شیکاگو، ۱۹۲۹ [۴]

1- McGraw-Hill Building , Chicago
2- Emperger Column

۱-۶-۲- برج‌های متحد^۱ در سیاتل آمریکا

ساخت این ساختمان در سال ۱۹۸۷ آغاز و در سال ۱۹۸۹ به پایان رسید. این ساختمان ۲۲۶ متری سومین ساختمان بلند آسمان سیاتل^۲ می‌باشد. این ساختمان که ۵۶ طبقه دارد یک ساختمان با کاربری اداری می‌باشد.

3- The two Union Towers in Seattle, USA
4- Seattle

فصل دوم

پیشینه‌ی پژوهش بر روی دیوار برشی فولادی

۲-۱- پیش گفتار

در این فصل، ابتدا کلیاتی در مورد سامانه‌ی دیوار برشی فولادی با ستون‌های معمولی بحث، سپس به معرفی و رفتار این سامانه پرداخته خواهد شد. با معرفی بیشتر دیوار برشی فولادی با ستون‌های معمولی و پر شده با بتن، پژوهش‌های آزمایشگاهی و عددی بررسی می‌شود. سپس در انتها پارامترهای رفتاری این سامانه‌ها تحت بارهای لرزه‌ای با پژوهش‌های گذشتگان مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. هدف این فصل، بررسی ژرف این سامانه از دیدگاه سازه‌ای و آشنا شدن با کاربرد و پیشینه‌ی پژوهش آن است.

۲-۲- پیشینه‌ی پژوهش بر روی دیوار برشی فولادی معمولی

دیوار برشی فولادی اولین بار در اوایل سال ۱۹۷۰ به‌عنوان یک سامانه‌ی مقاوم در برابر نیروهای جانبی به کار گرفته شد. در آغاز دهه‌ی ۷۰ میلادی، دیوارهای برشی با سخت‌کننده در ساخت ساختمان‌های جدید در ژاپن و دیوارهای تقویت‌نشده در ایالات متحده مورد استفاده قرار گرفت. سپس کاربرد این دیوارها به‌عنوان سامانه‌ی مقاوم در برابر بارهای جانبی در تعدادی از ساختمان‌های نوین و مهم جهان گسترش یافت. برای نمونه، ساختمان نیپون استیل در توکیو ژاپن، اولین ساختمان ۲۰ طبقه اداری طراحی شده با این سیستم سازه‌ای است [۵]. پس از آن، طیف گسترده‌ای از ساختمان‌ها، اعم از بیمارستان‌های کوتاه‌مرتبه تا ساختمان‌های بلند مرتبه‌ی مسکونی و از پروژه‌های ساختمانی جدید تا پروژه‌های مقاوم لرزه‌ای از این سامانه‌ی نوین بهره جستند. چکیده‌ای از این کاربردها را می‌توان در پژوهش‌های توربن^۱ و همکاران (۱۹۸۳)، آستانه‌اصل^۲ (۲۰۰۱)، برای های ساخته شده در ژاپن و ایالات متحده یافت [۶].

از آن جایی که دیوار برشی فولادی به‌لحاظ هندسی به تیر ورق شباهت دارد، می‌توان جهت رفتارسنجی آن‌ها از پژوهش‌های انجام‌گرفته در زمینه‌ی تیروورق‌ها یاری جست. در این دیوارها، تیرها

1-torben

2- Astaneh Asl

به‌عنوان سخت‌کننده، ستون‌های مرزی به‌عنوان بال و ورق فولادی به‌عنوان جان تیرورق عمل می‌کنند. دیوارهای برشی معمولاً بیشترین سهم نیروی برش پایه را به خود اختصاص می‌دهند. از این‌رو، باعث افزایش چشم‌گیر سختی ساختمان و کاهش قابل ملاحظه‌ی خسارت به عناصر غیرسازه‌ای می‌گردند. اساس ایده‌ی دیوارهای برشی فولادی بهره‌گیری از میدان کشش قطری است که پس از کمانش ورق فولادی در آن ایجاد می‌شود. در این دیوارها، کنترل مقاومت پانل با عمل میدان کششی صورت می‌پذیرد. وقتی دیوار برشی زیر بارهای جانبی قرار می‌گیرد، برش موجود توسط تشکیل میدان کششی قطری که در هر یک از پانل‌ها ایجاد می‌شود، تحمل می‌گردد. یکی از بهترین پژوهش‌ها در زمینه‌ی ظرفیت نهایی تیرورق‌ها تحت اثر برش خالص، به وسیله‌ی پورتر^۱ و همکاران در سال ۱۹۷۵ و در دانشگاه کریدیف انجام پذیرفت. آن‌ها در پژوهش خود مدلی ارائه دادند که با استفاده از آن، ظرفیت نهایی تیرورق‌ها با دقت خوبی پیش‌بینی می‌شود. در این مدل، هم از ظرفیت برشی جان (قبل و بعد از کمانش) و هم از ظرفیت خمشی بال برای برآورد ظرفیت نهایی برشی تیرورق استفاده شده است [۷].

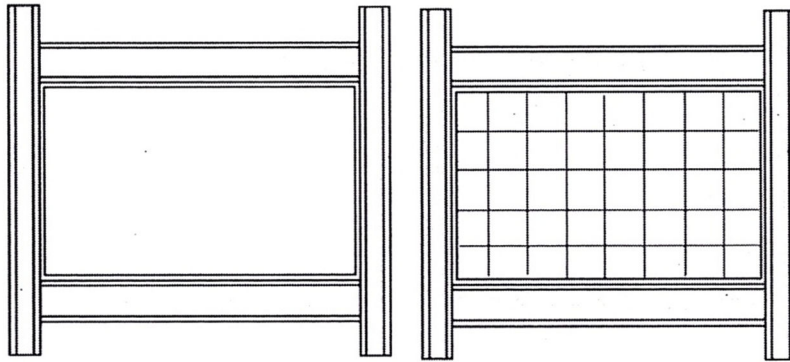
دیوار برشی فولادی به دو شکل با و بدون سخت‌کننده اجرا می‌گردد. سخت‌کننده‌های فولادی از کمانش قبل از تسلیم برشی جلوگیری می‌نمایند و در حالت تقویت‌نشده اجازه داده می‌شود که ورق کمانش کند. با این کار، از ناحیه‌ی کشش قطری برای تحمل برش طبقه استفاده می‌شود. بعد از کارهای انجام‌شده توسط توربون و همکاران (۱۹۸۳)، فلسفه طراحی با توجه به قضاوت‌های مهندسی به استفاده از ورق‌های نازک فولادی تغییر پیدا کرد. این فلسفه‌ی طراحی به طور گسترده‌ای توسط بسیاری از پژوهشگران، از آن به بعد استفاده گردید. جوش دادن سخت‌کننده‌ها به صفحات فولادی، مقاومت تسلیم برشی دیوار را افزایش می‌دهد. جابه‌جایی جانبی سامانه‌ی تقویت شده نسبت به سامانه با صفحات نازک، بدلیل عدم امکان کمانش آن، کمتر است [۸].

1- Porter

در دیوار برشی فولادی با ورق فولادی نازک تقویت نشده، نیروهای محوری ستون ها به عنوان سازوکار اصلی برای مقاومت در برابر لنگر واژگونی عمل خواهند کرد. مقاومت در برابر برش اساساً توسط میدان کششی قطری به وجود آمده از کمانش ورق فولادی تحمل می گردد. در حال حاضر این فلسفه ی طراحی در آیین نامه ی کانادا (CAN/CSA -S16-01) [۵] و آیین نامه ی طراحی فولاد آمریکا (AISC 2005) [۹] به کار گرفته شده است. در هر دو آیین نامه، طراحی بر اساس ظرفیت، شامل انتخاب از پیش تعیین شده ی یک فیوز موضعی شکل پذیر است تا به عنوان اصلی ترین محل برای جذب انرژی زلزله عمل کند. سازه باید طوری طراحی شود که نیروهای غیرالاستیک در آن فیوزها متمرکز گردد. در دیوار برشی فولادی تسلیم در ورق فولادی میان قاب و تشکیل مفاصل پلاستیک در انتهای تیرها، همان فیوزهای شکل پذیر در نظر گرفته شده است. در برخی از کاربردهای دیوار برشی فولادی، ممکن است فولاد به کار رفته در ورق میان قاب ضخیم تر یا قوی تر از طراحی مورد نیاز باشد. از این رو، به علت جذب انرژی زیاد، نیروهای نسبتاً بزرگی به قاب پیرامونی وارد شده و به تبع آن اندازه ی اعضای قائم و افقی افزایش می یابد. اخیراً چند راه کار برای کاهش آثار این مشکل به وسیله ی تغییر مشخصات میان-قاب، به صورت استفاده از ورق های سرد نورد شده، استفاده از فولادهای کم مقاومت (LYS) در ورق میان قاب، ایجاد برش های عمودی و در نهایت ایجاد سوراخ های متعدد با فواصل منظم پیشنهاد گردیده است [۱۰].

۲-۳- معرفی دیوار برشی فولادی

دیوار برشی فولادی از صفحه ی فولادی، عناصر مرزی (تیر و ستون) و اتصالات پیوند دهنده ی این صفحه ها به عناصر مرزی تشکیل شده است. این دیوار را می توان با و بدون سخت کننده طراحی و اجرا نمود. در شکل ۱-۲ هر دو دیوار نمایش داده شده است.

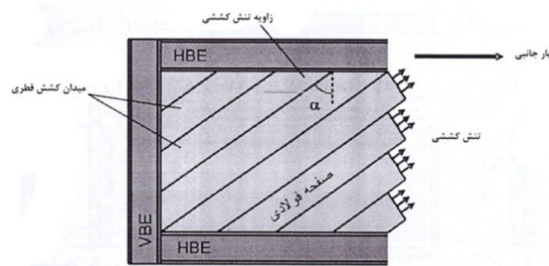


شکل ۲-۱- نمایی از دیوار برشی فولادی سخت شده و سخت نشده [۱۱]

مهم‌ترین نقش صفحه‌ی فولادی، ایجاد مقاومت برشی، سختی و شکل‌پذیری است. دیوارهای سخت-نشده، به دلیل مقاومت کم‌انرژی پایین صفحه‌ی فولادی، در نیروهای کم شروع به کمانش می‌کنند. اما این پایان باربری دیوار برشی نیست. زیرا این دیوارها پس از کمانش با تکیه بر رفتار پس‌کمانشی همچنان قادر به تحمل نیروی زیادی هستند. در این سامانه، تیر و ستون افزون بر تحمل بار گرانشی در برابر لنگر واژگونی نیز مقاوم‌اند. از این گذشته، در صورت بزرگ بودن ستون‌ها، برش نیز تحمل می‌شود. تیرها و ستون‌ها نیز به عنوان تکیه‌گاه برای مهار ساز و کار میدان کشش صفحه‌ی فولادی به-کار می‌روند [۱۱].

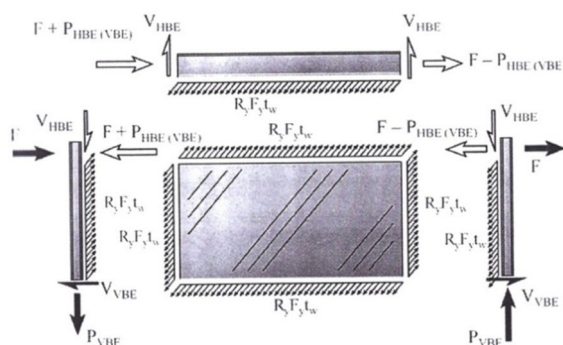
در اثر کمانش، در صفحه‌ی فولادی تغییرشکل‌هایی روی می‌دهد که سبب به وجود آمدن تنش‌های غشایی در آن می‌شود. این تنش‌ها تمایل به برگرداندن صفحه به حالت پایدار دارند. به دلیل این اثر غشایی، کمانش‌های ناگهانی به ستون و تیر انتقال می‌یابد. صفحه‌ی فولادی پس از کمانش ظرفیت باربری خوبی از خود نشان می‌دهد. با توجه به آن‌چه که گفته شد، کمانش در اعضای مرزی سبب خرابی ناخواسته و ترد می‌شود. این کار ظرفیت باربری سامانه را به طور چشمگیری کاهش می‌دهد. این در حالی است که دیوار برشی فولادی بارهای وارده را به صورت کششی در قطر اصلی و فشاری در قطر دیگر تحمل می‌کند. مقاومت ناچیز قطر فشاری سبب کمانه کردن صفحه می‌شود. به موجب این کار، صفحه وارد رفتار پس‌کمانشی خود شده و بارهای جانبی را تحمل می‌کند. این رفتار مدل‌سازی و

واکاوی این سامانه را پیچیده می کند. از این رو، تلاش شده است تا سازوکار دیوار برشی فولادی ساده-سازگی گردد. شکل ۲-۲ گونه ای از ساده سازی را نشان می دهد که بیشتر در دیوارهای لاغر صورت می پذیرد. این ساده سازی دریافت بهتری را از این سامانه فراهم می آورد [۱۱].



شکل ۲-۲- ساده سازی سازوکار دیوار برشی فولادی [۷]

در این دیوارها، نیروهای ناشی از میدان کشش قطری با زاویه مشخصی (وابسته به مشخصه های هندسی قاب محیطی) در اجزای مرزی ایجاد خمش می کنند. اثر نیروهای داخلی در دو طبقه ی متوالی با ضخامت صفحه ی یکسان بر خمش تیر بسیار ناچیز است. بیشترین اثر به تیر بالایی طبقه ی آخر و تیر متصل به پی وارد می آید. این نیرو به صورت یک طرفه وارد می شود. از این رو، تیر بالایی به شکل تیر عمیق درمی آید. نیروهای داخلی و مقاومت فراهم شده توسط قاب محیطی اساس درک رفتار دیوار برشی فولادی است. این رفتار به همراه نمودار آزاد صفحه ی فولادی، عناصر محیطی و دیوار برشی در شکل ۲-۳ نشان داده شده است. این شکل نشان می دهد که نیروهای کششی صفحه ی فولادی باعث خمش و نیروی محوری در ستون می شوند.



شکل ۲-۳- نیروهای داخلی دیوار برشی فولادی [۷]

اگر سختی ستون کم باشد، کشش یکنواخت در تمام سطح صفحه ایجاد نمی‌شود. بنابراین، مقاومت سامانه به‌طور چشم‌گیری کاهش می‌یابد. افزون بر این نیرو، نیروهای داخلی خمشی ستون نیز باید توسط تیرهایی بالایی و پایینی تحمل گردد. از این‌رو، لازم است تا تیرها دارای مقاومت فشاری بالایی در ترکیب با خمش باشند. همچنین می‌توان مشاهده کرد که نیروی فشاری در ستون سمت راست با تنش‌های سمت چپ تیر و جان صفحه‌ی فولادی هم‌تراز می‌شود. این کار سبب وارد آمدن فشار به دیگر سمت تیر به‌دلیل کاهش فاصله‌ی بین تار خنثی (مرکز فشار و کشش) خواهد شد. نتیجه‌ی این روند، کاهش نیروی کششی در سمت چپ تیر است.

تیرها همواره در سطح طبقه قرار می‌گیرند. صفحه‌ی سقف، اتکای جانبی آن‌ها را فراهم می‌آورد. در برخی پروژه‌ها، یک تیر اضافی جهت کاهش نیروهای خمشی داخلی و کاهش انعطاف‌پذیری ستون در بین طبقات به‌کار گرفته می‌شود. این کار در سازه‌های بلندمرتبه ضروری است. زیرا ستون‌ها در معرض نیروهای خمشی بزرگ قرار می‌گیرند و سختی خمشی چیرگی بیشتری دارد.

بایستی توجه داشت که مقاومت دیوار برشی حساسیت چندانی به تغییر زاویه ندارد. این در حالی است که سختی سامانه به تغییر زاویه حساس است. از این‌رو، اتصال گیردار تیر به ستون باید فراهم گردد. پژوهش‌های مختلفی همچون پژوهش الگالی و کاسز نشان داده است که نوع اتصال تیر به ستون اثر چشم‌گیری بر رفتار سامانه ندارد [۸ و ۷]. با این حال آیین‌نامه‌ی AISC-341 گیرداری اتصالات تیر و ستون را لازم دانسته است. به‌کارگیری اتصال گیردار نیروی خمشی اضافی در اجزای

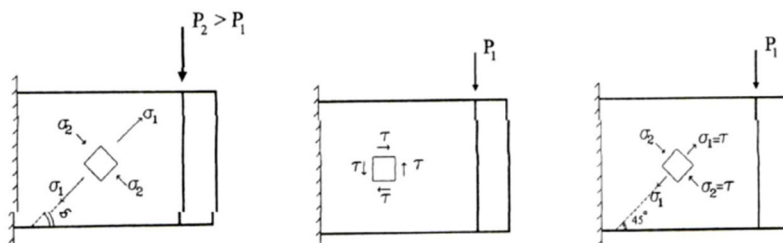
محیطی ایجاد می‌کند که باید در طراحی تیر و ستون منظور گردد [۸ و ۷]. در طراحی دیوار برشی فولادی با اتصالات ساده، نشان داده شده است که آن‌ها به صورت نیمه‌گیردار عمل می‌کنند [۷]. بنابراین فرض اتصال مفصلی نادرست است. اثر سختی تیرهای میانی با فرض گیرداری کامل بین تیرها و ستون‌ها ناچیز است و می‌توان از آن در فرایند تحلیل دیوارها چشم‌پوشی کرد.

همان‌طور که قبلاً اشاره شد دیوار برشی فولادی شامل ورق‌های فولادی محاط در داخل تیرها و ستون‌ها می‌باشند. این ورق‌ها می‌توانند با و بدون سخت‌کننده باشند. در کاربردهای اولیه دیوار برشی فولادی در آمریکا بخصوص برای مقاوم سازی لرزه‌ای، این نوع دیوارها با سخت‌کننده بودند. در ژاپن نیز اکثر دیوار برشی فولادی به صورت تقویت شده به کار می‌رفتند، اما در چند دهه‌ی اخیر تعدادی از دیوار برشی فولادی که در آمریکا و کانادا طراحی و ساخته شدند به صورت تقویت نشده می‌باشند.

از نقطه نظر اقتصادی، انتظار می‌رود حالت با سخت‌کننده، هزینه‌ی بیشتری به دلیل جوش کردن سخت‌کننده‌ها به صفحه‌ی فولادی و نیاز به فعالیت نیروی کار زیاد از خود نشان دهد. البته باید به این نکته نیز توجه کرد، در صورتی که ورق فولادی در هر دو حالت مذکور دارای ضخامت یکسان باشد، دیوار برشی فولادی با سخت‌کننده مقاومت بیشتری خواهد داشت. همچنین در بعضی از طراحی‌ها به دلیل جلوگیری از کمانش، صفحه‌ی ضخیم استفاده می‌شد که بدلیل افزایش هزینه ساخت و بعضی عوامل دیگر، توجه به آنها کم شد.

همچنان که ذکر شد در حالت بدون سخت‌کننده، ورق فولادی قبل از رسیدن به حد تسلیم کمانش می‌کند. این کمانش به معنای انهدام یا خرابی سازه نبوده و چون ورق فولادی در مرزهای خود دارای تکیه‌گاه کافی می‌باشد، بعد از کمانش نیز ورق قادر به تحمل نیرو خواهد بود. علت آن تشکیل میدان کششی قطری در نقطه کمانش می‌باشد که باعث تبدیل مکانیزم تحمل بار از برش درون صفحه به میدان کششی قطری می‌شود. بر پایه‌ی شکل ۲-۴، تا زمانی که نیروی اعمالی از تنش بحرانی ورق کمتر باشد، ورق فولادی نیرو را به صورت برش درون صفحه تحمل می‌کند. سپس با افزایش نیرو به

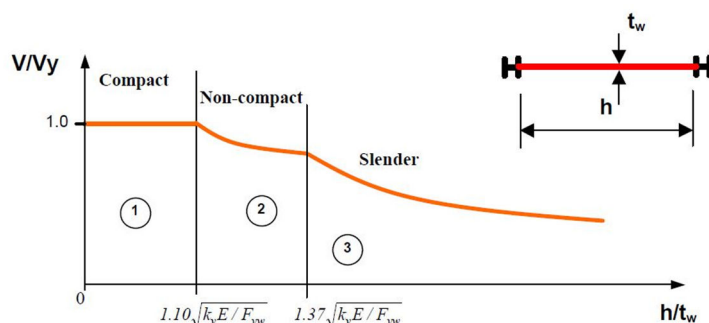
مقدار تنش بحرانی، ورق کمانش نموده و در جهت قطر فشاری، افزایش تنشی را نمی توان تحمل کند. در این حالت در جهت قطر کششی تا زمان رسیدن تنش های کششی به مقدار حد جاری شدن، سیستم دیوار برشی می تواند نیروی قابل ملاحظه ای را تحمل نماید [۱۲].



شکل ۲-۴- نحوه تبدیل مکانیزم بار از برش درون صفحه و به عمل میدان کششی قطری [۱۲]

۲-۴- رفتار دیوار برشی فولادی تحت نیروی برشی

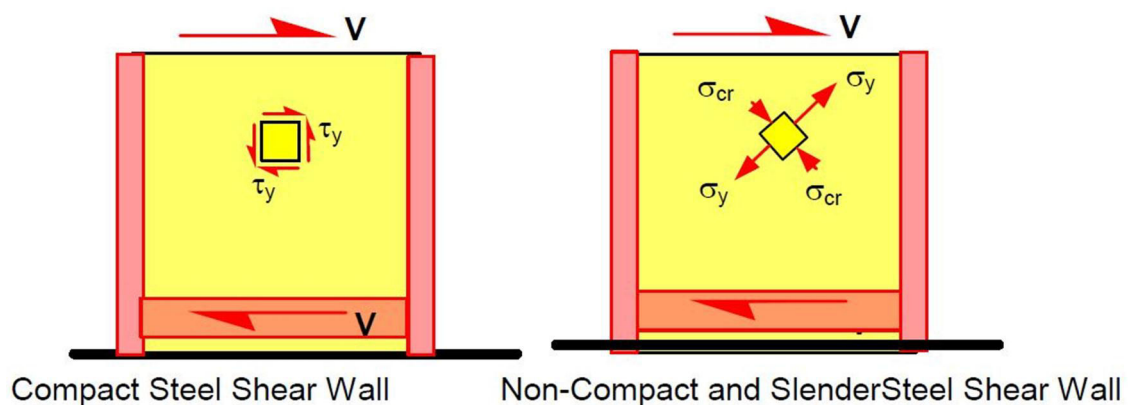
زمانی که دیوار برشی فولادی تحت تأثیر نیروی برشی قرار می گیرد، مقاومت برشی آن با توجه به نسبت لاغری تغییر می کند. شکل ۲-۵ تغییرات مقاومت برشی یک دیوار برشی فولادی در مقابل نسبت لاغری آن را نشان می دهد. این نمودار بر اساس اطلاعات و تحقیقات اثبات شده در مورد رفتار تیر ورق ها (AICS-۱۹۹۹) بوده و به صورت تقریبی در مورد دیوار برشی فولادی به کار برده می شود. با توجه به میزان لاغری، دیوار برشی فولادی را می توان به سه نوع دیوار برشی فولادی فشرده^۱، غیرفشرده^۲ و لاغری^۳ طبقه بندی کرد [۸].



شکل ۲-۵- تغییرات برشی دیوار برشی فولادی در مقابل نسبت لاغری [۸]

- 1- Compact
- 2- Non-compact
- 3- Slender

الف - طبقه‌بندی ۱: با توجه به اینکه لاغری دیوار به صورت $\frac{h}{t_w}$ (نسبت عرض دیوار بر ضخامت آن) تعریف می‌شود در این طبقه‌بندی، لاغری دیوار کمتر از $1.10\sqrt{\frac{kvE}{F_{yw}}}$ بوده و دیوار برشی فولادی در محدوده‌ی طبقه‌بندی فشرده قرار می‌گیرد. همچنان که در شکل ۶-۲ مشاهده می‌گردد، انتظار می‌رود که تحت برش وارده، ورق فولادی قبل از کمانش به حد تسلیم برسد. این از نظر اقتصادی مناسب نبوده و طراحی دیوار برشی فولادی به این صورت، معقول به نظر نمی‌رسد، اگرچه دیوار برشی فولادی با سخت‌کننده می‌تواند برای دستیابی به این وضعیت، مورد استفاده قرار بگیرد.



شکل ۶-۲- مقاومت دیوار برشی فولادی [۸]

ب- طبقه‌بندی ۲: در این طبقه‌بندی، لاغری دیوار بیشتر از مقدار $\lambda p = 1.10\sqrt{\frac{kvE}{F_{yw}}}$ و کمتر از $\lambda r = 1.37\sqrt{\frac{kvE}{F_{yw}}}$ بوده و دیوار برشی فولادی در محدوده‌ی طبقه‌بندی غیرفشرده قرار می‌گیرد. در این حالت، دیوار برشی فولادی در حالی که مقداری تسلیم شدگی در آن رخ داده، کمانش می‌کند و برش طبقه به وسیله مؤلفه‌های قائم نیروهای قطری فشاری و کششی تحمل می‌گردد (شکل ۶-۲).

پ - طبقه‌بندی ۳: در این طبقه‌بندی، لاغری دیوار بیشتر از مقدار $1.37\sqrt{\frac{kvE}{F_{yw}}}$ بوده و دیوار برشی فولادی در محدوده طبقه‌بندی لاغر قرار می‌گیرد. در این حالت، دیوار برشی فولادی در حالی که تقریباً در حالت الاستیک می‌باشد، کمانش می‌کند.

۲-۵- اثر لاغری در دیوار برشی فولادی

دیوار برشی فولادی در حالت با سخت کننده، باعث افزایش سختی، ظرفیت باربری و جذب انرژی قاب فولادی می‌شوند. در حالت بدون تقویت، زمانی که ورق فولادی با لاغری بیشتر به کار برده شود، رفتار غیر الاستیک با تسلیم شدن ورق آغاز شده و مقاومت سیستم با تشکیل مفصل پلاستیک در ستون‌ها تعیین می‌شود (حالت خرابی شکل پذیر). حال زمانی که ورق فولادی با لاغری کم بوده و خرابی در اثر ناپایداری در ستون ایجاد می‌شود، تنها افزایش ناچیز در مقاومت سیستم خواهیم داشت و از ظرفیت ورق به طور کامل استفاده نمی‌شود [۸].

در صورتی که یک زمین لرزه شدید رخ دهد، سیستم دیوار برشی فولادی با ورق‌هایی که لاغری آنها کم است، قبل از اینکه ورق فولادی به ظرفیت مقاومتی کامل خود برسد، در اثر کمانش ستون ناپایدار خواهد گشت. در حالی که ورق‌های با لاغری بیشتر، مطمئن تر بوده و انرژی لرزه‌ای بیشتری در ورق فولادی جذب خواهد شد. از پژوهش‌های به عمل آمده در مورد دیوار برشی فولادی، منطقی است که در طراحی ساختمان‌ها از ورق فولادی با لاغری بیشتر استفاده شود.

۲-۶- معیار طراحی دیوار برشی فولادی

معیار طراحی سیستم دیوار برشی فولادی باید آن‌چنان باشد که، سیستم دارای شکل‌پذیری مطلوب و نیز مقاومت کافی باشد. برای دستیابی به چنین عملکردی، برخی از مراحل طراحی باید رعایت گردد که اساس این مراحل، اطمینان از رویداد برخی موارد به شرح زیر می‌باشند:

الف- مودهای خرابی شکل‌پذیر قبل از مودهای خرابی ترد اتفاق بیفتد.

ب- رفتار غیر الاستیک ابتدا در اعضای غیر باربر ثقلی سیستم رخ می‌دهد.

پ - در صورت نیاز، رفتار غیرالاستیک به اعضای باربر ثقلی با کنترل اینکه خرابی پیش‌رونده، رخ ندهد، گسترش یابد [۸].

مراحل طراحی لرزه‌ای سیستم دیوارهای برشی فولادی که در زیر به آن اشاره خواهد شد، مشابه مراحل طراحی است که برای اتصالات برشی (۱۹۸۹) و صفحات اتصال (۱۹۹۸) توسط آستانه اصل توسعه یافته است. این مراحل عبارتند از:

الف- مودهای خرابی سیستم تعیین شوند.

ب- مودهای خرابی سیستم در دو گروه (شکل‌پذیر) و (ترد) دسته بندی گردند.

پ- برای اعضای که رفتار غیرالاستیک را می‌توانند تجربه کنند، مودهای خرابی شکل‌پذیر باید قبل مودهای خرابی ترد رخ دهند.

ث- معادلات طراحی برای تمامی مودهای خرابی توسعه یابد، به طوری که ترتیب مطلوب رویداد مودهای خرابی (که بعد به آن اشاره خواهد شد) حفظ گردد.

۲-۷- مودهای خرابی اصلی دیوار برشی فولادی

هنگامی که دیوار برشی فولادی تحت اثر نیروی جانبی باد و زلزله قرار می‌گیرد، انواع مختلف مودهای خرابی ممکن است در تیر، ستون و ورق فولادی اتفاق بیافتد. تا این که سیستم سازه‌ای دیگر قادر به تحمل نیروهای وارده بر آن نباشد. برخی از مودهای خرابی باعث اختلال‌های بزرگ در رفتار سیستم سازه‌ای می‌شوند (حالت ترد). در ادامه به انواع مودهای خرابی که ممکن است در تیر و ستون و ورق فولادی رخ دهد، اشاره می‌گردد [۸].

۲-۷-۱- مودهای خرابی ورق دیوار برشی فولادی

الف- لغزش بولت (شکل‌پذیر).

ب- کمانش ورق فولادی (شکل‌پذیر).

پ- تسلیم ورق فولادی (شکل‌پذیر).

ت - شکست ورق دیوار (ترد).

ث - شکست اتصالات دیوار فولادی با ستون‌ها و تیرهای مرزی (ترد).

۲-۷-۲- مودهای خرابی تیرهای بالا و پایین

الف- تسلیم برشی تیرهای بالا و پایین (شکل پذیر).

ب- تشکیل مفصل پلاستیک در تیرهای بالا و پایین (شکل پذیر).

پ- کمانش موضعی در بال‌ها و یا جان تیر بالایی و پایینی به شرط $\left(\frac{b}{t} \leq \lambda p\right)$

ت- شکست اتصالات گیردار تیرها در سیستم های دوگانه (ترد).

ج- شکست اتصالات برشی تیرها (ترد).

۲-۷-۳- مودهای خرابی ستون‌های مرزی

الف- تشکیل مفصل پلاستیک در بالا و پایین ستون‌ها (شکل پذیر)؛

ب- کمانش موضعی ستون‌ها مرزی شکل پذیر به شرط $\left(\frac{b}{t} \leq \lambda p\right)$.

پ- کمانش کلی ستون‌ها مرزی به شرط $\left(\lambda p = \left(\frac{kl}{\pi r}\right) \sqrt{\frac{fy}{E}} \leq 1\right)$.

ت- شکست اتصالات جوشی ستون‌های مرزی (ترد).

ث- تسلیم صفحه ستون‌های مرزی در اثر نیروی بالا برنده (ترد).

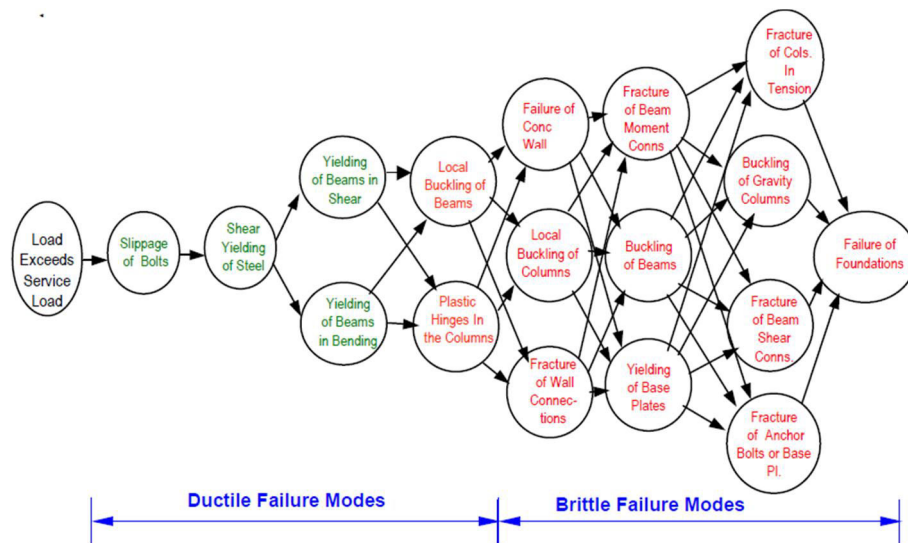
ج- شکست محل اتصالات بولت‌ها یا صفحه ستون در پای ستون‌ها در اثر نیروی بالا برنده (ترد).

چ - شکست صفحه ستون در اثر خمش (ترد).

ح- خرابی فونداسیون دیوار (ترد).

۲-۸- ترتیب رویداد مودهای خرابی

برای دسترسی به عملکرد شکل پذیر و مطلوب، باید مودهای خرابی به ترتیبی که در شکل ۲-۷ نشان داده شده است، مرتب شوند. این مرتب سازی مودهای خرابی به نحوی است که ابتدا مودهای شکل پذیر ورق دیوار (که یک عضو غیر باربر گرانشی است) و سپس مودهای خرابی شکل پذیر تیرهای بالا و پایین و در نهایت ستون های مرزی اتفاق می افتد. همچنین برای دستیابی به رفتار لرزه ای مطلوب در دیوارهای برشی فولادی، رعایت تقدم رویداد مودهای خرابی شکل پذیر بر مودهای خرابی ترد در طراحی نیاز می باشد. بنابراین برای رسیدن به این حالت پیشنهاد شده است که ظرفیت محاسبه شده برای مودهای خرابی ترد، بزرگ تر از $1/2$ برابر ظرفیت محاسبه شده برای مودهای خرابی شکل پذیر باشد [۸].



شکل ۲-۷- مودهای خرابی اصلی انواع دیوار برشی فولادی [۸]

۲-۹- تفاوت بین دیوار برشی فولادی و تیر ورق

دیوار برشی فولادی شبیه به تیر ورق می‌باشند. در آن ستون‌ها، به عنوان بال‌ها و تیرها به عنوان سخت‌کننده و ورق‌های فولادی به منزله جان تیر ورق هستند. در ادامه به تفاوت‌های بین دیوار برشی فولادی و تیر ورق اشاره می‌گردد.

الف- بال تیر ورق‌ها معمولاً صفحاتی با مقاومت خمشی نسبتاً کمی هستند، اما در دیوار برشی فولادی، ستون‌های مرزی دارای مقاومت و سختی خمشی بزرگ‌تری نسبت به بال تیر ورق می‌باشند. این سختی و مقاومت خمشی ستون‌های مرزی در مقدار عرض و زاویه تمایل میدان کششی مؤثر است.

ب- سخت‌کننده‌ها در تیر ورق‌ها، صفحاتی هستند که معمولاً به یک طرف جان جوش می‌شوند، اما در دیوار برشی فولادی، تیرها نقش سخت‌کننده را بر عهده دارند و در مقایسه با سخت‌کننده‌های تیر ورق، سخت‌تر می‌باشند. همچنین اگر تیرها به کف طبقات متصل باشند، به صورت سخت‌کننده‌ی سخت‌تر و قوی‌تر عمل خواهند نمود. سختی و مقاومت تیرها بر شرایط مرزی در کماتش صفحه فولادی اثر می‌گذارند و تقریباً یک مرز گیردار برای صفحه فولادی ایجاد می‌کنند. همچنین تیرهای سخت و قوی مهار بهتری برای میدان کششی مخصوصاً بعد از تسلیم شدن صفحه دیوار برشی فولادی، در طبقات بالا و پایین تأمین می‌کنند.

پ- تیر ورق‌ها به‌ندرت تحت اثر نیروی محوری قرار می‌گیرند. در مورد دیوار برشی فولادی، اگرچه در بیشتر حالات تحت تأثیر نیروی محوری ناشی از بار ثقلی قرار دارند، اما معمولاً چنین نیروهای محوری به‌وسیله ستون‌های مرزی تحمل می‌شوند. اثر $P-\Delta$ ناشی از نیروی محوری ستون‌های مرزی، باید در پایداری سیستم دیوار برشی فولادی مورد توجه قرار بگیرد.

ت- به‌طور کلی تیر ورق‌ها تحت بارگذاری یکنواخت مورد مطالعه قرار می‌گیرند، در صورتی که دیوار-های برشی فولادی تحت بارگذاری چرخه‌ای غیرالاستیک نسبتاً بزرگی قرار می‌گیرند.

بنابراین اگر از معادلات تیر ورق‌ها برای تخمین ظرفیت دیوار برشی فولادی استفاده شود، مقدار ظرفیت کمتری نسبت به ظرفیت واقعی دیوار برشی فولادی بدست خواهد آمد. مشخص است که چنین ظرفیتی، طراحی محافظانه کارانه‌ای را به دنبال خواهد داشت [۸].

۲-۱۰- ظرفیت برشی دیوارهای برشی فولادی

ظرفیت برشی دیوارهای برشی فولادی از رابطه $\Phi_v V_n$ به دست می‌آید که در آن داریم $\Phi_v = 0.9$ همچنین V_n که min ظرفیت برشی دیوار بر اساس min مقاومت تسلیم مشخصه می‌باشد، از روابط زیر تعیین می‌شود:

برای دیوارهای برشی فشرده

$$V_n = 0.6 A_w F_{yw} \quad (1-2)$$

برای دیوارهای برشی غیر فشرده

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

که در آن داریم

$$k_v = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} \quad (3-2)$$

در صورتی که $\frac{a}{h}$ بزرگتر از ۳ یا $\left[\frac{260}{h/t_w}\right]$ باشد، $k_v = 5$ در نظر گرفته می‌شود.

مقدار C_v نیز از روابط زیر تعیین می‌شود.

در صورتی که

$$1.1 \sqrt{\frac{k_v E}{F_{yw}}} \leq \frac{h}{t_w} \leq 1.37 \sqrt{\frac{k_v E}{F_{yw}}} \quad (4-2)$$

$$c_v = \frac{1.10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_{yw}}}}{h/t_w} \quad (5-2)$$

$$\frac{h}{t_w} \geq 1.37 \sqrt{\frac{k_v E}{F_{yw}}} \quad (6-2)$$

$$c_v = \frac{1.51 K_v E}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 F_{yw}} \quad (7-2)$$

در معادلات بالا $A_w = d_w t_w$ (فاصله ی بین بال های بیرونی دو ستون)، F_{yw} تنش تسلیم دیوار برشی فولادی، a ارتفاع طبقه و h عرض ورق فولادی می باشند، معادلات بالا با استفاده از معادلات تیر ورق ها (AISC-LRFD) بدست آمده اند [۸].

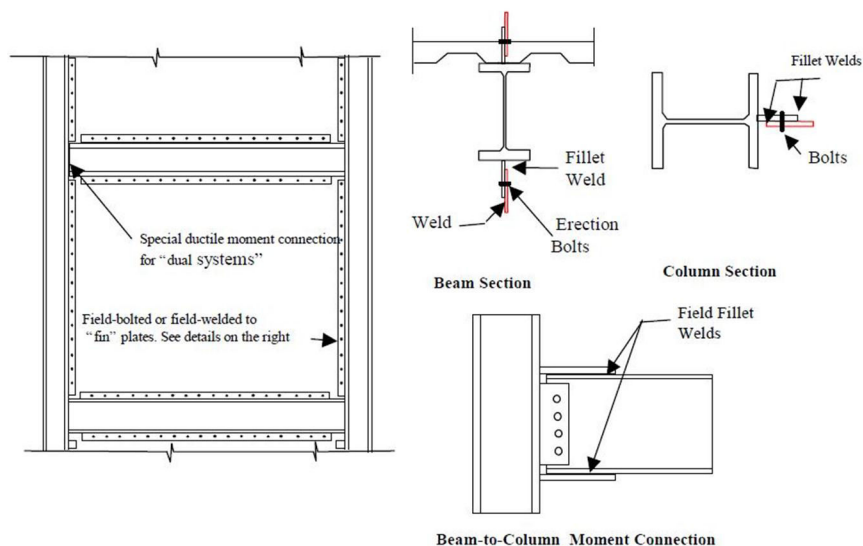
۲-۱۱- ظرفیت برشی - خمشی - محوری دیوار برشی فولادی

دیوارهای برشی فولادی با و بدون سخت کننده، در تحمل بارهای برشی، خمشی و محوری نقش دارند. بنابراین بایستی یک منحنی اندرکنشی بکار برده شود تا بین بارهای اعمالی ارتباطی برقرار کند. با توجه به موقعیت پانل در دیوار برشی فولادی با سخت کننده، پانل تحت ترکیبی از برش و تنش های اعمالی روی لبه خواهد بود. از آنجایی که انتظار می رود شکل پذیری دیوارهای برشی فولادی با سخت کننده نسبتاً زیاد است. از این رو، توزیع فراوان تنش می توان قبل از خرابی دیوار اتفاق بیافتد. بنابراین

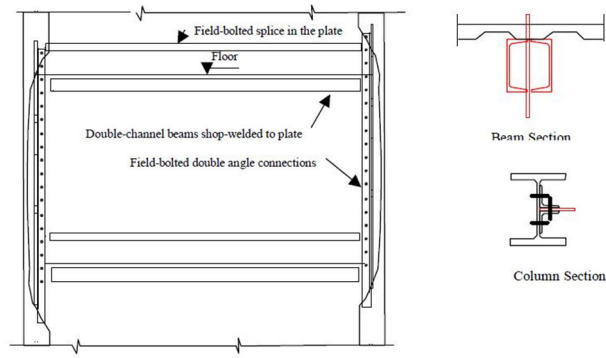
ظرفیت دیوارها با سخت کننده از مجموع ظرفیت پانل های آن بدست خواهد آمد. برای دیوارهای برشی فولادی غیر فشرده و لاغر، از آنجایی که نیروی محوری و لنگر واژگونی به وسیله ستون ها و نیروهای برشی وارده توسط عمل میدان کششی قطری تحمل می گردد. به نظر نمی رسد که اندرکنشی مهم بین بارهای برشی، خمشی و محوری وجود داشته باشد و در نتیجه کاربرد معادله ی اندرکنش را توجیه سازد [۸].

۲-۱۲- جزئیات اجرای دیوار برشی فولادی

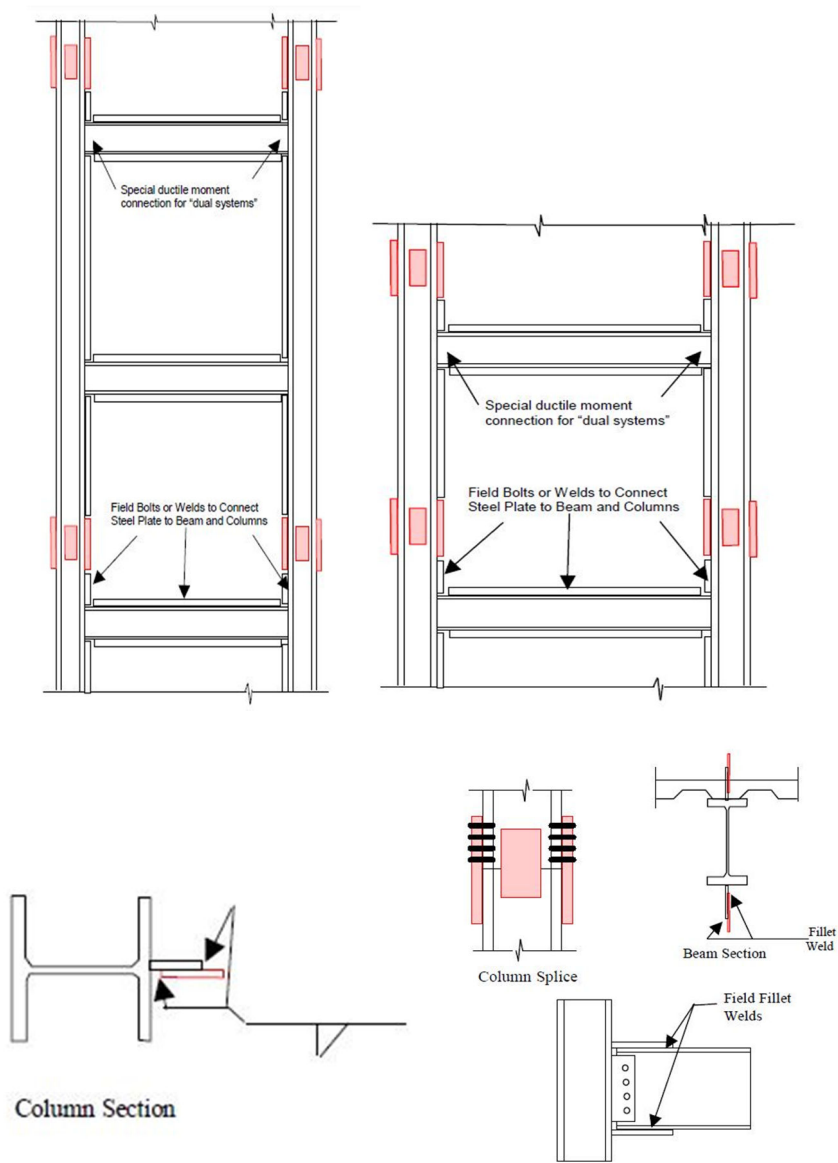
شکل ۲-۸ یک نمونه از جزئیات اجرای دیوار برشی فولادی را نشان می دهد. جزئیات اجرایی نشان داده شده در طراحی ساختمان ۳۰ طبقه ای در دالاس تگزاس آمریکا و بیمارستان ۶ طبقه ای در نزدیکی لس آنجلس توسط یوسف (۲۰۰۰)، تروی و ریچارد (۱۹۹۸) بکار برده شده است. سیستم های نشان داده شده در شکل های ۲-۹ و ۲-۱۰ نیز نمونه هایی از جزئیات اجرای پیشنهاد شده برای دیوار برشی فولادی می باشند [۸].



شکل ۲-۸- نمونه ای از جزئیات اجرایی دیوار برشی فولادی [۸]



شکل ۹-۲- نمونه‌ای از جزئیات اجرایی دیوار برشی فولادی [۸]



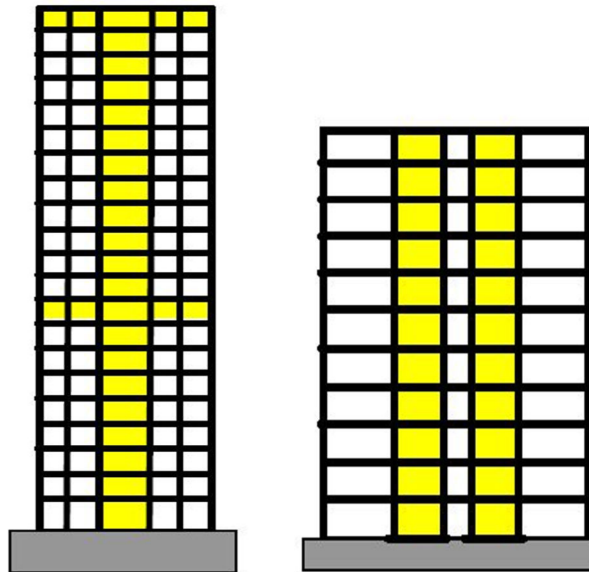
شکل ۱۰-۲- نمونه‌ای از جزئیات اجرایی دیوار برشی فولادی [۸]

۲-۱۳- مزایا و معایب دیوار برشی فولادی

دیوار برشی فولادی در مقایسه با سایر سامانه‌های مقاوم جانبی دارای برتری‌های منحصربه‌فردی است [۸]. از این میان می‌توان به موارد زیر اشاره کرد:

- این سامانه به دلیل انعطاف‌پذیری زیاد میراگر کارآمدی در جذب انرژی محسوب می‌شود.
- رفتار پسماند پایداری را در بارگذاری رفت‌و برگشتی از خود نشان می‌دهد.
- این دیوارها دارای سختی نسبتاً بالایی هستند. سختی زیاد حرکت جانبی را محدود می‌کند.
- در مقایسه با دیوارهای برشی بتنی، این سامانه بسیار سبک‌تر است. در نتیجه، بار کمتری به ستون‌ها و پی وارد می‌شود. از سوی دیگر، وزن کمتر، نیروهای جانبی لرزه‌ای را نیز کاهش می‌دهد. با به‌کارگیری این سامانه، سرعت اجرا بالا می‌رود و هزینه‌های ساخت کاهش می‌یابد.
- بازرسی‌های میدانی و کنترل کیفیت ساخت برای این سامانه راحت‌تر صورت می‌گیرد. به دلیل ضخامت کم صفحه‌ها، از دیدگاه معماری، این دیوارها جای کمتری را نسبت به دیوارهای برشی بتنی معادل اشغال می‌کنند.
- کاربرد آن در ساختمان‌های بلندمرتبه در مقایسه با قاب‌های فولادی خمشی سبب صرفه-جویی در مصرف فولاد به میزان ۵۰ درصد می‌شود.
- این سامانه از نظر سختی برشی از سخت‌ترین سامانه‌های مهاربندی (مهاربند ضربدری) سخت‌تر است. سختی زیاد در کنار امکان ایجاد بازشو در هر نقطه از آن، این دیوارها را به یکی از کارآمدترین سامانه‌ها تبدیل کرده است.
- دیوارهای برشی فولادی دربردارنده‌ی هم‌ه‌ی ویژگی‌های خوب مهاربندهای هم‌محور و برون-محور می‌باشند.
- این سامانه در مقایسه با مهاربندها تنش را مناسب‌تر توزیع می‌کند. این امر سبب جلوگیری از شکست اتصالات در پی می‌شود.

- صفحه‌ی فولادی این دیوارها را می‌توان پس از زلزله تعویض کرد.
 - این سامانه در مناطق سردسیر بسیار کارآمد است. به‌ویژه در شرایطی که ساخت و اجرای دیوار برشی بتنی در دمای بسیار پایین، غیراقتصادی باشد.
- از محدودیت‌های دیوار برشی می‌توان به موارد زیر اشاره نمود:
- دیوار برشی فولادی در ساختمان‌های یک یا چند طبقه مسکونی تا برج‌های بلند مورد استفاده قرار می‌گیرد. مطابق آیین‌نامه 7 ASCE ارتفاع دیوار برشی فولادی برای مناطق لرزه خیز D.E.F ۵۰ متر می‌باشد، مگر اینکه از سیستم دوگانه استفاده گردد. این سیستم برای سازه‌های کوتاه و بلند مناسب می‌باشد. از این‌رو، شیوه‌های طراحی با اندازه‌ی سازه تغییر می‌کند. ملزومات آیین‌نامه در مورد تیرها و ستون‌ها در دیوار برشی فولادی به همراه قاب خمشی و به‌خصوص زمانی که با مقاطع سرد نورد شده ترکیب می‌شوند، سخت‌گیرانه است. برای ساختمان‌های بلند، کنترل جابه‌جایی سازه دشوار و ممکن است باعث افزایش طول دهانه دیوار و یا تعداد دیوارها شود. به دلیل اینکه بر روی دیوار برشی در دهانه‌هایی با طول زیاد مطالعاتی صورت نگرفته است، استفاده از این حالت محدود می‌شود. برای کنترل جابه‌جایی نسبی نیاز است از روش‌هایی از قبیل استفاده‌ی جفت (کوپله) از دیوار برشی فولادی برای کاهش نیروهای محوری در ستون‌ها و یا استفاده از سیستم دکلی در تیرها برای انتقال لنگر واژگونی به ستون‌های مجاور استفاده شود [۸]. شکل ۲-۱۱ نحوه‌ی قرارگیری دیوار برشی فولادی برای کاهش تغییرمکان را نشان می‌دهد.
- نیروهای فشاری اولیه وارد بر ورق فولادی ممکن است گسترش میدان کششی قطری را به تأخیر بیندازد. بسیار مهم است که ترتیب اجرای اجزاء مختلف ساختمان طوری طراحی شود که از ایجاد نیروهای فشاری بزرگ بر روی ورق جان جلوگیری شود. بهتر است سعی شود جوشکاری اتصالات و وصله‌ها زمانی صورت گیرد که بیشترین تغییرمکان ناشی از بارهای مرده رخ داده باشد تا نیروی فشاری اولیه‌ی در سیستم کاهش یابد [۸].



شکل ۲-۱۱- نحوه ی قرارگیری دیوار برشی برای کاهش تغییرمکان [۸]

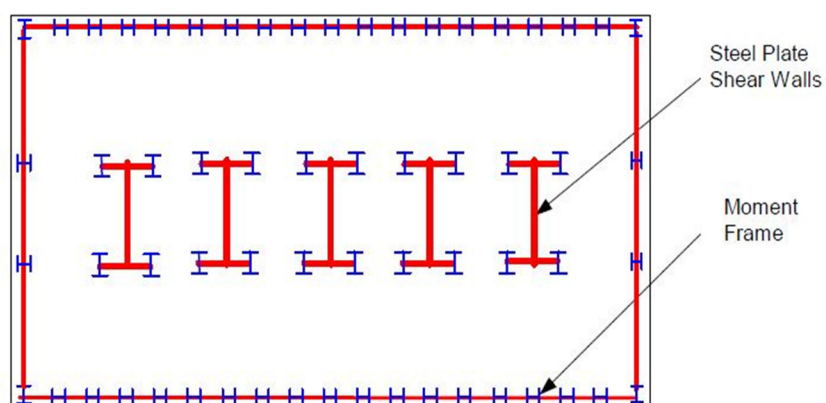
۲-۱۴- تاریخچه ی کاربرد دیوار برشی فولادی

در این بخش، سیزده سازه ی شناخته شده و پیش تاز در زمینه ی به کارگیری سامانه ی دیوار برشی فولادی آورده می شود. هر کدام از این پروژه ها دارای ویژگی ها و تجربیاتی است که می تواند در فهم بهتر این سامانه سودمند باشد.

۲-۱۴-۱- ساختمان ۲۰ طبقه ی نیپون استیل^۱، توکیو، ژاپن

ساختمان نیپون استیل با ۸۴ متر ارتفاع را می توان نخستین سازه ی فولادی برجسته در به کارگیری سامانه ی دیوار برشی فولادی دانست. ساخت آن در توکیوی ژاپن در سال ۱۹۷۰ به پایان رسید. سامانه ی باربر جانبی در راستای طول ساختمان ترکیبی است از قاب خمشی و دیوار برشی فولادی به شکل H و در جهت عرضی شامل دیوار برشی فولادی می باشد. شکل ۲-۱۲ پلانی از سازه را نشان می دهد. پانل های دیوار برشی فولادی از ورق های فولادی به ابعاد $۱۲/۲ \times ۹$ ft با سخت کننده های افقی و عمودی شکل ۲-۱۳ تشکیل شده اند. ضخامت ورق های به کار گرفته شده در دیوارها از $۴/۵$ تا ۱۲ میلی متر متغیر است. شکل ۲-۱۴ نمایی از این ساختمان را نشان می دهد [۵ و ۷].

1- Nippon Steel



شکل ۲-۱۲- جانمایی دیوارهای برشی فولادی در پلان ساختمان نیپون استیل [۵]



شکل ۲-۱۳- نمایی از سخت کننده های قائم و افقی دیوار برشی فولادی در ساختمان نیپون استیل [۵]



شکل ۲-۱۴- نمای از ساختمان نیپون استیل [۵]

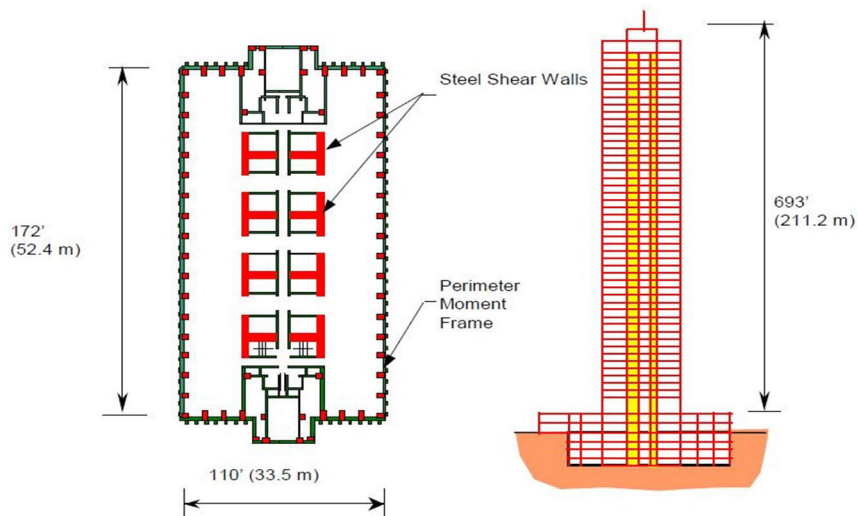
۲-۱۴-۲- ساختمان ۵۶ طبقه ی شینجوکو نومورا، توکیو، ژاپن

طراحی این سازه نخست با دیوار برشی بتنی صورت گرفته بود، اما به دلایلی دیوارهای بتنی مسلح به دیوارهای برشی فولادی تبدیل شدند. علت انتخاب سامانه ی دیوار برشی فولادی نیز به دلیل هزینه ها- ی اجرایی پایین آن نسبت به سامانه ی مهاربندی بود. شکل ۲-۱۵ نمای این ساختمان را نشان می- دهد. ساختمان شینجوکونومورا به ارتفاع ۲۱۱ متر، دارای ۵۱ طبقه روی سطح زمین و ۵ طبقه زیر زمین به ارتفاع ۲۷/۵ متر است [۷ و ۸].



شکل ۲-۱۵- نمای ساختمان ۵۶ طبقه‌ی شینجو کونومورا در توکیو [۷]

شکل ۲-۱۶- پلان ساختمان و برشی از آن را نشان می‌دهد. این سازه از قاب خمشی پیرامونی و دیوار برشی فولادی سخت‌شده‌ی سپری‌شکل تشکیل شده و ابعاد چشمه‌های دیوار ۳ متر در ۵ متر است. در یک سوی دیوار، از سخت‌کننده‌های عمودی و در سوی دیگر از سخت‌کننده‌های افقی استفاده شده و ورقه‌ها توسط پیچ‌هایی (۲۰۰ تا ۵۰۰ عدد) به ستون‌های H شکل متصل شده‌اند [۷ و ۸].



شکل ۲-۱۶- پلان و برشی از ساختمان شینجو کونومورا [۸]

۲-۱۴-۳- ساختمان ۳۵ طبقه‌ی سیتی‌هال در کوبه، ژاپن

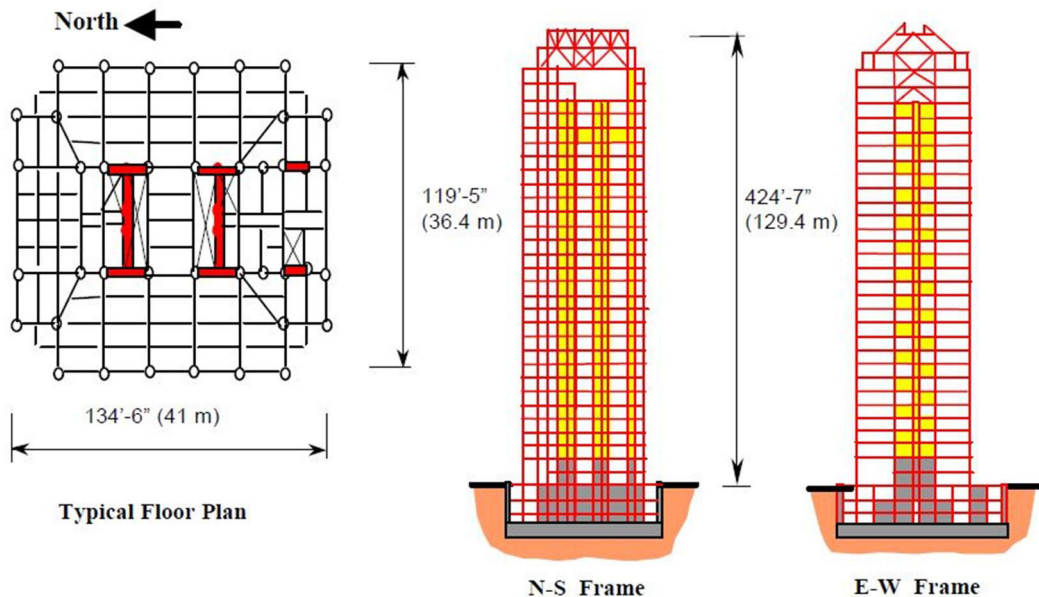
ساختمان سیتی‌هال با ۳۵ طبقه یکی از برجسته‌ترین ساختمان‌هایی است که در منطقه‌ای با لرزه-خیزی بسیار زیاد (کوبه‌ی ژاپن) از سامانه‌ی دیوار برشی فولادی بهره برده است. این ساختمان در سال ۱۹۸۸ ساخته شد و در سال ۱۹۹۵ تحت زلزله‌ی شدید کوبه قرار گرفت. شکل ۲-۱۷ این سازه را پیش و پس از این زلزله نشان می‌دهد [۷ و ۸].



شکل ۲-۱۷- نمای ساختمان سیتی‌هال پیش (راست) و پس (چپ) از زلزله‌ی ۱۹۹۵ کوبه [۸]

سامانه‌ی باربر جانبی این ساختمان دربرگیرنده‌ی یک سامانه‌ی دوگانه از قاب خمشی و دیوار برشی می‌باشد. ویژگی بارز این سازه، به‌کارگیری سه‌گانه‌ی مختلف دیوارهای برشی است. بدین‌سان که در سه طبقه‌ی زیر زمین دیوارها از بتن مسلح ساخته شده‌اند. در طبقات اول و دوم نیز دیوارهای برشی از نوع مرکب‌اند و در دیگر طبقات دیوارهای برشی فولادی به کار رفته است. شکل ۲-۱۸ پلان طبقات و قاب‌های سازه را نشان می‌دهد. در طی زلزله‌ی شدید کوبه در سال ۱۹۹۵ که سبب آسیب‌دیدن بخش زیادی از ساختمان‌ها و شریان‌های کلیدی شهر شد، به ساختمان سیتی‌هال هیچ‌گونه آسیب عمده‌ای وارد نشد. بررسی‌های صورت گرفته بر این سازه نشان می‌دهند که میزان آسیب‌دیدگی بسیار ناچیز بوده و تنها به کماتش موضعی دیوارهای برشی سخت‌شده در طبقه‌ی ۲۶م خلاصه می‌شده

است. در طی این حادثه، میزان تغییر مکان جانبی تراز بام ساختمان، ۲۲۵ میلی متر در جهت شمالی و ۳۵ میلی متر در جهت غربی گزارش شد.

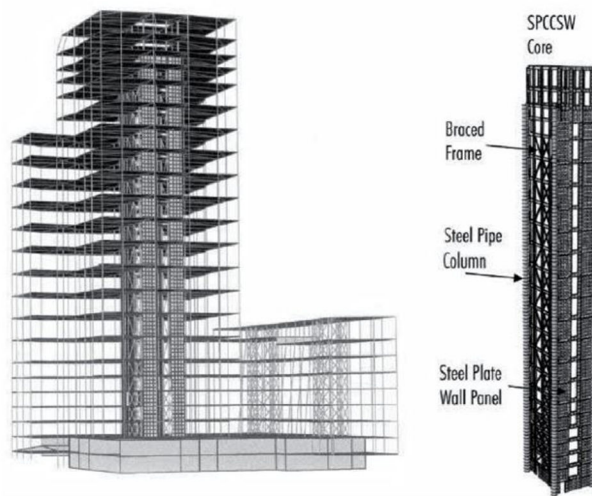


شکل ۲-۱۸ - جانمایی دیوارهای برشی در پلان (چپ) و نمایی از قاب‌های فولادی (راست) ساختمان سیتی هال

۲-۱۴-۴- ساختمان ۲۳ طبقه دادگاه ایالتی، سیاتل، ایالات متحده

در این ساختمان از دو سیستم قاب مهاربندی شده و دیوار برشی فولادی به ترتیب در جهت غربی-شرقی و شمالی-جنوبی استفاده شده است. در جهت شمالی-جنوبی، از دیوار برشی بدون سخت-کننده و ستون‌های بزرگ کامپوزیت به عنوان المان‌های مرزی استفاده می‌شود که در شکل ۲-۱۹ و ۲-۲۰ نشان داده می‌شود. این ستون‌ها در سختی خمشی سیستم و مقابله با لنگر واژگونی مشارکت می‌کنند. استفاده از دیوار برشی فولادی در این ساختمان باعث افزایش ۲ درصدی زیربنای مفید نسبت به حالت استفاده از دیوار برشی بتنی شده است. سرعت نصب بالا، سهولت بیشتر نسبت به قاب مهاربندی شده همگرای ویژه و شکل‌پذیری بسیار زیاد از عوامل انتخاب این سیستم سازه‌ای می‌باشد.

شکل ۲-۲۱ نمای ساختمان دادگاه ایالتی آمریکا را نشان می‌دهد [۸].



شکل ۲-۱۹- سیستم سازه‌ای برای ساختمان دادگاه ایالتی، سیاتل [۸]



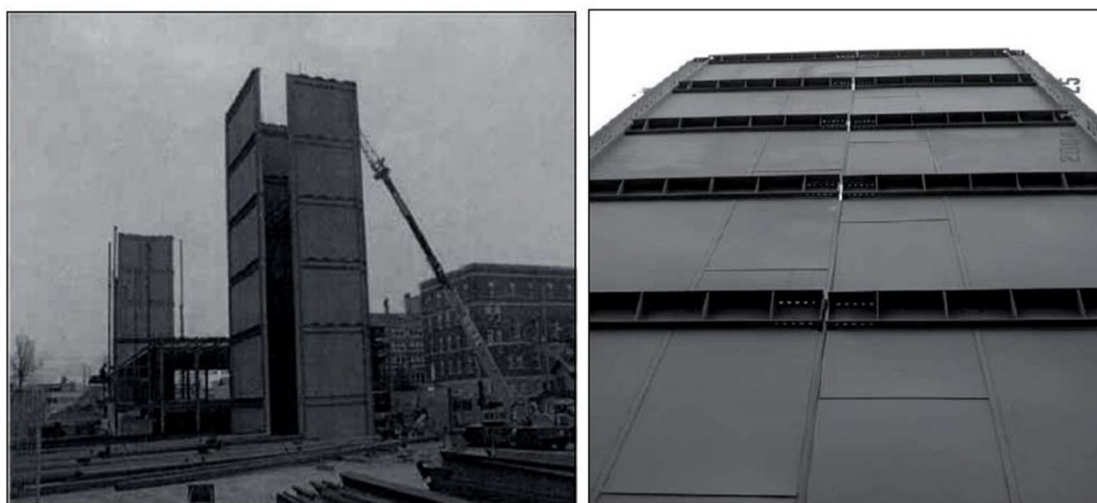
شکل ۲-۲۰- هسته با ستون‌های کامپوزیت پر شده با بتن، دادگاه ایالتی سیاتل [۸]



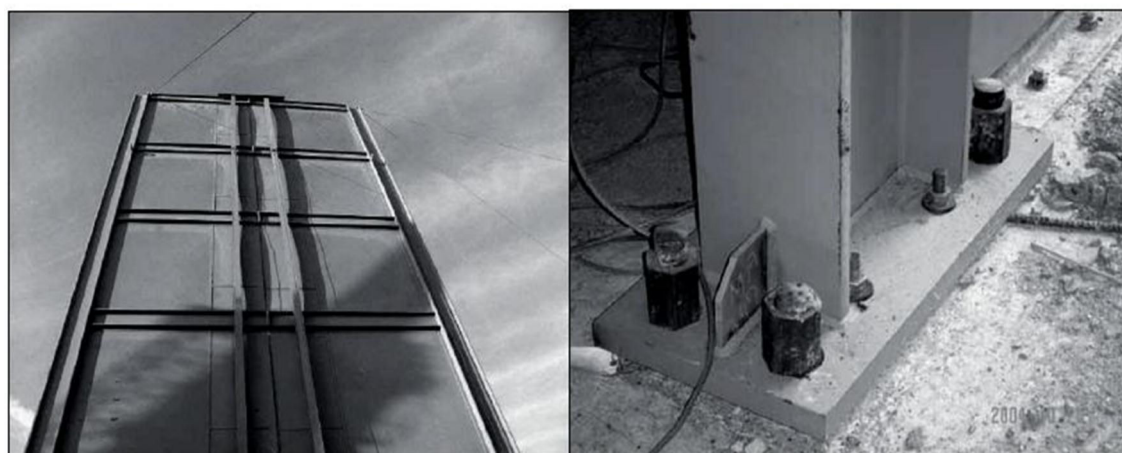
شکل ۲-۲۱- نمای ساختمان دادگاه ایالتی آمریکا، سیاتل [۸]

۲-۱۴-۵- ساختمان ۷ طبقه ING در کبک، کانادا

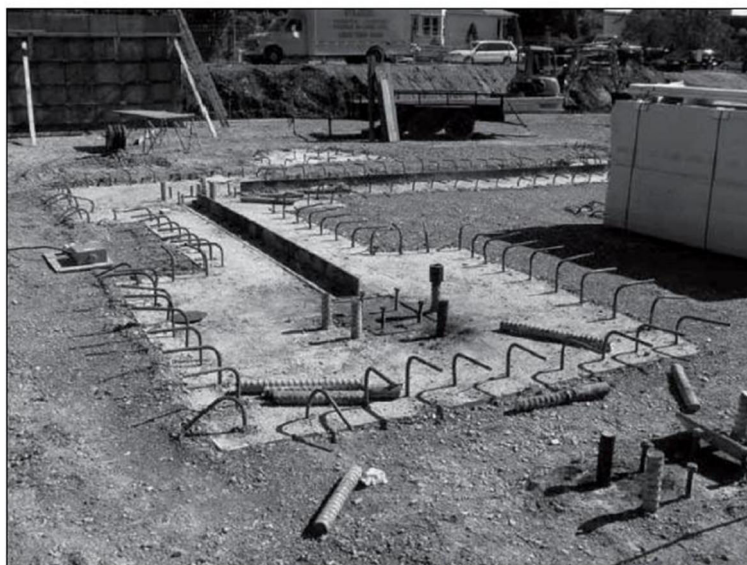
در این ساختمان در راستای استفاده ی بیشتر از فضای ساختمان و ساخت سریع تر نسبت به سایر سیستم های سازه ای از دیوار برشی فولادی بهره جویی شده است. در طراحی از یک هسته ی تشکیل شده از دیوارهای فولادی در مرکز ساختمان استفاده می شود. دیوارها به طور کامل و یکپارچه در ارتفاع ساخته می شوند. بعضی از دیوارها به صورت دو تکه و به اندازه ی نصف دهانه ساخته و در محل به یکدیگر متصل شده اند. دیوارها به صورت پیوسته به فونداسیون متصل گردیدند. شکل های ۲-۲۲ تا ۲-۲۴ این ساختمان را نشان می دهد [۸].



شکل ۲-۲۲- هسته ی مرکزی دیوار برشی ساختمان ING و وصله ی تیرها و ورق جان دیوار [۸]



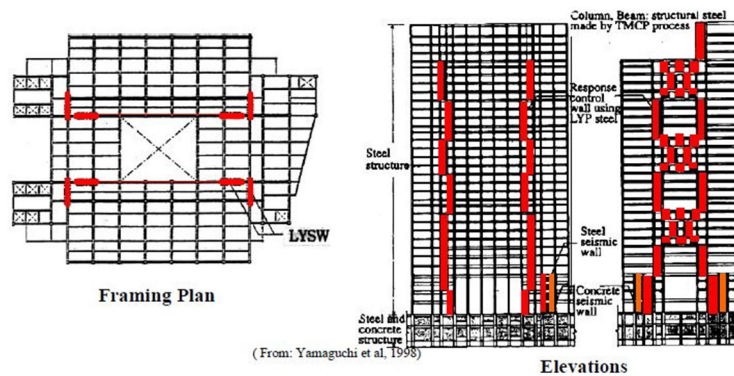
شکل ۲-۲۳- جزئیات دیوار برشی ساختمان ING [۸]



شکل ۲-۲۴- اتصال دیوار به فنداسیون، ساختمان ING [۸]

۲-۱۴-۶- استفاده از فولاد با تنش تسلیم کم در دیوار برشی فولادی

در سال‌های اخیر ورق‌های فولادی با تنش تسلیم کم در کشور ژاپن تولید و گسترش یافته و به صورت موفقیت آمیزی در دیوار برشی فولادی به کار رفته‌اند. فولاد با تنش تسلیم کم در حدود نصف فولاد A۳۶ جاری می‌شود و دارای شکل‌پذیری بیشتر و ازدیاد طول نهایی در حدود دو برابر فولاد A۳۶ می‌باشد. فولاد LYS۱۰۰ در تنشی بین ۸۰ تا ۱۲۰ Mpa و فولاد LYS۲۳۵ در تنشی بین ۲۱۵ تا ۲۳۵ Mpa جاری می‌شود. این نوع فولاد پیش از گسیختگی، بیش از ۴۰ درصد ازدیاد طول پیدا می‌کند. به دلیل مقاومت پایین، ورق‌هایی با ضخامت بیشتر برای مقابله با نیروی‌های وارد لازم است استفاده شود. از این رو، باعث کاهش تعداد سخت‌کننده برای جلوگیری از کمانش می‌شود. طبق مشاهدات صورت گرفته در ژاپن، این نوع فولاد می‌تواند به صورت کاملاً موثر به عنوان المان جذب انرژی در سازه به کار رود.



شکل ۲-۲۵- ساختمان ۳۱ طبقه در ژاپن با دیوار برشی فولادی LYS [۸]

شکل ۲-۲۵ یک نمونه از کاربرد فولاد LYS ۱۰۰ را در یک ساختمان ۳۱ طبقه در ژاپن نشان می‌دهد. فولاد به کار رفته در این سازه دارای تنش تسلیم ۸۱۴ تا $\frac{Kg}{cm^2}$ ۱۱۹۳ و مقاومت کششی ۲۰۳۵ تا $\frac{Kg}{cm^2}$ ۳۰۳۵ می‌باشد. دیوارها دارای ضخامت ۰/۲۵ تا $۴/۵ \times ۳$ متر هستند که توسط سخت‌کننده‌های قائم و افقی تقویت شده و طوری طراحی شده‌اند که تحت بار باد در ناحیه الاستیک باقی مانده ولی در زلزله سطح خطر ۱ جاری شوند. برای کاهش اثرات خمشی در دیوارها، اطراف راه پله‌ها برای قرارگیری دیوارهای برشی فولادی انتخاب گردید. ورق‌های پیش‌ساخته توسط پیچ‌های اصطکاکی به تیرها و ستون‌های پیرامونی متصل شده‌اند. با استفاده از فولاد LYS میزان تغییر مکان سازه ۳۰ درصد کاهش پیدا کرد [۷ و ۸].

۲-۱۵- پژوهش‌های گذشتگان

۲-۱۵-۱- تاکاهاشی^۱ و همکاران (۱۹۷۳)

بر روی رفتار دیوار برشی فولادی پژوهش‌های زیادی انجام گرفته است. تاکاهاشی و همکاران در سال ۱۹۷۳ پیشنهاد دادند که از تعداد زیادی سخت‌کننده‌ی صلب و سنگین در این دیوارها استفاده شود. بدین وسیله، طراحان می‌توانند مطمئن باشند که دیوار به مقاومت کامل پلاستیک خود می‌رسد و دچار کمانش کلی نمی‌شود. بنابراین، صفحه‌های فولادی قادر خواهند بود تا در برابر نیروهای شدید جانبی مقاومت کنند و انرژی حاصل از آن را مستهلک سازند [۱۳].

1- Takahashi

۲-۱۵-۲- ژو و لو^۱ (۱۹۹۴)

این دو محقق یک مطالعه ی تحلیلی بر روی یک قاب خمشی سه دهانه ۱۲ طبقه که در دهانه ی میانی آن یک دیوار برشی فولادی قرار داشت، انجام دادند. هدف از این بررسی، تعیین تأثیر اتصال تیر به ستون و اتصال ورق به قاب پیرامونی بود. برای این منظور، چهار حالت در نظر گرفته شد:

۱- اتصال تیرها از نوع صلب و ورق فولادی به طور کامل به قاب پیرامونی متصل است.

۲- اتصال تیرها از نوع صلب و ورق فولادی فقط به تیرها متصل است.

۳- اتصال تیرها از نوع مفصلی و ورق فولادی به طور کامل به قاب پیرامونی متصل است.

۴- اتصال تیرها از نوع مفصلی و ورق فولادی فقط به تیرها متصل است.

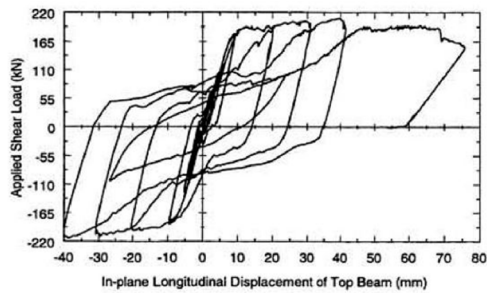
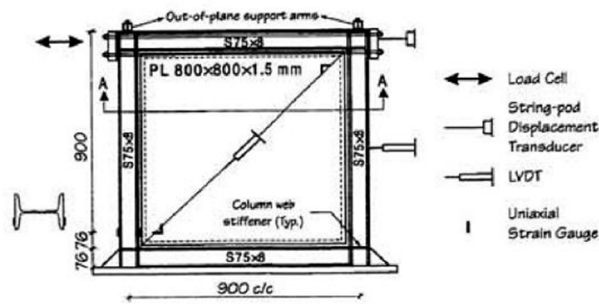
ضخامت ورق برای تمامی حالتها یکسان بود و در ارتفاع تغییر می کرد. طبقات ۱ تا ۴، ۵ تا ۸ و ۹ تا ۱۲ به ترتیب دارای ورق با ضخامت ۲/۸، ۲/۴ و ۲/۲ میلیمتر بودند. عرض دهانه های بیرونی mm ۹۱۴۴ و عرض دهانه ای که دیوار در آن قرار داشت، mm ۳۶۵۸ بود. ارتفاع تمامی طبقات mm ۳۶۵۸ بود به جز طبقه ی اول که mm ۴۵۷۲ ارتفاع داشت. در مدل اجزاء محدود، تیرها و ستون ها بصورت المان های تیر الاستیک و ورق ها با استفاده از المان های صفحه ای الاستو پلاستیک مدل شدند. ناکاملی های اولیه در ورق برای منظور کردن شکل مدهای کمانش اعمال گردید. هر مدل به صورت جانبی در طبقات بارگذاری گردید و آنالیز استاتیکی غیرخطی بر مدل ها انجام شد.

از این بررسی ها نتیجه گیری شد که نوع اتصال تیر به ستون در دهانه ای که با دیوار پوشانده شده است، تأثیر اندکی بر روی منحنی نیرو-تغییر مکان سیستم دارد و اتصال پنل ها به ستون ها فقط مقدار کمی باعث افزایش ظرفیت سیستم می شود. آنها نتیجه گیری کردند که حالت استفاده از اتصالات مفصلی تیر

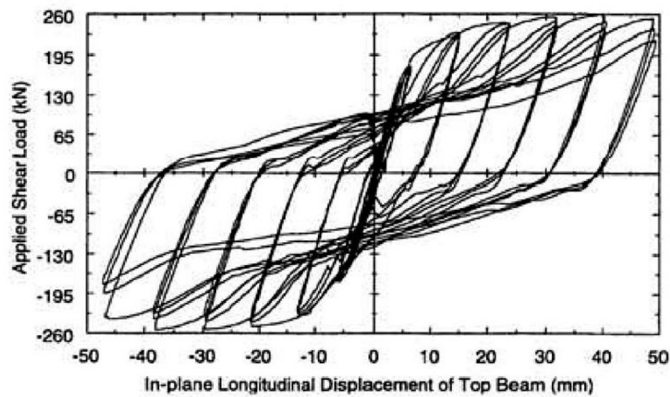
به ستون و متصل کردن ورق‌ها فقط به تیرها حالت بهینه در طراحی است. زیرا این مسئله باعث کاهش نیروی برشی در ستون‌های داخلی و جلوگیری از خرابی زودرس آنها می‌شود [۸ و ۱۴].

۲-۱۵-۳- لوبل و رضایی (۲۰۰۰)

لوبل و رضایی در سال ۲۰۰۰ در دانشگاه بریتیش کلمبیا یک نمونه چهار طبقه و دو نمونه یک طبقه دیوار برشی فولادی را مورد آزمایش قرار دادند. عرض نمونه‌ها ۹۰۰ mm و تمامی نمونه‌ها دارای نسبت ارتفاع به عرض ۱ بودند. ضخامت ورق‌های جان دیوارها ۱/۵mm و تنش جاری شدن آنها ۳۲۰ mpa بود. از اتصالات خمشی تیر به ستون استفاده شد و بارگذاری چرخه‌ای شبه استاتیکی مطابق با ATC۲۴ صورت گرفت. اولین نمونه یک طبقه تا رسیدن به تغییر مکان ۷Δy بارگذاری شد. این آزمایش به دلیل تغییر مکان بسیار زیاد خارج از صفحه تیر بالایی و شکستن مهار جانبی، متوقف شد. بنابراین در تیر بالایی نمونه‌ی دوم برای جلوگیری از کمانش خارج از صفحه، از سخت کننده استفاده گردید. مقاومت نهایی نمونه اول ۲۰۰ KN و مقاومت تسلیم آن در تغییر مکان ۹mm، ۱۸۰ KN به دست آمد (شکل ۲-۲۶). در آزمایش دوم مقاومت تسلیم ۱۹۰ KN، تغییر مکان تسلیم ۳mm و مقاومت نهایی در تغییر مکان ۴Δy، ۲۶۰ KN به دست آمد. شکل ۲-۲۷ نتایج آزمایش دوم را نشان می‌دهد. دلیل افزایش قابل توجه در مقاومت نهایی و سختی نمونه‌ی دوم، استفاده از تیر بالایی سخت‌تر می‌باشد. استفاده از تیر با سختی بالا باعث تشکیل میدان کششی کامل در ورق جان دیوار شده و نقش مهمی در رفتار دیوار برشی فولادی دارد. نمونه‌ی چهار طبقه تحت بارهای جانبی برابر در تمام طبقات قرار گرفت. همچنین بار ثقلی نیز به نمونه اعمال شد.



شکل ۲-۲۶- نمونه‌ی آزمایش شده و منحنی هیستریزس حاصل از آزمایش اول [۱۶]



شکل ۲-۲۷- نمونه‌ی آزمایش شده و منحنی هیستریزس حاصل از آزمایش دوم [۱۶]

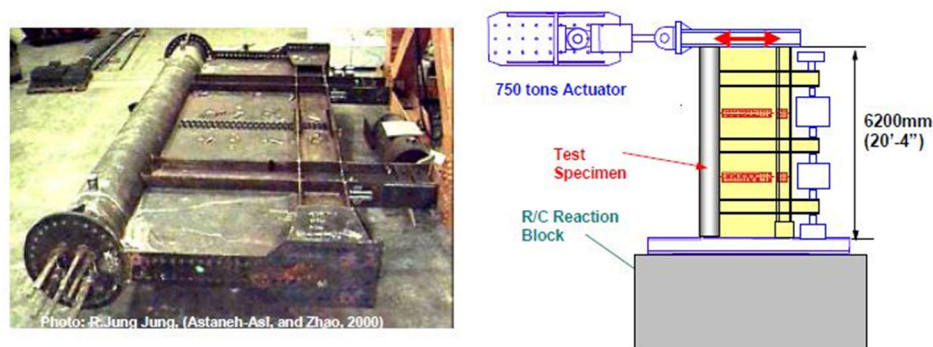
این نمونه در برش پایه ۱۵۰ KN و تغییر مکان ۹ mm به نقطه جاری شدن رسید. گسیختگی به دلیل ناپایداری کلی و به علت جاری شدن ستون‌ها در تغییر مکان Δy ۱/۵ اتفاق افتاد (شکل ۲-۲۸). از روی منحنی‌های هیستریزس دیوار در طبقات مختلف، این نتیجه به دست آمد که دیوار طبقه‌ی اول بیشترین فعالیت غیر الاستیک و خرابی را داشته است. این یافته‌ها با نتایج بدست آمده از آزمایشات در ایور ۱۹۹۷ و رضایی ۱۹۹۹ مطابقت دارد.



شکل ۲-۲۸- ناپایداری موضعی ستون‌های طبقه اول [۱۶]

۲-۱۵-۴- آستانه اصل و ژائو (۲۰۰۱)

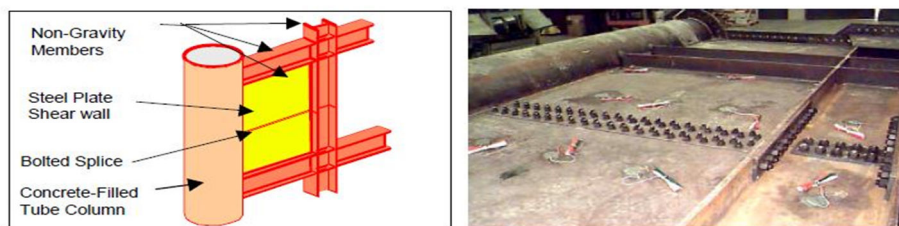
آستانه اصل و ژائو دو نمونه سه طبقه با مقیاس ۰/۵ را که در شکل ۲-۲۹ نشان داده شده است، در دانشگاه برکلی کالیفرنیا آزمایش کردند. در نمونه‌ی اول شکل ۲-۳۰، نسبت ارتفاع به عرض، ۱/۵ و در نمونه‌ی دوم نسبت ارتفاع به عرض، ۱ بود. دیوار برشی فولادی به همراه قاب خمشی مورد استفاده قرار گرفت. نمونه‌ی اول رفتار بسیار شکل‌پذیری از خود نشان داد. در دریفت ۰/۶ درصد، نمونه تقریباً الاستیک بود و بعضی خطوط جاری شدن بر روی ورق جان و ستون‌های باربر جانبی (ستون‌هایی که بار ثقلی را تحمل نمی‌کردند) مشاهده شد. در دریفت ۲/۲ درصد، قطر فشاری کمانش کرده و قطر کششی در حال جاری شدن بود.



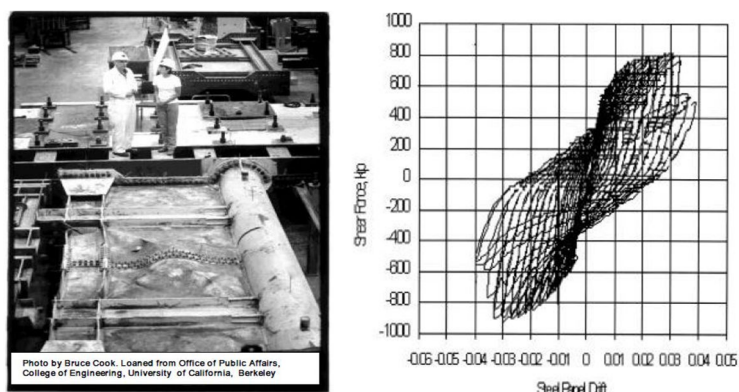
شکل ۲-۲۹- تنظیمات آزمایش و نمونه‌ی اول [۵]

در این تغییر مکان، ستون‌های باربر جانبی دچار کماتش موضعی شدند. نمونه توانست ۷۹ سیکل بارگذاری که ۳۹ عدد آن در ناحیه غیر ارتجاعی بود، قبل از رسیدن به دریفت ۳/۳ درصد تحمل کند. در این تغییر مکان، تیر بالایی در محل تماس تیر با ستون گسیخته شده و مقاومت برشی نمونه به ۶۰ درصد مقاومت نهایی کاهش پیدا کرد. شکل ۲-۳۰ نمونه‌ی اول را پس از آزمایش نشان می‌دهد.

مشابه نمونه‌ی اول، نمونه‌ی دوم نیز رفتار شکل‌پذیری از خود نشان داد. تا دریفت ۰/۷ درصد، نمونه تقریباً الاستیک بود در این تغییر مکان، بعضی خطوط جاری شدن بر روی دیوار پدیدار شد و منحنی نیرو- تغییر مکان از خط مستقیم ارتجاعی منحرف شد. همانطور که در شکل ۲-۳۱ نشان داده شده است، در سیکل‌های بعدی بارگذاری خطوط جاری شده به شکل X بر روی دیوار پدیدار شدند، نمونه ۲۹ سیکل بارگذاری شامل ۱۵ سیکل غیر ارتجاعی را تحمل نمود و دریفت حداکثر ۲/۲ درصد و نیروی ماکزیمم ۱۲۲۵ Kips ثبت گردید. در این تغییر مکان تیر طبقه بالایی در محل تماس با ستون، گسیخته شده و مقاومت برشی نمونه به ۷۵ درصد مقاومت حداکثر سیکل قبلی رسید. به این دلیل که مقاومت نمونه به زیر ۸۰ درصد مقاومت نهایی رسید، آزمایش متوقف گردید.



شکل ۲-۳۰- مشخصات نمونه‌ی آزمایش شده و وصله‌های پیچی



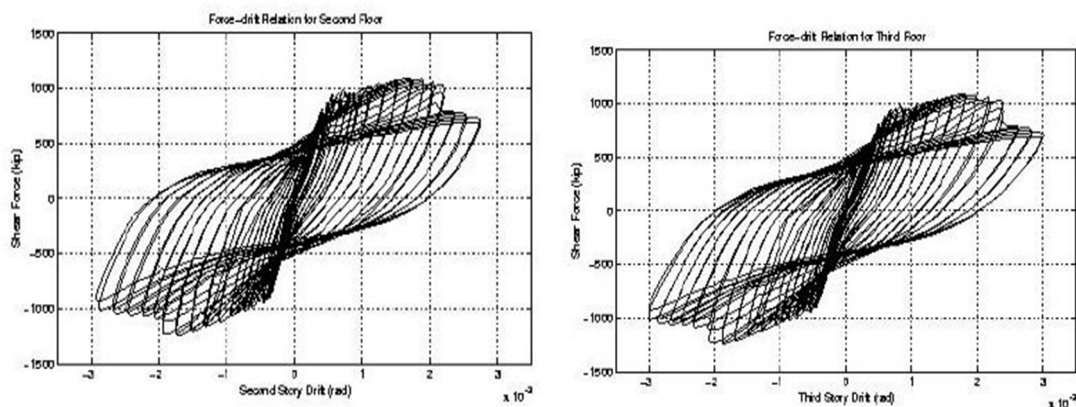
شکل ۲-۳۱- نمونه‌ی اول پس از آزمایش و منحنی هیستریزس [۵]

شکل ۲-۳۳ منحنی‌های هیستریزس این نمونه را نشان می‌دهد. قابل ذکر است که ستون‌های دایره‌ای

پر شده با بتن، تقریباً ۲۰ درصد از کل نیروی جانبی وارد بر سیستم را تحمل نمودند [۵].



شکل ۲-۳۲- نمونه ی دوم در حین آزمایش و در پایان آزمایش [۵]

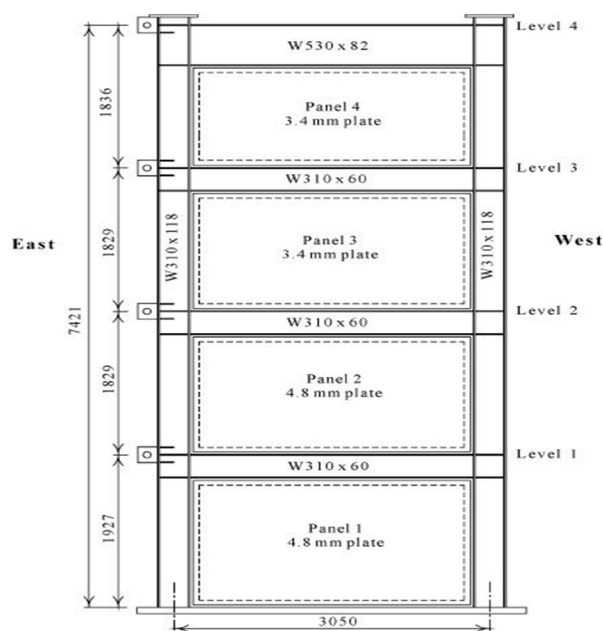


شکل ۲-۳۳- منحنی های هیستریزس نمونه ی دوم [۵]

۲-۱۵-۵- بهبهانی فرد، گروندین^۱ و الوی (۲۰۰۳)

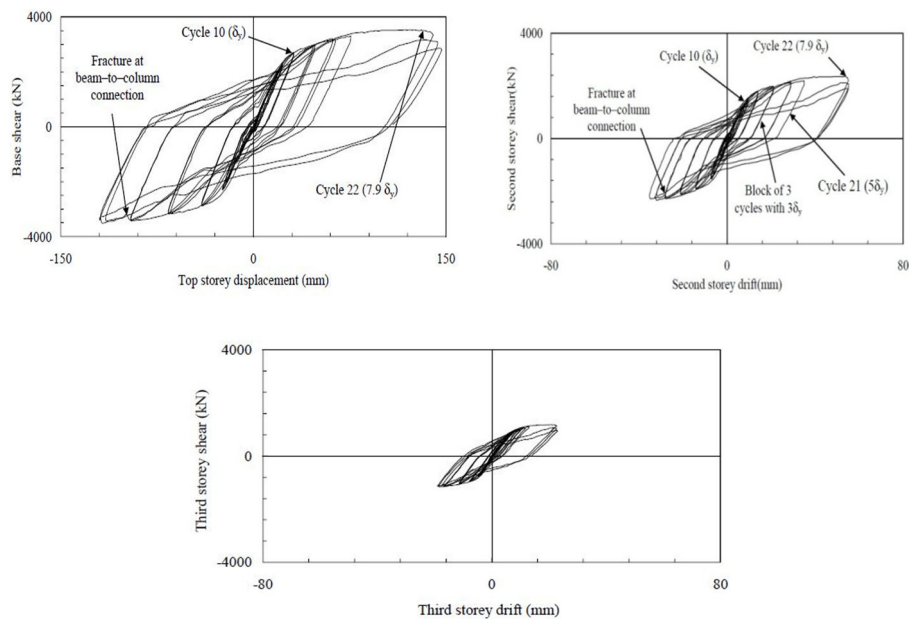
بهبهانی فرد و همکارانش در سال ۲۰۰۳، در دانشگاه آلبرتا ی کانادا یک نمونه سه طبقه را تحت بار ثقلی جانبی شبه استاتیکی چرخه ای، مورد آزمایش قرار دادند (شکل ۲-۳۴).

1- Grondin



شکل ۲-۳۴- شماتیک نمونه‌ی سه طبقه [۱۵]

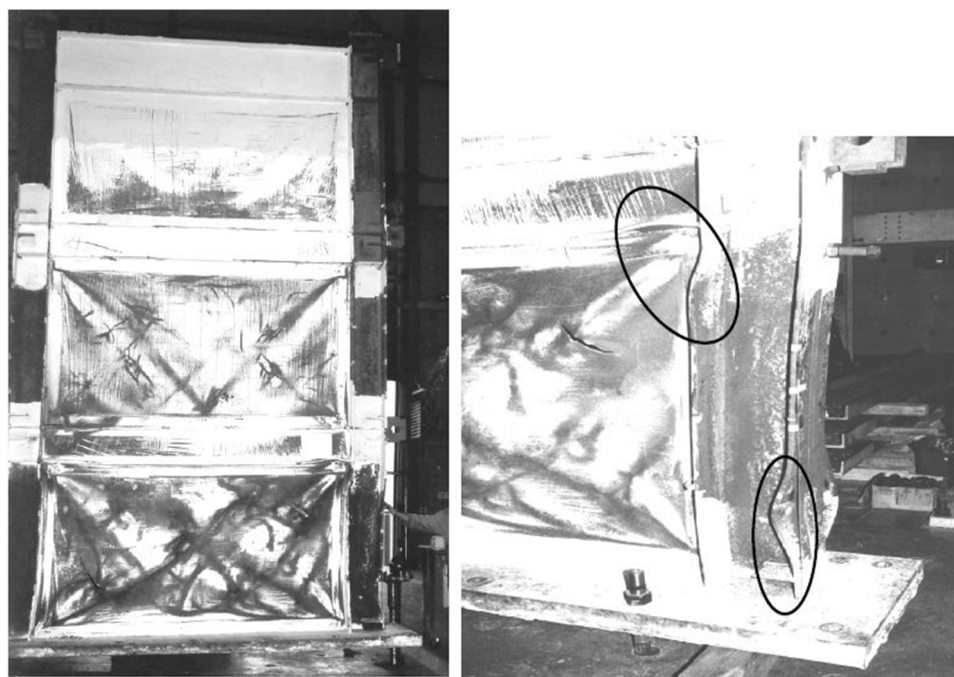
این نمونه شامل سه طبقه که با توجه به گزارشات هیچگونه آسیب جدی و ماندگاری در آن مشاهده نشده بود. ورق جان در طبقه‌ی اول کمانش کرده و تغییر شکل‌های پلاستیک در آن رخ داده بود. تیر بالایی طبقه اول برداشته شد و باقیمانده‌ی نمونه به یک صفحه ستون به ضخامت ۹۰mm جوش داده شد. مقاومت نمونه در تغییر مکان بام برابر با ۵۰mm و پس از ۲۴ سیکل بارگذاری (شامل ۱۴ سیکل غیر ارتجاعی)، ۳۵۰۰KN ثبت شد. رفتار هیستریزیس حاصل از این نمونه در شکل ۲-۳۵ نشان داده شده است.



شکل ۲-۳۵- منحنی‌های هیستریزس در طبقات [۱۵]

در تغییرمکان 28mm پارگی در ورق طبقه ی اول به دلیل خستگی ناشی از تکرار پیچ خوردگی در اثر کمانش، ایجاد شد. همچنین کمانش بال ستون در تراز صفحه ستون و تیر اول در این تغییرمکان آغاز شد. در تغییرمکان 35mm ، شکست بال تیر طبقه ی اول رخ داد و کمانش ستون آغاز گردید، تیر دوباره جوش داده شد و آزمایش تا زمانی که جک بارگذاری به ظرفیت نهایی خود رسید (50mm)، ادامه پیدا کرد. وضعیت نهایی نمونه در شکل ۲-۳۶ نشان داده شده است. یک مدل اجزاء محدود بر اساس روابط دینامیکی غیرخطی در نظر گرفتن سخت‌شدگی کینماتیکی مصالح برای منظور کردن اثر بوشنیگر، ساخته شد. بعد از تایید صحت مدل در مقایسه با نتایج آزمایشگاهی، از آن برای بررسی پارامترهای مؤثر بر سختی و مقاومت سیستم دیوار برشی فولادی استفاده شده است. از بررسی‌های صورت گرفته، نتیجه‌گیری شد که با کاهش نسبت دهانه به ارتفاع، مقاومت و سختی سیستم افزایش می‌یابد. مقدار افزایش برای نسبت‌های بین ۱ تا ۲ ناچیز و برای نسبت‌های کمتر از ۱، قابل توجه است. ناکاملی خارج از صفحه ی ورق، اثر قابل ملاحظه‌ای نداشت و به $0.01\sqrt{L \times h}$ محدود می‌شد.

همچنین این نتیجه حاصل شد که افزایش بار ثقلی و لنگرهای واژگونی باعث کاهش سختی الاستیک و مقاومت سیستم دیوار برشی فولادی می‌شد [۱۵].



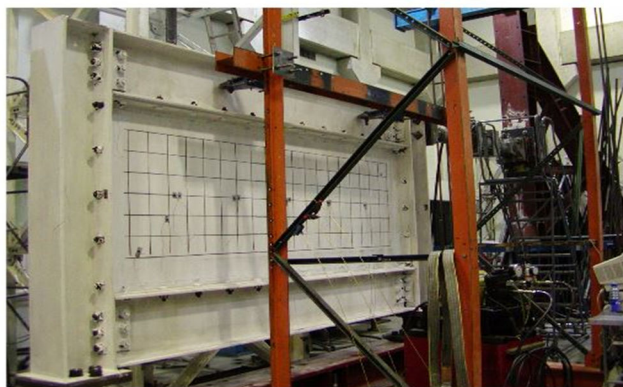
شکل ۲-۳۶- نمونه در پایان آزمایش، پارگی در ورق کمانش موضعی ستون [۱۵]

۲-۱۵-۶- برمن^۱ و برنئو^۲ (۲۰۰۳)

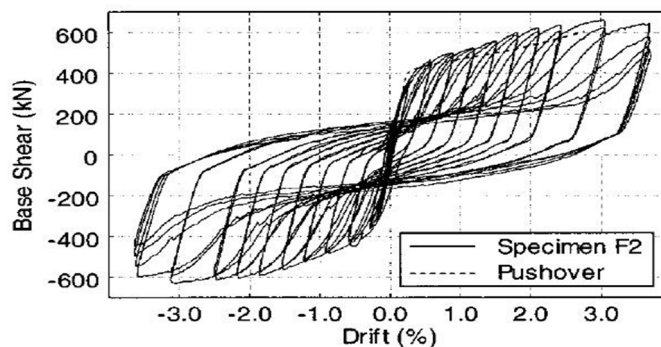
یکی از محدودیت‌های سیستم دیوار برشی فولادی این است که ممکن است مصالح در دسترس برای دیوار، قوی‌تر و ضخیم‌تر از مقدار مورد نیاز برای طراحی باشند. این مسأله باعث افزایش اندازه مقاطع مورد نیاز برای المان‌های مرزی قائم، افقی و همچنین ابعاد فونداسیون می‌شود. زیرا این اعضا بطور کلی برای ظرفیت نهایی ورق طراحی می‌شوند. برای رفع این مشکل، تحقیقات اخیر بر روی استفاده از ورق‌های فولادی گالوانیزه نازک فرم داده شده در حالت سرد، فولاد با مقاومت تسلیم کم و تعبیه سوراخ‌هایی برای کاهش مقاومت و سختی پانل فولادی، متمرکز شده است. یک نمونه از دیوار برشی

1- Berman
2 - Burneau

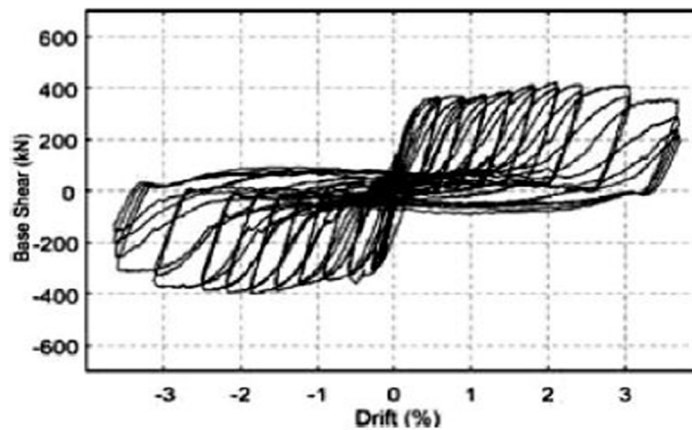
فولادی با استفاده از ورق فولادی گالوانیزه نازک با ضخامت 1mm در شکل ۲-۳۷ نشان داده شده است. در این نمونه از ستون‌هایی با مقطع ۱۲×۹۶ و تیرهایی با مقطع ۱۲×۸۶ استفاده شده است. بارگذاری جانبی به صورت چرخه‌ای شبه استاتیکی و مطابق با پروتکل ۲۴-ATC صورت گرفته است. نتایج آزمایش در شکل ۲-۳۷ نشان داده شده است. در منحنی شکل ۲-۳۸ سهم قاب پیرامونی به صورت خط‌چین و در شکل ۲-۳۹ منحنی هیستریزیس ورق فولادی بدون قاب مشخص گردیده است. این نمونه به نسبت شکل‌پذیری ۱۲ و دریفت ۳/۷ درصد رسید و ورق جان دیوار ۹۰ درصد سختی اولیه سیستم را تأمین نمود. حالت حدی نمونه به دلیل گسیختگی در ورق که از گوشه‌ها شروع به گسترش نمود، ایجاد شد. شکل ۲-۴۰ کمانش ورق در تغییر مکان ماکزیمم سیکل ۱۲۰م (ضریب شکل‌پذیری ۶ و دریفت ۱/۸۲ درصد) و شکل ورق در گوشه‌ی پنل در سیکل ۱۲۶م (ضریب شکل‌پذیری ۱۰ و دریفت ۳/۰۷ درصد) را نشان می‌دهد [۱۶].



شکل ۲-۳۷- نمونه با ورق گالوانیزه قبل از آزمایش [۱۶]



شکل ۲-۳۸- منحنی هیستریزیس دیوار و قاب نمونه با ورق گالوانیزه [۱۶]



شکل ۲-۳۹- منحنی هیستریزیس نمونه با ورق گالوانیزه [۱۶]



شکل ۲-۴۰- کمانش ورق در دریفت ۱/۸۲ درصد و پارگی ورق در دریفت ۳/۰۷ درصد [۱۶]

۲-۱۵-۷- ولادی، ارمغانی و داوران (۱۳۸۶)

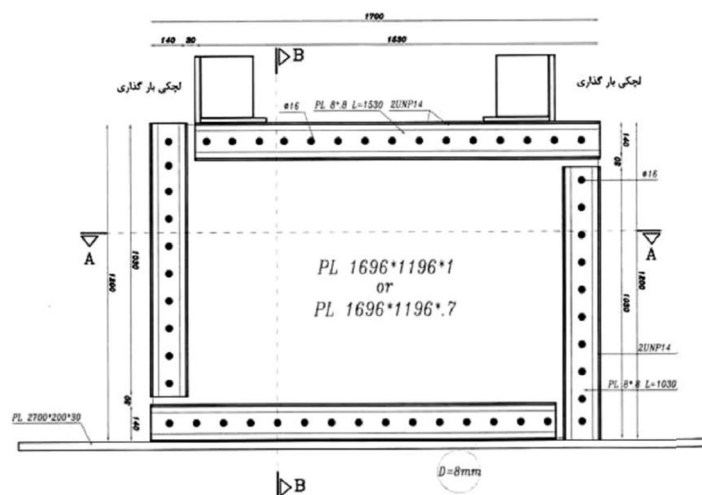
این محققین برای بررسی رفتار الاستو پلاستیک دیوار برشی فولادی، شش نمونه با نسبت ارتفاع به عرض و ضخامت متفاوت را در آزمایشگاه مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، مورد آزمایش قرار دادند. همان طور که در شکل های ۲-۴۱ تا ۲-۴۳ نشان داده شده است، ابعاد ورق های جان دیوار به ترتیب ۹۲۰×۹۲۰ و ۹۲۰×۱۴۲۰ و ۹۲۰×۱۴۲۰ میلی متر می باشند. ضخامت ورق های استفاده شده $۰/۷$ و ۱ میلی متر می باشد. المان های مرزی دارای مقطع $۲UNP۱۴۰$ به همراه ورق تقویتی ۸×۸ mm متصل به جان می باشند و اتصال تیرها به ستون ها مفصلی است. ورق های جان توسط بولت های اصطکاکی $A۴۹۰$ به المان های مرزی متصل شده اند. به علاوه بولت های گوشه ای دیوار برای اطمینان از عملکرد

مناسب مفصلی بسته نشده‌اند. تمام نمونه‌ها به یک کف مستحکم (پلیت با ابعاد $2700 \times 200 \times 30$ و $2100 \times 200 \times 30$) توسط دو ردیف جوش گوشه با ابعاد 8 mm ، مطابق شکل‌های ۲-۴۱ تا ۲-۴۳ جهت اعمال نیروهای جانبی به نمونه‌ها از دو دستک فولادی متصل به تیر بالای استفاده گردید. سایر مشخصات به صورت زیر می‌باشند.

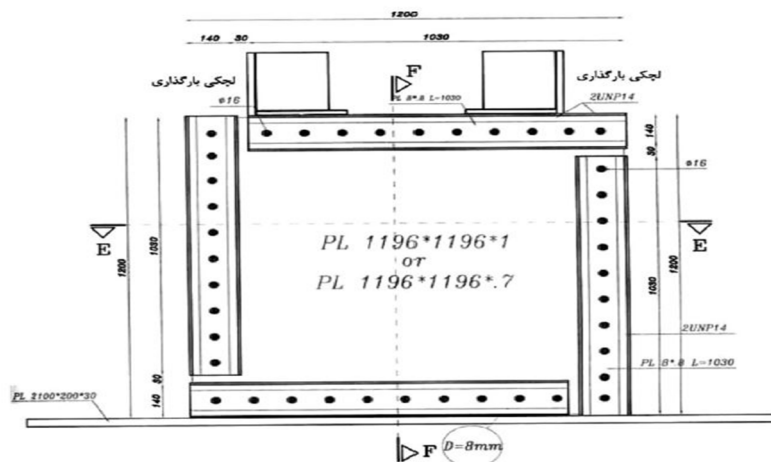
$$F_y = 26.63 \text{ Mpa } "t=0.7 \text{ mm}, F_y = 22.83 \text{ Mpa } "t=1 \text{ mm}$$

$$E = 20 \text{ GPa}, G = 8.08 \text{ GPa}, E_t = 63 \text{ kPa}, F_u = 33 \text{ KPa}, Y = 0.3$$

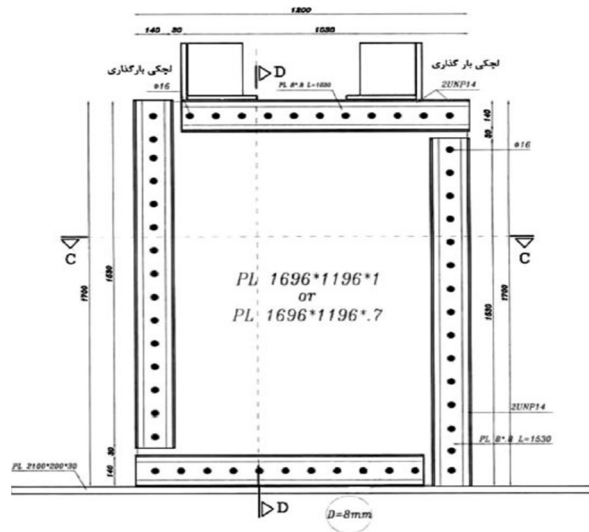
رفتار نمونه‌ها تحت آزمایش کشش استاندارد در شکل ۲-۶۸ نشان داده شده است.



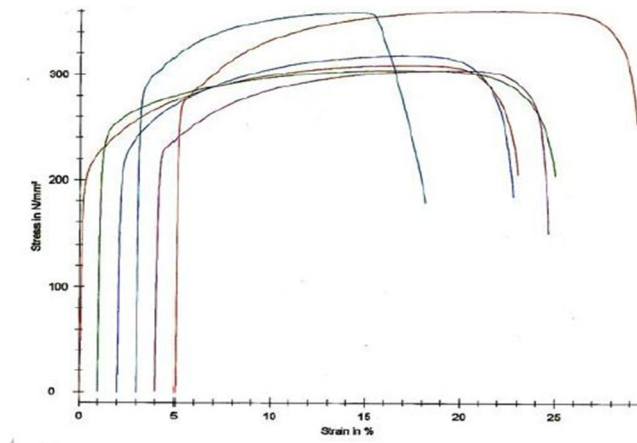
شکل ۲-۴۱- مشخصات هندسی دو نمونه‌ی عریض با ضخامت 0.7 و 1 میلی‌متر [۱۷]



شکل ۲-۴۲- مشخصات هندسی دو نمونه‌ی مربعی با ضخامت 0.7 و 1 میلی‌متر [۱۷]

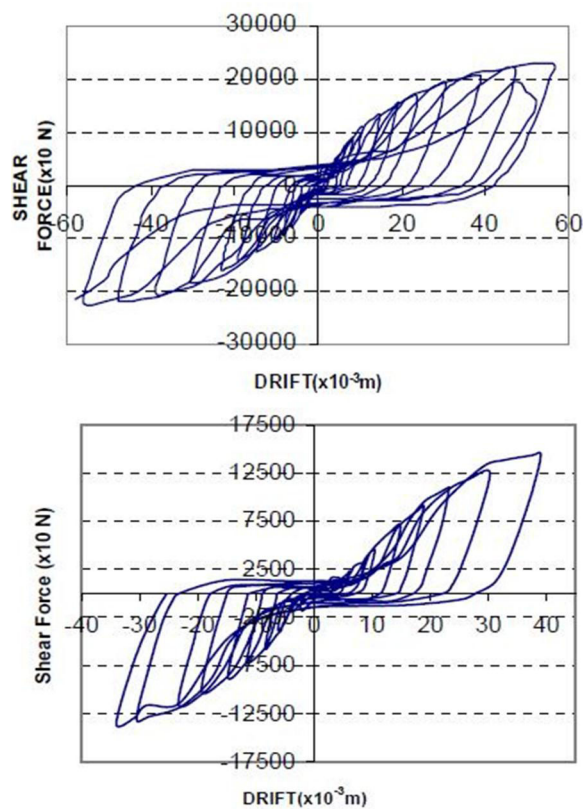


شکل ۲-۴۳- مشخصات هندسی دو نمونه ی بلند با ضخامت ۰/۷ و ۱ میلی متر [۱۷]



شکل ۲-۴۴- منحنی تنش- کرنش ورقها [۱۷]

تغییر مکان جاری شدن اولیه ی برای نمونه ی عریض با ضخامت ۰/۷ و ۱ میلی متر، $y=2/1\text{mm}\delta$ به- دست آمد. بنابراین سیکل های بارگذاری بر اساس ضرابی از $y\delta$ صورت گرفت. نمونه اول با ضخامت ۰/۷ میلی متر، ۱۷ سیکل بارگذاری غیر خطی را تحمل نمود تا اولین ترک ها در جوش تیر پایینی مشاهده گردید و نمونه با ضخامت ۱ میلی متر، ۲۵ سیکل بارگذاری غیر خطی را تحمل نمود. منحنی های هیستریزس بدست آمده از این نمونه ها در شکل ۲-۴۵ نشان داده شده اند.

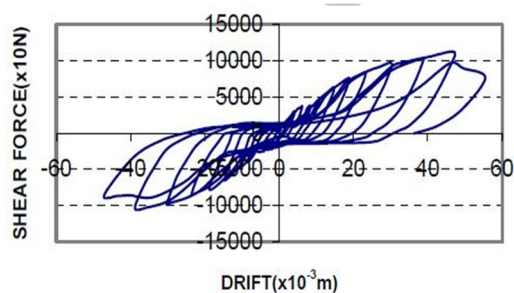
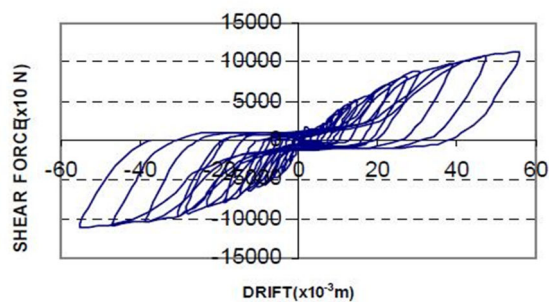


شکل ۲-۴۵ منحنی هیستریزیس نمونه‌ی عریض با ضخامت ۰/۷ mm (سمت چپ) و با ضخامت ۱ mm (سمت راست) [۱۷]

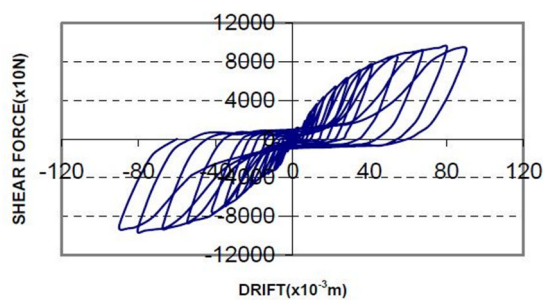
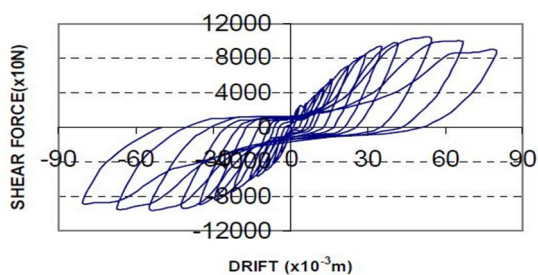
منحنی‌های هیستریزیس نمونه‌های مربعی در شکل ۲-۴۶ نشان داده شده‌اند. برای نمونه‌ی بلند $\delta y = 3/2$ به‌دست آمد. منحنی هیستریزیس نمونه‌های ۵ و ۶ در شکل ۲-۴۷ نشان داده شده‌اند. از مقایسه منحنی‌های ارائه شده، نتایج زیر حاصل گردید:

۱- با افزایش ضخامت، مقاومت برشی نمونه‌ها افزایش و دریفت کاهش می‌یابد [۱۷].

۲- با افزایش ارتفاع، مقاومت برشی نمونه‌ها کاهش و دریفت افزایش می‌یابد [۱۷].



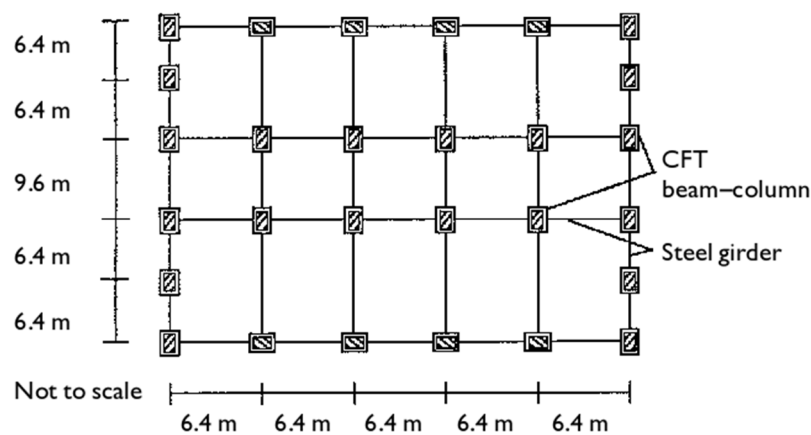
شکل ۲-۴۶- منحنی هیستریزیس نمونه‌ی مربعی با ضخامت ۰/۷ mm (سمت چپ) و با ضخامت ۱ mm (سمت راست) [۱۷]



شکل ۲-۴۷ - منحنی هیستریزیس نمونه‌ی بلند با ضخامت ۰/۷ mm (سمت چپ) و با ضخامت ۱ mm (سمت راست) [۱۷]

۲-۱۶- پیشینه پژوهش دیوار برشی با ستون پر شده با بتن

تحقیقات اخیر استفاده از بتن و یا فولاد با مقاومت بالا در ستون‌های CFST و تاثیرات در قاب نشان داده است [۱۸ و ۱۹]. با استفاده از بتن مقاومت بالا، CFT ها در هر فوت مربع قوی‌تر از ستون‌های بتنی مسلح معمولی هستند. با این روش قاب‌هایی کوچک‌تر و سبک‌تر روی فونداسیون ساخته خواهد شد. در نیروهای لرزه‌ای، پاسخ سیکلی ستون‌های CFT و اتصالات بوجود آمده در آن‌ها یک منحنی هیستریزس کامل با جذب انرژی قابل توجه را نشان می‌دهد [۲۰ و ۲۱ و ۲۲ و ۲۳]. کاهش قدرت و سختی در این مرحله خصوصاً برای ستون‌های CFT که در آن بتن حکمفرما است، اتفاق می‌افتد [۲۴ و ۲۵]. ترجیح داده می‌شود که این کاهش بصورت تدریجی و متوسط باشد، خصوصاً برای مصالح نرمال این مهم است. به دلیل سودمندی آن، مقداری از پروژه‌های تحقیقی در حال پیشرفت در سراسر جهان شامل رفتار لرزه‌ای ستون‌های CFT در شروع آن از آمریکا و ژاپن در بخش علوم پایه ملی آمریکا و برنامه‌های همکاری تحقیقاتی ژاپن، بر روی ساختمان‌های چندگانه و مرکب بوده است. شکل ۲-۴۸ پلان یک ساختمان که با قاب‌های CFT در این برنامه تحقیقاتی مرتب شده است را نشان می‌دهد. استفاده از ستون‌های CFT در چند دهانه در تمام جهت‌های اصلی از کم به زیاد در سازه باعث افزایش ظرفیت ستون‌های CFT در حین لرزه برای هر دو جهت قاب‌ها می‌شود.



شکل ۲-۴۸- پلان سازه سه بعدی بادبندی نشده (شماتیک دیاگرام یک سازه با سیستم قاب خمشی مرکب پر شده با بتن) [۲۶]

این تحقیقات بخش کوچکی از مبحث ستون‌های پرشده با بتن در پاسخ لرزه‌ای ساختمان‌ها می‌باشد. پیشرفت در فهم رفتار CFT ها به نسبت ساختمان‌های با مقاطع توخالی در طول ۴۰ سال گذشته و تعداد زیاد تحقیقات مرتبط بر روی رفتار مقاطع توخالی در سازه‌ها کامل‌کننده این پژوهش‌ها برای ستون‌های CFT می‌باشد. هر چند فقط در دو دهه گذشته مقدار قابل توجهی تحقیقات روی پاسخ لرزه‌ای سیکلی بر روی CFT ها انجام شده که در مناطق زلزله‌خیز مورد استفاده قرار گرفته شد.

۲-۱۶-۱- رفتار یکنواخت ستون‌های باکس پرشده با بتن (مقاومت محوری و سختی)

رفتار یکنواخت CFT ها به‌طور وسیعی مطالعه شده است، که هم به صورت تجربی و هم عددی مقاومت محوری فشاری CFT از ترکیب جاری شدن فولاد و شکست بتنی نشئت می‌گیرد، در حالیکه فقط فولاد باکس برای بارهای کششی موثر است. $\frac{L}{D}$ با تقریبی کمتر از (۱۰ الی ۱۵) بصورت معمول و تیپ نزدیک به طراحی مقاومت مقاطع خودشان هستند، طول متوسط یا بلند (باریک) CFT ها توسط خمش بطور ناپایدار می‌باشد، معمولاً درگیری حداقل اولیه به شکست بتن و جاری شدن فولاد برای کمانش اولیه می‌باشد.

خرابی CFT ها بستگی به نسبت $\frac{D}{t}$ و مقاومت کم یا متوسط بتنی ندارد و بطور عادی در ترکیبی از جاری شدن و کمانش محلی فولاد، شکست بتن، و کمانش خمشی اعضاء همچون یک کمانش کلی اتفاق می‌افتد و این به اندازه کافی مهم است چرا که رفتار شکل‌پذیر بطور کلی از آن منتج می‌شود، صرفنظر از آن چه مصالح فلزی یا بتنی در ابتدا بصورت غیرالاستیک باشد.

خرابی ستون‌های باکسی جداره نازک CFT ها با باکس و داشتن جداره‌ای که $\frac{D}{t}$ آن بزرگ‌تر از ۶۰ باشد، یا CFT هایی با بتنی مقاومت بالا ترجیح به کمانش محلی باکس فولادی ترکیب شده با یک تخریب برشی بتن دارد. در حالیکه باکس فولادی کمک می‌کند خرابی برشی در بتن تأخیر بیافتد،

این مد خرابی تردتر از بقیه می باشد. براساس ضوابط^۱SSRC،^۲AISC، و برای طراحی لرزه‌ای،^۳NEHRP، برای CFT ها در سراسر جهان، اخیراً محدوده جاری شدن بالای فولاد، حدود ۳۸۰ مگا پاسکال پیشنهاد شده و بتن بامحدوده مقاومت ۵۵ مگا پاسکال و محدوده D/t باکس نواری، بطوری که مطمئن باشیم به جاری شدن کلی نمی‌رسیم و در ابتدا خرابی بصورت کمانش محلی یا خوردشدن بتن صورت بگیرد.

نسبت پواسون اولیه بتن (تقریباً ۰/۱۵ تا ۰/۲۵) کمتر از فولاد (۰/۳ تقریبی) می باشد. بنابراین در ابتدا بتن در ستون CFT محبوس می باشد. گسترش خورد شدگی بتن سریع تر از باکس فولادی خواهد بود و در تراز بارگذاری بالاتر بطور بهتری با هم منسجم می شوند. مقاطع دایره‌ای به طور مؤثری می تواند تنش پیرامونی را به فشارهای جانبی اعمال شده روی بتن را پخش کنند [۲۷]، اما طرف صاف مقطع مربع مستطیل، باعث فشار نفوذی کمتری می شود تا بتن بطور مجدد گسترش کرنشی داشته باشد. در کناره باکس های مربع مستطیل پخش بار اصلی باعث محبوس بودن بتن می شود، و تأثیر آن روی مقاومت ناچیز است، اگرچه CFT شکل پذیری بالاتری دارد. رفتار CFT بارگذاری شده اغلب متأثر از همین محبوس شدگی است [۲۸]، بارگذاری بتن تنها ترجیحا از بارگذاری با فولاد و بتن با هم، تراز بار کمتری دارد. برعکس آن، بارگذاری فولاد، به تنهایی، با اتصال تیرهای اصلی بطور ساده منجر به اصطکاک موضعی شود. اما بتن محصور تا زمانی که بارهای اصلی اعمال شود وارد عمل نمی گردد. در یکی از مراجع در همین زمینه که کارکرد یا عملکرد فقط یکی از مصالح، از بارگذاری بحث شده است [۱۸ و ۲۹ و ۳۰].

۲-۱۶-۲- مقاومت خمشی و سختی

برای ستون باکسی پرشده از بتن تحت خمش و برش، بخش بزرگی از سختی و مقاومت توسط فولاد پیرامون مقطع پخش می شود، که در کل این مصالح بیشترین تأثیر را می گذارند. تیرهای CFT وقتی

1-Structural Stability Research Council
2-American Institute of Steel Construction
3-National Earthquake Hazard Reduction Program

در خمش یکنواخت بارگذاری شده باشد بطور عالی نشان دهنده شکل پذیری اولیه به خرابی می باشند. تیرها با ظرفیت نرمال مقاومت مصالح و بطور نسبی باکسی قوی بطور معمولی در یک ترکیب از جاری شدن فولاد در کشش، کمزش باکس فولاد در فشار، خورد شدن بتنی در فشار و سرانجام پارگی فولاد باکس در کشش به خرابی می رسند. تعداد محدود تست های انجام شده روی CFT ها در زیر بار خالص خمشی به عنوان یک ستون بوده است. این تست ها توسط بریج [۳۱] بر روی ستون های مربع مستطیل CFT با خم یک طرفه و دوطرفه به طوری که بتن هسته فقط ۷/۵٪ از ظرفیت اعضا در خمش خالص را تحمل کند. لو و کندی [۳۲] افزایش مقاومت ۱۰ تا ۳۰٪ باکس های مربع مستطیلی گزارش دادند، و آنها شکل پذیری مد خرابی را نمایش دادند.

هر دو آزمایش انجام شده بودند تا از مقاومت بتن معمولی استفاده کنند. بطور مشابه CFT های دایره ای تیرها که توسط پریون و بوهم [۱۸]، تست های آن انجام شد نشان داد رفتار شکل پذیری حتی وقتی مقاومت بتن بالای ۷۰ مگا پاسکال بود مورد استفاده قرار گرفت. ظرفیت چرخشی یا دوران از هر دو ستون چه دایره ای چه مربع مستطیل از یک رنج گسترده از آزمایشات انجام شده در ژاپن که توسط توشیاکی [۳۳] که فرمولهایی برای پیش بینی ظرفیت چرخش ستون های CFT بارگذاری شده در خمش یکنواخت را پیشنهاد داده بود بطور خلاصه توضیح داده شده است.

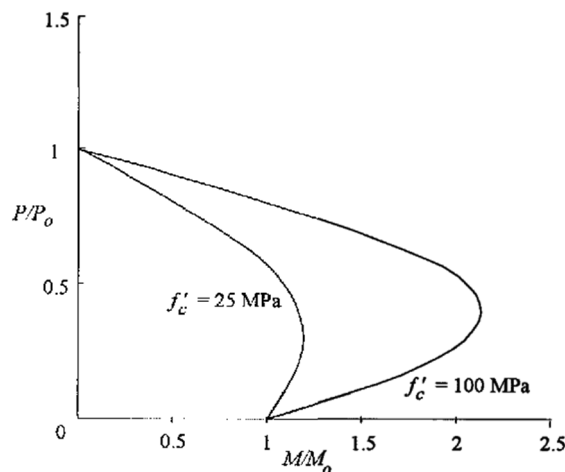
دهانه
با ملاحظه اینکه رفتار CFT در برش، برای یک برش کوچک $\frac{a}{D}$ ، نسبت (۰/۸ تا ۱) و برش عمق
مورب شکست، اشاره به خرابی برشی اتفاق افتاده در نمونه هایی که اغلب تحت بارهای محوری بودند، دارد. برای دهانه های برشی با نسبت ۲ به ۳ ستون ها شروع به نشان دادن یک نوع خرابی خمشی با مفاصل پلاستیک که بطور بزرگی در انتهای نمونه ها فرم گرفته بودند، کرد. تمامی مقاومت های برشی با یک افزایش در $\frac{D}{t}$ یا یک افزایش در بار محوری، کاهش می یافت. [۳۴ و ۲۱]

در سختی اولیه ستون ها در خمش مربوط به بعضی درجات روی مرز پیوستگی بدون هیچ اختیاری در بین دو ماده مصالح و انتهای CFT ها بوجود آمده بود. آزمایشات توسط فودلانگ نشان داد که نمونه ها

یک سختی کمتر از آنچه محاسبه شده بود در مقاطع نشان دادند که در خمش در ضخامت باقی مانده بود (در مرزبین مواد مصالح). اگرچه نتایج سختی در آزمایشات پریون و بوهم و لود کندی با تحلیل ها همخوانی داشت که نشان دهنده یک پیوستگی کامل بوده است. [۲۴]

۲-۱۶-۳- مقاومت تیرستون

چندین پارامتر کلیدی مؤثر بر رفتار CFT تیر-ستون، شامل L/D و D/t اعضا بطوری که در بالا بحث شد، به نسبت بارهای محوری فشاری (P/P_0) که P_0 مقاومت محوری CFT می باشد) که نسبت بار محوری بر پیک مقاومت لنگر تأثیر می گذارد. به طوری که توسط دیاگرام های اندرکنش CFT نشان داده شده که برای اعضا کوتاه افزایش مقاومت لنگری برای تراز پایینی فشار محوری معلوم شده، به طوری که لنگر ماکزیمم از مقاومت لنگری اسمی تجاوز کرده است. در شکل ۲-۴۹ نشان داده شده برای دو مصالح متفاوت دیاگرام سطح مقطع نرمال شده CFT ترسیم شده است [۳۵].



نمودار ۲-۴۹- مقاومت مقطع ستون پر شده با بتن نرمال شده [۳۵]

CFT هانشان دهنده یک حدود گسترده از مقاطع نرمال شده مقاوم همچون عملکرد مقاومت مصالح و نسبت D/t بودند. نسبت بار محوری اغلب تأثیر مخالف بر شکل پذیری دارد. مقادیر بزرگ P/P_0 باعث

خرابی سریع در مقاومت های خمشی می شود و ممکن است باعث خرابی ترد بیشتری گردد [۳۳-۳۶-۳۷].

۲-۱۶-۴- مقاومت پیچشی و سختی

تعداد کمی تست تحت بارگذاری پیچشی انجام شده است. در آزمایشات محدود شده به ستون هایی که تحت بار یکنواخت پیچشی بخوبی انجام گرفته است. تیوب فلزی به تنهایی رفتار نسبتاً خوبی در برابر پیچش دارد. خرابی پیچشی در ستون های CFT بصورت مشخص و ناگهانی نمی باشد، اما توسط یک افزایش بزرگ در چرخش پیچشی طی یک لنگر نسبتاً ثابت مشخص گردیده است.

خرابی بدلیل ترکیبی از ترک های مارپیچی در بتن و جاری شدن کششی فولاد صورت می گیرد.

تأثیر بار محوری بر پیچش بیشترین بخش خسارت به ستون را دارد، اگرچه در صورت افزایش بار محوری به اندازه ۱/۵ برابر بار حدی محوری افزایش کوچکی در مقاومت پیچشی عضو ایجاد می شود. سختی پیچشی اولیه ستون های CFT بطور معمول از تیوب فلزی نشئت می گیرد [۳۸].

۲-۱۶-۵- خزش و جمع شدگی در CFT ها

تست های قبلی انجام شده توسط فورلانگ نشان می دهد که خزش دارای تأثیر بر رفتار طولانی مدت ستون های CFT می باشد، اگرچه این تأثیر مختصر توسط باکس فلزی محبوس کننده قابل گذشت می باشد. ناکی ضرایب بدست آمده از خزش (نسبت کرنش نهایی به کرنش الاستیک اولیه) را در حدود نصف مقدار بدست آمده از بتن مسطح اعلام کرده است. فورلانگ فهمید که بارگذاری بطور آرام می تواند افزایش قدرت را ۱۵٪ کاهش دهد و جمع شدگی در ستون ها باعث مقید شدگی مجدد در آن شود هرچند تأثیر آن بر رفتار نهایی ستون های CFT تغییر شکل بعمل آمده است. تری در آزمایشات خود با این موضوع مواجه شد که خزش و جمع شدگی بر مقاومت ستون های CFT تأثیر مخالفی ندارد.

هرچند خزش ممکن است باعث تأثیر بر بارگذاری به فولاد و موارد کمانش محلی شود و جمع شدگی باعث ترک‌های اولیه در بتن شود [۳۹].

۲-۱۶-۶- تنش پسماند در CFT ها

مقدار تراز تنش پسماند در باکس‌های فلزی به مقدار زیادی بستگی به مراحل کارخانه‌ای و شکل مقطع دارد. به منظور کلی مقاطع سرد فرم داده شده و مراحل جوش شده، باکس‌های سرد فرم داده شده جوش شده، ظرفیت بالاتری از باکس‌های بدون درز برای تنش پسماند دارند و باکس‌های مربعی مستطیلی سرد فرم داده شده، تنش پسماند بیشتری نسبت به مقطع دایره‌ای دارند. تنش پسماند طولی در باکس‌های فلزی سرد فرم داده شده بوجود می‌آید. در ضخامت‌های متفاوت بطور تأثیرگذاری منحنی سختی کرنش را گرد می‌کند. [۲۵-۴۰]

۲-۱۶-۷- رفتار چرخه‌ای باکس‌های فولادی پرشده با بتن

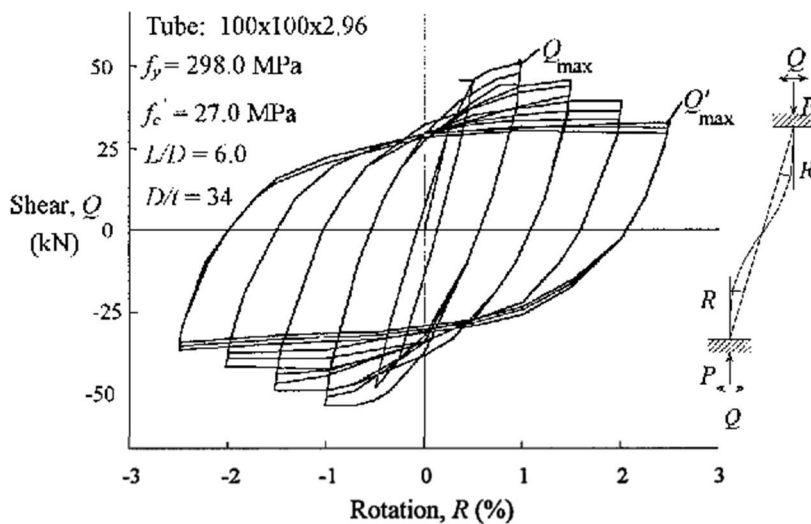
این تحقیق در رفتار یکنواخت یک CFT در یک چهارچوب برای یک مقدمه تحقیقات تهیه شده است که رفتار چرخه‌ای یا سیکلی یک ستون توپر، بتنی فولادی را تحقیق می‌کند. این تحقیقات توسط لیو^۱، گوول^۲ [۴۱] و کاوایو^۳، ماتسنی^۴ [۴۲] با مطالعه بر روی چند نمونه ستون با نیروهای محوری متفاوت، تست‌هایی انجام داده و آن‌ها را با یکدیگر مقایسه کردند. مهمترین نکاتی که در تست‌ها معلوم شده، مقایسه این ستون‌های تو خالی بابدندی شده مربع مستطیلی و پرشده با بتنی بود، آنها نشان دادند که اضافه کردن بتن کمانشی محلی را به تأخیر می‌اندازد و تعداد چرخه‌های سیکل برای خرابی را افزایش می‌دهد و مقدار جذب انرژی افزایش می‌یابد. نیروی کمانش در بتن از طرف تیوپ بیرونی می‌باشد که دو مزیت دارد:

1- Liu
2- Gool
3-Kawaiv
4- Matsni

• وقتی کمانش رخ می دهد، فاصله بین بال بالایی و پایینی از قوطی فلزی بیشتر می شود (که باعث شده، مقدار زیادی از مدول مقطع کاسته شود).

• بتن مایل به جداسازی کمانش محلی از یک منطقه بزرگ می باشد، و کرنش های شدید متمرکز را کم می کند که باعث ترک خوردگی می شود. البته در کشش، فقط فولاد بطور مؤثر در برابر نیروی محوری مقاومت می کند.

شکل ۲-۵۰ منحنی رفتار هیستریزیس بار - تغییر مکان ستون CFT را نشان می دهد.



نمودار ۲-۵۰- منحنی رفتار هیستریزیس بار - تغییر مکان ستون CFT [۴۲]

فصل سوم

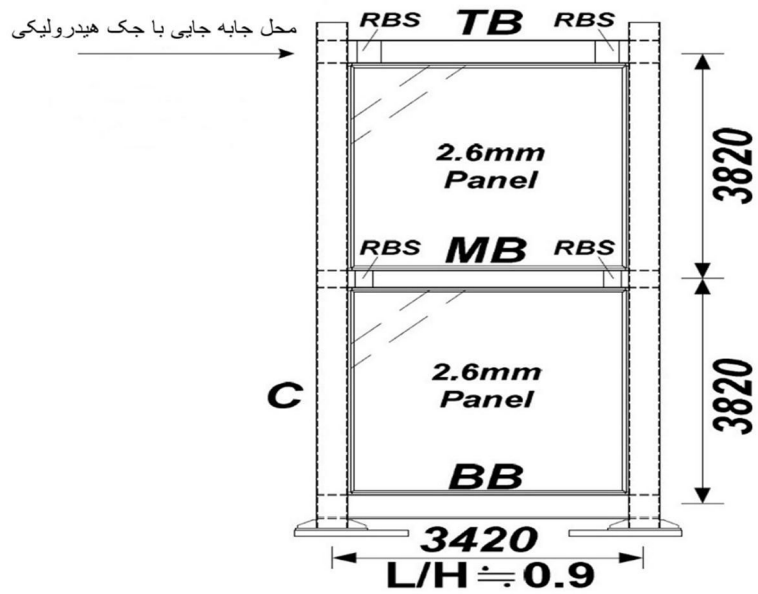
راستی آزمایی مدل سازی

۳-۱- پیش‌گفتار

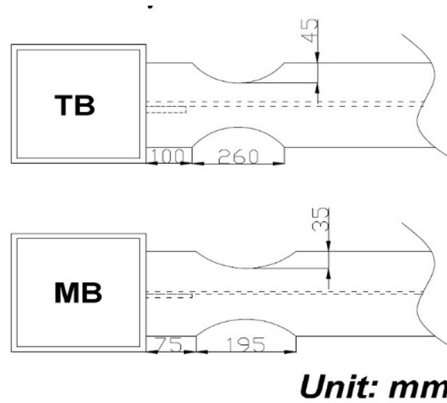
در این بخش به روش انجام کار پرداخته خواهد شد. در ادامه، مدلی برای راستی‌آزمایی انتخاب می‌شود. سپس این مدل در نرم‌افزار اجزای محدود غیرخطی آباکوس مدل‌سازی و مورد تحلیل قرار می‌گیرد. پاسخ‌های برآمده از این مدل‌سازی با نتایج مدل نمونه‌ی آزمایشگاهی مقایسه خواهد شد. در صورت تطابق قابل قبول نتایج، می‌توان از مدل‌سازی انجام شده برای بررسی پارامترهای دیوار برشی فولادی استفاده نمود.

۳-۲- نمونه‌ی آزمایشگاهی

برای گام نهادن به بخش تحلیلی این پژوهش، نخست باید مدل آزمایشگاهی معتبری برای مدل‌سازی و راستی‌آزمایی انتخاب شود. برای رسیدن به این هدف، نمونه‌ی لی و همکاران در مرکز ملی تحقیقات مهندسی زلزله در تایوان برگزیده شد. مشخصات هندسی قاب در شکل ۳-۱ می‌آید. ستون‌ها پرشده از بتن، که از مقاطع $CFB 350 \times 350 \times 15$ استفاده شده است. مقاطع تیرها از بالا به پایین، به ترتیب $H400 \times 200 \times 10 \times 14$ ، $H300 \times 150 \times 10 \times 12$ و $H400 \times 200 \times 8 \times 10$ می‌باشد. فولاد استفاده شده در ستون‌ها و تیرها از نوع A572Gr50 است. به منظور جلوگیری از تشکیل مفصل پلاستیک در ستون‌ها، همان‌گونه که در شکل ۳-۱ مشاهده می‌گردد از مقاطع کاهش‌یافته در تیر استفاده شده است. شکل ۳-۲ اندازه کاهش‌یافته در تیرها را نشان می‌دهد. ضخامت ورق دیوار برشی فولادی $2/6$ میلی‌متر و از نوع فولاد LYS با تنش تسلیم پایین می‌باشد. مشخصات مصالح قاب مورد آزمایش در جدول ۳-۱ می‌آید. بتن استفاده شده برای پر کردن ستون‌ها از نوع خود متراکم، با مقاومت فشاری 280 کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع استفاده شده است [۴۳].



شکل ۳-۱- ابعاد و اندازه دیواربرشی فولادی با مقاطع پر شده با بتن مدل لی و همکاران [۴۳]



شکل ۳-۲- ابعاد مقاطع کاهش داده شده در تیرها [۴۳]

جدول ۳-۱- مشخصات مصالح دیوار برشی فولادی [۴۳]

معرفی	ν	Fu (MPa)	Fy (MPa)	E (GPa)
تیر، ستون و سخت کننده	۰/۳	۵۱۹	۳۴۵	۲۰۴
صفحه فولادی	۰/۳	۳۵۰	۲۱۰	۲۰۴

۳-۳-۳- مدل عددی

نرم افزار ABAQUS قادر به حل مسائل مهندسی با درجات غیرخطی بالا می‌باشد. در این پژوهش قاب فولادی زیر بار چرخه‌ای انجام گرفته توسط لی و همکاران در نرم‌افزار آباکوس مدل‌سازی می‌گردد. کمانش موضعی و تشکیل مفاصل پلاستیک در المان‌های مرزی که در حین آزمایش رخ داده را می‌توان با مدل‌سازی بطور صریح در هر یک از اعضا به‌عنوان یک مقطع ساخته شده از المان‌های صفحه‌ای، بررسی نمود. بنابراین، به‌جای استفاده از المان‌های BEAM یا FRAME که ممکن است به‌دلیل مفروضات در نظر گرفته شده در نوع المان، محدودیت‌هایی را در تحلیل نمونه ایجاد کنند، از المان‌های صفحه‌ای SHELL، برای مدل‌سازی بال‌ها، جان‌ها و چشمه‌های اتصال اعضای قاب پیرامونی و همچنین ورق جان دیوار برشی فولادی، استفاده گردید.

۳-۳-۱- انتخاب جزء

برای مدل‌سازی جزء محدود، از نرم‌افزار ABAQUS/CAE Standard استفاده گردید. در این نرم افزار، کاربر توسط بخش Part نوع هندسه مدل را برای آنالیز، مشخص می‌کند. در این بخش نوع المان‌های مدل شامل خطی (1-D) Line، صفحه‌ای (2-D) Shell و یا (3-D) Solid تعیین می‌شود. یک مدل ممکن است از چندین Part تشکیل شود و با تعریف اندرکنش بین Part های مختلف با استفاده از المان‌های متصل کننده، کل مدل تعریف می‌شود. در نمونه‌ی ساخته شده توسط لی و همکاران، از یک Part برای ساختن کل مدل استفاده شده است. بنابراین، مش‌های ایجاد شده در سطوح تماس مقاطع مختلف نمونه شامل ورق جان و المان‌های مرزی، دارای گره‌های یکسان هستند. این امر منجر به مطابقت تغییر شکل‌های بین قطعات و حذف استفاده از المان‌های اتصال دهنده و سایر روش‌های ایجاد قید بین اعضا می‌شود.

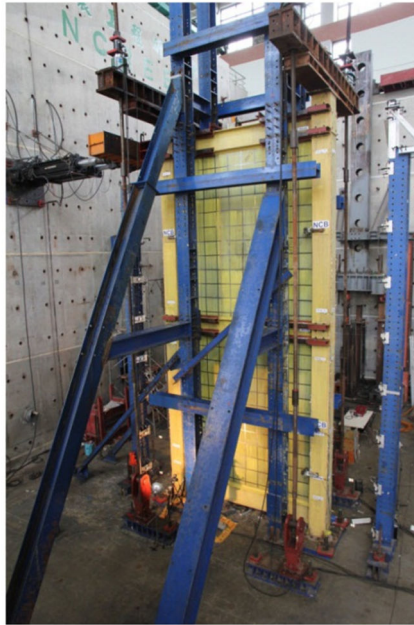
ورق جان دیوار و اعضای قاب پیرامونی با استفاده از المان چهار گرهی S4R و روش انتگرال گیری کاهش یافته، مدل شده است. هر گره شش درجه آزادی دارد. سه درجه آزادی انتقالی (u_x, u_y, u_z) و سه درجه آزادی دورانی ($\theta_x, \theta_y, \theta_z$).

المان S4R چرخش‌های بزرگ و کرنش‌های اجزاء محدود را در نظر گرفته و امکان تغییر در ضخامت را، ایجاد می‌کند. بنابراین برای آنالیزهای با کرنش بزرگ و برای مصالحی که ضریب پواسون مؤثر آنها غیر صفر است مناسب می‌باشد.

المان S4R، از یک روش انتگرال گیری کاهش یافته استفاده می‌کند، به نحوی که فقط از یک نقطه انتگرال گیری در مرکز صفحه استفاده می‌کند. این روش می‌تواند نتایج دقیق تری را رقم بزند و در عین حال نسبت به حالت استفاده از المان‌هایی که بصورت کامل انتگرال گیری در آنها انجام می‌شود و بخصوص در مسائل سه بعدی، زمان تحلیل را به مراتب کاهش می‌دهد. جهت رسیدن به جواب نزدیک جزء محدود با نمونه‌ی آزمایشگاهی از مش بهینه 0.8 متر در تیر، ستون و ورق دیوار برشی فولادی استفاده شده است.

۳-۳-۲- شرایط مرزی و بارگذاری

به منظور شبیه سازی نرم افزار و نمونه‌ی آزمایشگاهی، همان‌طور که در شکل ۳-۳ نشان داده شده است، درجات انتقالی در لبه تیرهای بالا و پایین، در جهت خلاف بار جانبی بسته شده است تا قاب در حین جابه‌جایی، تغییر جهت به بیرون صفحه نداشته باشد. برای مدل سازی مفاصل پای ستون ابتدا محل لولای مفاصل به صورت یک گره مرجع تعریف شده است. سپس شرایط تکیه‌گاهی موجود در نمونه‌ی آزمایشگاهی به نقطه‌ی مرجع اختصاص داده می‌شود و تمام درجات آزادی در آن نقطه بسته می‌شوند. همچنین برای دستیابی به نمودار پوش آور از جابه‌جایی هدف 32 سانتی‌متر (با تبدیل دریافت به جابه‌جایی) با تعریف نقطه مرجع، به قاب استفاده شده است.

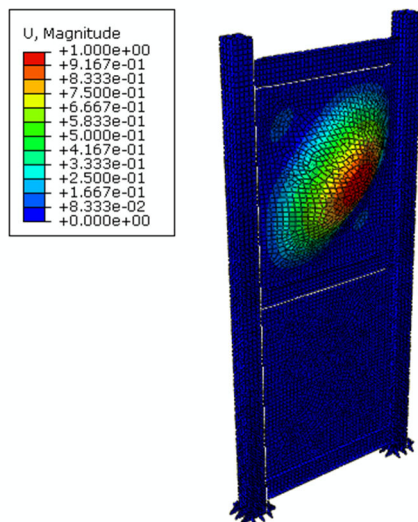


شکل ۳-۳-۳- نحوه‌ی جلوگیری از تغییر جهت قاب در خارج صفحه [۴۳]

۳-۳-۳- نقص اولیه

نقص اولیه‌ی مدل آزمایشگاهی، تسریع کمانش کلی ورق در مراحل اولیه‌ی بارگذاری را به دنبال دارد. به جهت مدل‌سازی نقص اولیه، یک تغییر مکان برابر با یک هزارم در تغییر مکان گره‌ی مود اول کمانش ضرب شده و به عنوان شرایط اولیه با استفاده از دستور Imperfection به مدل اعمال می‌گردد. به همین دلیل در مراحل اولیه‌ی بارگذاری در ورق مطابق با مود اول تغییر شکل رخ می‌دهد. زمانی که مدل پوش‌آور بدون در نظر گرفتن مود اول کمانش آنالیز می‌شود، ورق صاف باقی خواهد ماند. در این حالت، نیروی افزاینده‌ی جانبی با کمک عملکرد برشی دیوار تحمل می‌گردد تا زمانی که در برش جاری شود و یا کمانش برشی در ورق رخ دهد. سپس با تشکیل میدان کششی، نیرو منتقل می‌شود. این رفتار دور از واقعیت می‌باشد. برپایه‌ی مشاهدات آزمایشگاهی، در همان مراحل اولیه‌ی بارگذاری و تحت نیروهای جانبی بسیار کم، کمانش برشی در ورق رخ داد. بنابراین، برای رسیدن به رفتار نمونه‌ی آزمایشگاهی، تعریف ناکاملی اولیه برای ورق ضروری به نظر می‌رسد. در تحلیل پوش‌آور

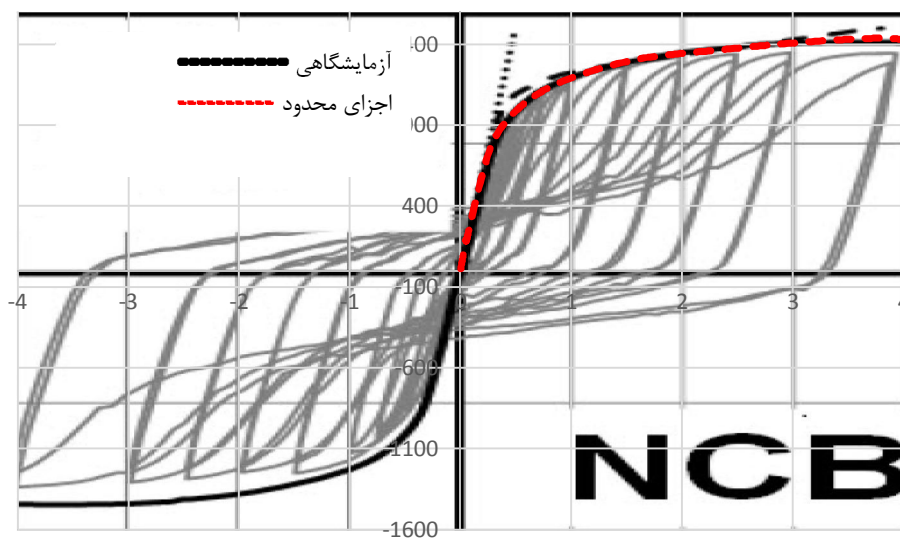
از مود اول کمانش ورق جان استفاده می‌شود. ابتدا یک تحلیل کمانشی برای تعیین مود اول کمانش ورق جان، پیش از آنالیز پوش‌آور نمونه، صورت می‌گیرد. این مود در شکل ۳-۴ می‌آید.



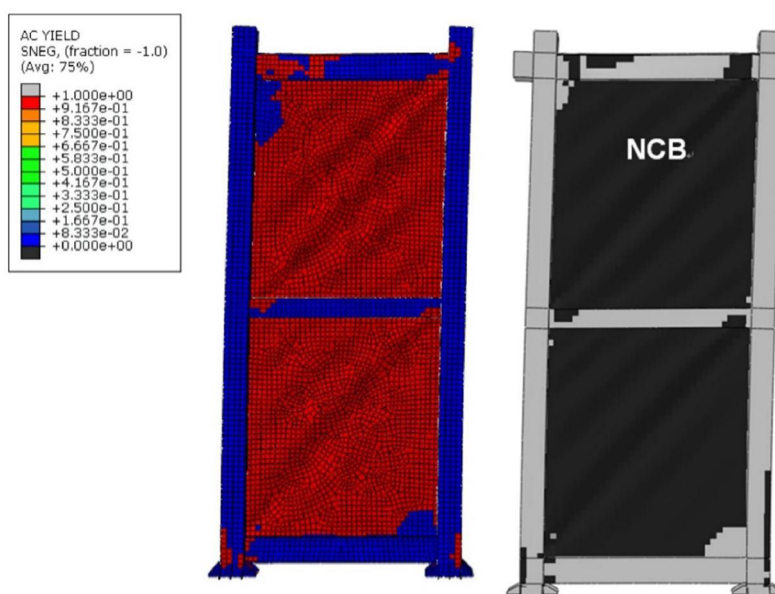
شکل ۳-۴- اعمال نقص اولیه و مود اول کمانش

۳-۴- مقایسه‌ی نتایج

در شکل ۳-۵ مطابقت خوب نمودار پوش مدل عددی با نمودار هیستریزیس نمونه‌ی آزمایشگاهی، بیان‌گر درستی مدل‌سازی می‌باشد. حال می‌توان ادعا کرد که پاسخ مدل عددی قابل استناد است و می‌توان از روند مدل‌سازی ذکر شده برای بررسی پارامترهای مورد نظر در این پژوهش، استفاده نمود. با مقایسه‌ی نتایج، می‌توان ملاحظه نمود مقدار بار نهایی دو مدل اختلاف اندکی با یکدیگر دارند. از جمله عوامل ایجاد این اختلاف، در ناکاملی‌ها و تنش‌های پسماند موجود در مدل آزمایشگاهی و همچنین شرایط بارگذاری می‌باشد. همچنین شکل ۳-۶ نحوه‌ی کمانش ورق و تشکیل مفصل پلاستیک در نمونه‌ی آزمایشگاهی و مدل اجزای محدود را با دقت مدل‌سازی مناسب نشان می‌دهد.



شکل ۳-۵- نمودار هیستریزیس آزمایشگاهی و دیاگرام مدل اجزای محدود لی و همکاران



ب) نمونه‌ی اجزای محدود

الف) نمونه‌ی جزء محدود لی و همکاران [۴۳]

شکل ۳-۶- نحوه‌ی کمانش ورق و تشکیل مفصل پلاستیک در نمونه‌ی آزمایشگاهی و مدل اجزای محدود

فصل چهارم

ارزیابی رفتار دیوار برشی با ستون‌های پر شده از بتن

سبک، معمولی و بدون بتن در مقاطع مربعی و دایروی

۴-۱- پیش گفتار

در این فصل، ابتدا مقاطع ستون در دیوار برشی فولادی در دو گروه دایروی و مربعی با بهره‌جویی از نرم‌افزار جزءمحدود آباکوس^۱ مدل‌سازی شده، سپس با تحلیل پوش‌آور^۲، نمودار بار- تغییرمکان^۳ هر یک از مدل‌ها در دسترس قرار می‌گیرد. مقاطع در ۳ گروه، با بتن معمولی، بدون بتن و با بتن سبک، مورد ارزیابی قرار گرفته است، سپس مقاومت‌نهایی، سختی و شکل‌پذیری هر کدام از نمونه‌ها مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. ابتدا نمونه‌های مربعی با یکدیگر مقایسه شده، سپس مقاطع دایروی، و در انتها دو نمونه مقطع مربعی و دایروی با سطح مقطع یکسان، از نظر شکل‌پذیری، مقاومت‌نهایی و سختی، با یکدیگر مقایسه می‌شوند. در اثر نیروهای جانبی وارده به سازه، ورق‌ها باعث اتلاف انرژی در سامانه می‌شود. با افزایش نیروهای جانبی، تنش‌های کششی و فشاری به تیرها وارد شده و در محل اتصال به تیر، باعث انتقال تنش در جداره ستون‌های دیوار برشی فولادی می‌گردد. با تعبیه ۵ نقطه انتخابی بر روی وجه کششی ستون، مقدار جابه‌جایی‌ها محاسبه شده و مورد ارزیابی قرار خواهد گرفت.

۴-۲- نام‌گذاری نمونه‌ها

در این پژوهش، ۹ نمونه دیواربرشی فولادی با مقاطع دایروی و قوطی با بتن معمولی و بدون بتن و بتن سبک مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. جهت درک بهتر و ارجاع دهی سریع‌تر این مدل‌ها، از نمادهای آمده در جدول‌ها استفاده شده است. در ابتدای نمادهای به‌کار رفته برای نمونه‌ها، حرف اول N مخفف بتن معمولی، حرف W بیان‌گر بدون بتن و L نمایان‌گر بتن سبک و حرف دوم مخفف بتن می‌باشد. مقاطع قوطی با حرف B و مقاطع دایروی با C نام‌گذاری شده است. عدد آخر در پایان هر نام‌گذاری، نمایان‌گر ضخامت جداره مقطع می‌باشد. جدول ۴-۱ مشخصات بیشتر نمونه‌های نام‌گذاری شده را نشان می‌دهد.

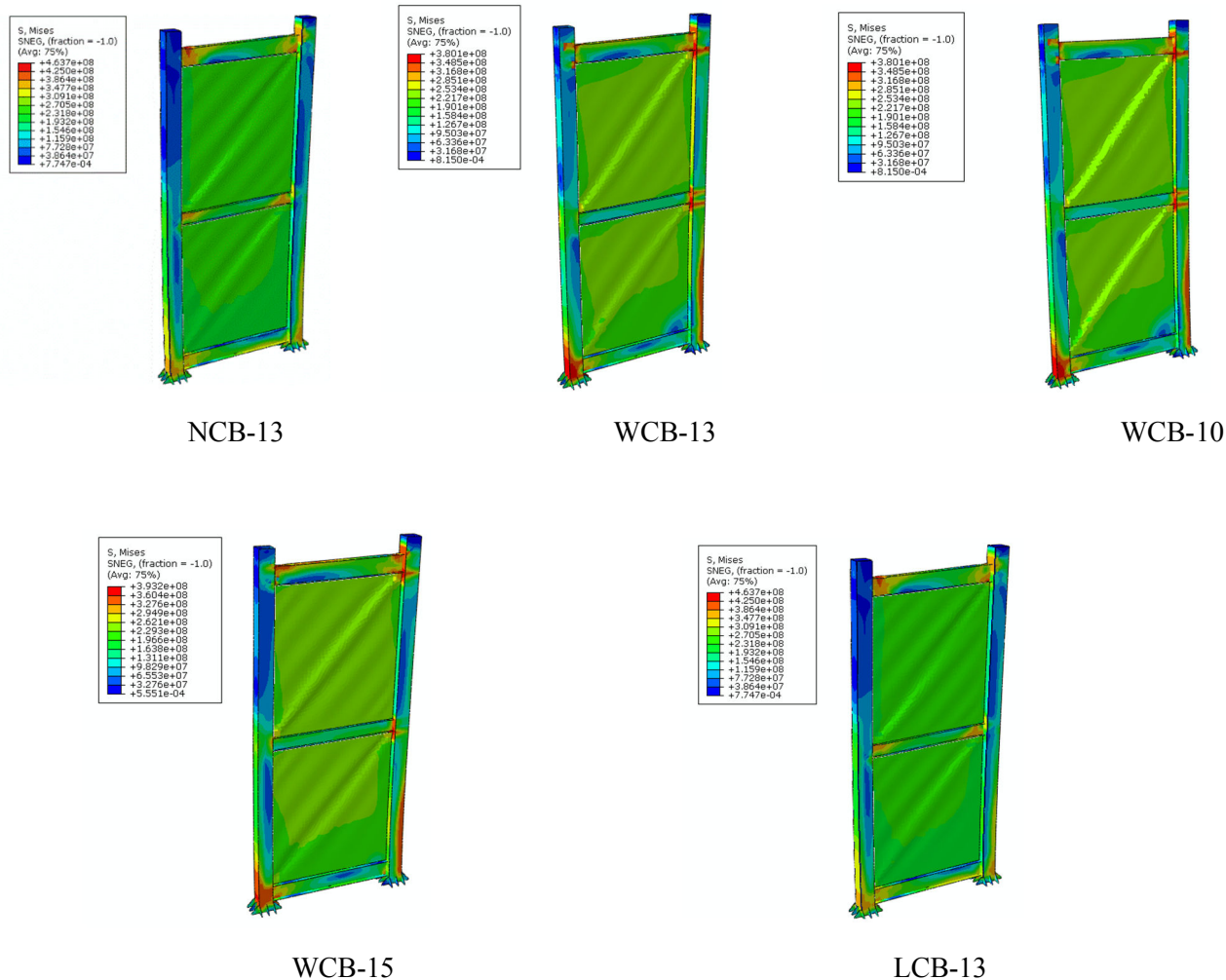
1-Abaqus
2-Pushover
3-Displacement Control

جدول ۴-۱- مشخصات نمونه های مدل شده در نرم افزار جزء محدود

نام مدل	معرفی	سطح مقطع فلز
NCB-13	مقطع قوطی با بتن معمولی با ابعاد 350×350 و ضخامت ۱۳ میلی متر	175 cm^2
WCB-15	مقطع قوطی بدون بتن با ابعاد 350×350 و به ضخامت ۱۵ میلی متر	201 cm^2
WCB-10	مقطع قوطی بدون بتن با ابعاد 350×350 و به ضخامت ۱۰ میلی متر	136 cm^2
WCB-13	مقطع قوطی بدون بتن با ابعاد 350×350 و به ضخامت ۱۳ میلی متر	175 cm^2
NCC-20	مقطع دایروی با بتن معمولی به قطر ۳۶۰ و به ضخامت ۲۰ میلی متر	211 cm^2
NCC-30	مقطع دایروی با بتن معمولی به قطر ۳۶۰ و به ضخامت ۳۰ میلی متر	230 cm^2
LCB-13	مقطع قوطی با بتن سبک با ابعاد 350×350 و به ضخامت ۱۳ میلی متر	175 cm^2
LCC-20	مقطع دایروی با بتن سبک به قطر ۳۶۰ و به ضخامت ۲۰ میلی متر	211 cm^2
WCC-20	مقطع دایروی بدون بتن به قطر ۳۶۰ و به ضخامت ۲۰ میلی متر	211 cm^2
NCB-10	مقطع قوطی با بتن معمولی با ابعاد 350×350 و به ضخامت ۱۰ میلی متر	136 cm^2
LCB-10	مقطع قوطی با بتن سبک با ابعاد 350×350 و به ضخامت ۱۰ میلی متر	136 cm^2
LCC-30	مقطع دایروی با بتن سبک به قطر ۳۶۰ و به ضخامت ۳۰ میلی متر	230 cm^2

۳-۴ - مقاطع مربعی

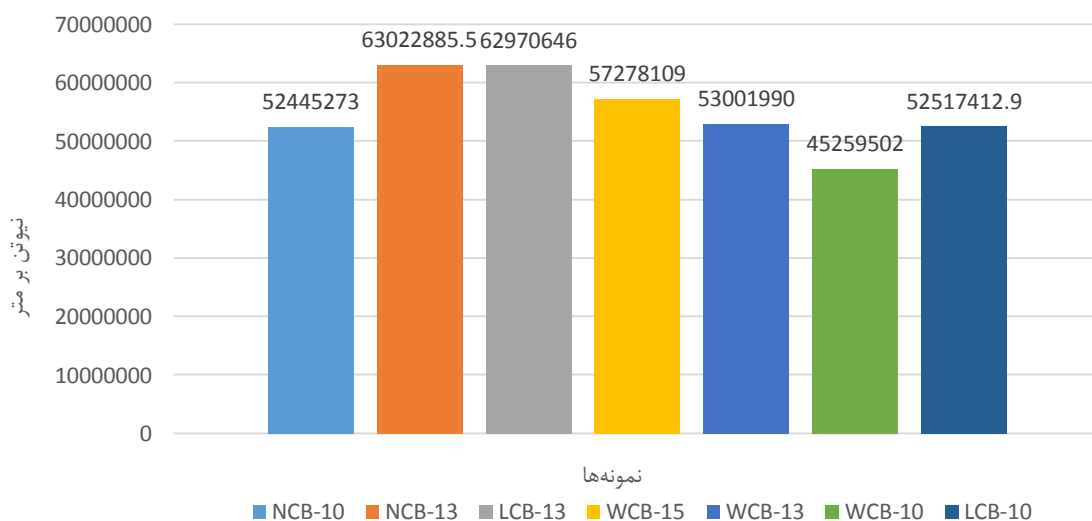
در این بخش ابتدا مقطع های مربعی با سطح مقطع یکسان و متفاوت، با بتن معمولی، بتن سبک و بدون بتن مدل سازی شده و با یکدیگر مقایسه و مورد ارزیابی قرار می گیرند. پس از مدل سازی و انجام تحلیل پوش آور توسط نرم افزار، نمودار بار- تغییرمکان هر یک از مدل ها در دسترس قرار گرفته، سپس مقاومت نهایی، سختی و شکل پذیری هر کدام از نمونه ها مورد ارزیابی قرار می گیرد. شکل ۱-۴ مدل سازی نمونه ها و نحوه ایجاد تنش در اعضا را نشان می دهد.



شکل ۱-۴ - مدل سازی برخی نمونه ها در نرم افزار و نحوه ی تشکیل تنش ها

۴-۳-۱- سختی

نمودار شکل ۴-۲ مقایسه‌ی سختی نمونه‌ها را نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود، با بررسی اثر بتن سبک در سیستم، با تغییر بتن از معمولی به سبک، در نمونه‌های LCB-13 و LCB-10 سختی سازه تقریباً به مقدار ۱ درصد کاهش یافت. می‌توان نتیجه‌گیری کرد که، استفاده از بتن سبک در دیوار برشی فولادی با ستون‌های مربعی، تاثیر چندانی بر سختی سامانه ندارد. همچنین با حذف بتن در نمونه‌های WCB-13 و WCB-10 و با تغییر ضخامت جداره ستون به ۱۳ و ۱۰ میلی‌متر، سختی سیستم به ترتیب به مقدار ۱۶ و ۱۳/۷ درصد کاهش یافت. نتیجه نشان داد با حذف بتن در ستون‌های مربعی دیوار برشی فولادی، سختی سیستم به مقدار زیاد کاهش می‌یابد، همچنین با حذف بتن و تغییر ضخامت از ۱۳ به ۱۵ میلی‌متر در نمونه‌ی WCB-15، سختی به مقدار ۹ درصد کاهش یافت. بررسی بر روی ضخامت جداره ستون‌های مربعی بدون بتن نشان داد، سختی سامانه نسبت به حالت دارای بتن تغییر محسوسی داشت.



شکل ۴-۲- مقایسه‌ی نمودار سختی نمونه‌ها با ستون مقاطع مربعی

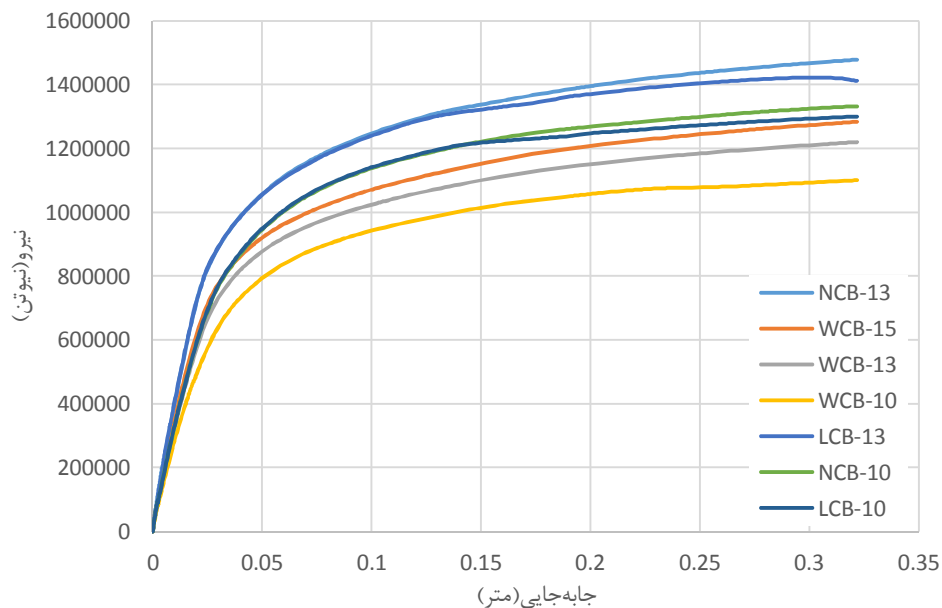
۴-۳-۲- شکل پذیری

ستون با مقاطع مربعی با بتن سبک و معمولی با ضخامت های متفاوت در نرم افزار جزء محدود، تحت جابه جایی هدف ۳۲۱۶/۳ متر قرار گرفت. شکل ۴-۳ نمودار پوش آور نمونه ها را نشان می دهد. واضح است سطح زیر نمودار پوش آور، نشان دهنده میزان جذب انرژی یا اتلاف انرژی سامانه می باشد. هر چه سطح زیر این نمودارها بیشتر باشد، سامانه فرصت بیشتری برای اتلاف انرژی را داشته است. مساحت زیر نمودار نمونه ها را می توان با نرم افزارهایی از قبیل اکسل^۱ محاسبه نمود، شکل ۴-۴ این مقایسه جذب انرژی^۲ را نشان می دهد.

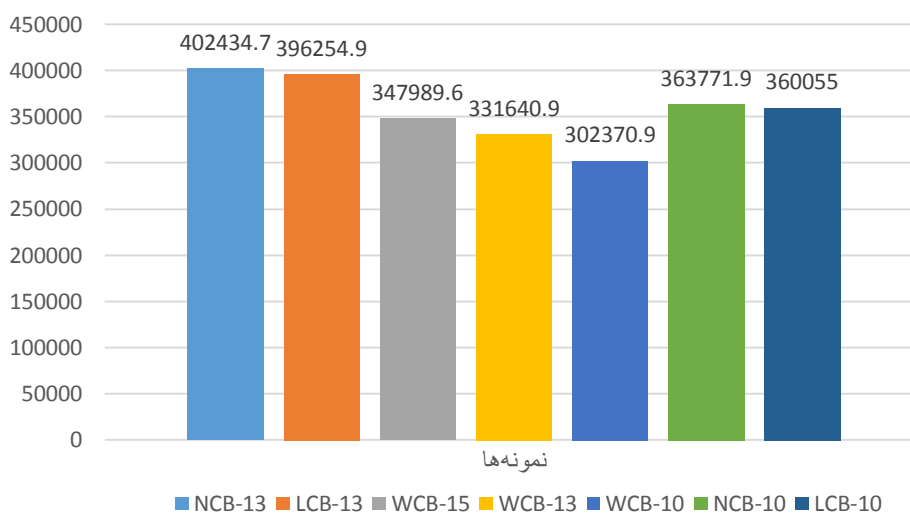
با بررسی اثر بتن سبک در سیستم، با تغییر بتن از معمولی به سبک، در نمونه های LCB-13 و LCB-10 شکل پذیری سازه تقریباً به ترتیب به مقدار ۱ و ۱/۵ درصد کاهش یافت. می توان بیان نمود، استفاده از بتن سبک در دیوار برشی فولادی با ستون های مربعی، تغییر محسوسی بر شکل پذیری سازه نداشته است. همچنین با حذف بتن در نمونه های WCB-13 و WCB-10 و با تغییر ضخامت جداره ستون به ۱۳ و ۱۰ میلی متر، شکل پذیری سیستم به ترتیب به مقدار ۱۷/۵ و ۱۶/۸ درصد کاهش یافت. نتیجه این- که با حذف بتن در ستون های مربعی دیوار برشی فولادی، شکل پذیری سامانه به مقدار زیاد کاهش می یابد. همچنین با حذف بتن و تغییر ضخامت از ۱۳ به ۱۵ میلی متر در نمونه ی WCB-15، اتلاف انرژی به مقدار ۱۳/۵ درصد کاهش یافت. بررسی بر روی ضخامت جداره ستون های مربعی بدون بتن نشان داد، جذب انرژی سامانه نسبت به حالت دارای بتن کاهش چشم گیری خواهد داشت.

1-Excel

2- Absorbing Energy



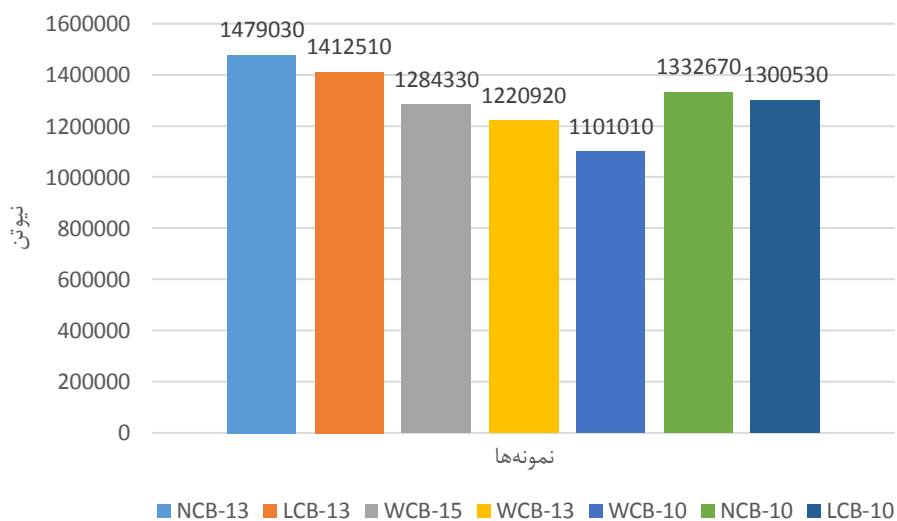
شکل ۳-۴ - نمودار پوش آور (بار - تغییر مکان) نمونه‌ها با مقاطع مربعی



شکل ۴-۴ - نمودار (اتلاف انرژی) نمونه‌ها با مقطع مربعی تحت جابه‌جایی هدف

۴-۳-۳- مقاومت نهایی

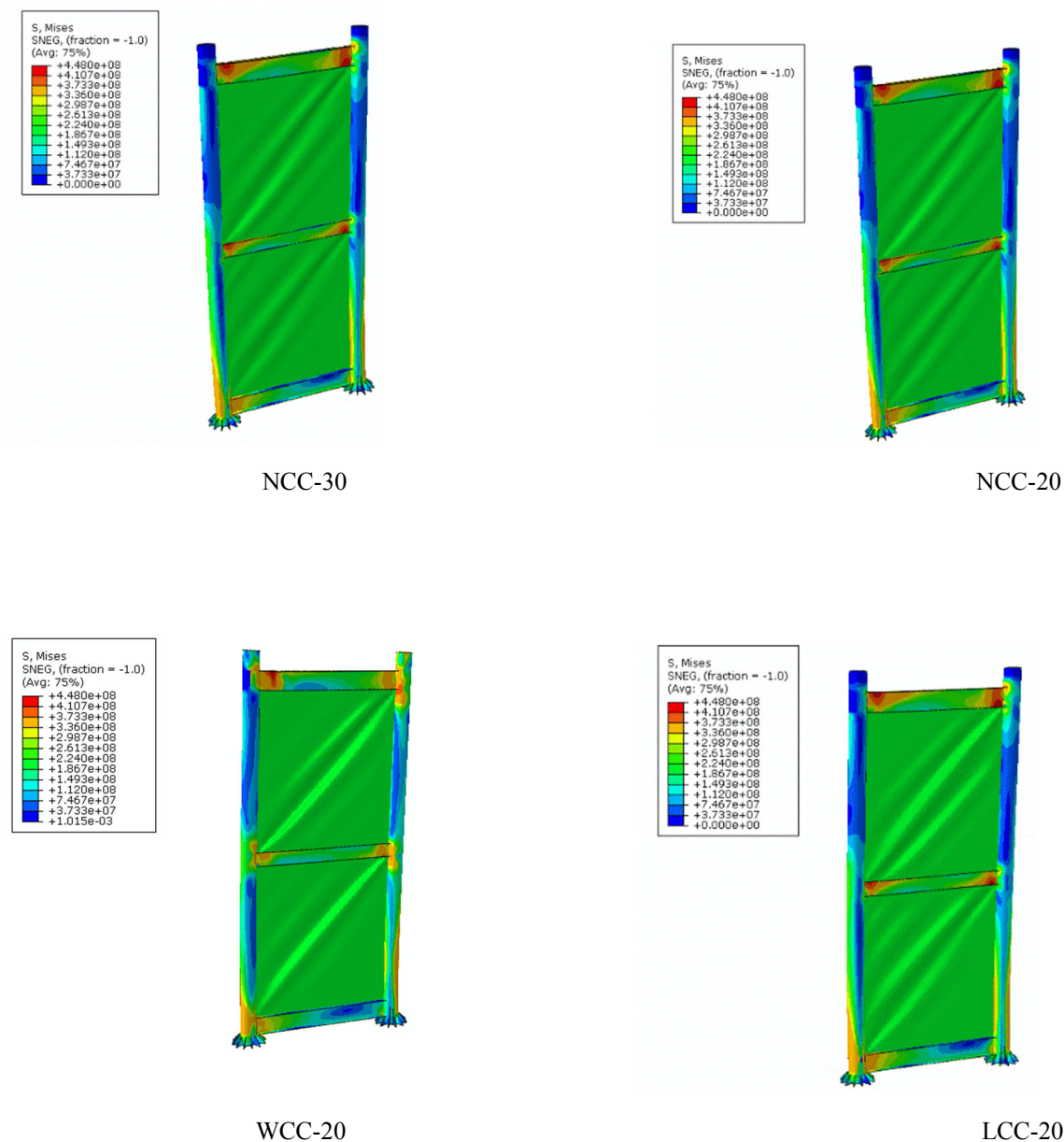
شکل ۴-۵ مقایسه‌ی مقاومت نهایی نمونه‌ها با مقاطع مربعی با بتن معمولی و سبک و بدون بتن با ضخامت‌های متغیر جداره را نشان می‌دهد. با بررسی اثر بتن سبک در سیستم، با تغییر بتن از معمولی به سبک، در نمونه‌های LCB-10 و LCB-13 مقاومت نهایی سازه تقریباً به ترتیب به مقدار ۴/۵ و ۲/۴ درصد کاهش یافت. می‌توان نتیجه‌گیری کرد که، استفاده از بتن سبک در دیوار برشی فولادی با ستون‌های مربعی، تغییر محسوسی بر مقاومت نهایی سازه نداشته است. همچنین با حذف بتن در نمونه‌های WCB-10 و WCB-13 و با تغییر ضخامت جداره ستون به ۱۳ و ۱۰ میلی‌متر، مقاومت نهایی سیستم به ترتیب به مقدار ۱۷/۴ و ۱۷/۳ درصد کاهش یافت. می‌توان بیان نمود، با حذف بتن در ستون‌های مربعی دیوار برشی فولادی، مقاومت نهایی سامانه به مقدار زیاد کاهش می‌یابد. همچنین با حذف بتن و تغییر ضخامت از ۱۳ به ۱۵ میلی‌متر در نمونه‌ی WCB-15، مقاومت نهایی به مقدار ۱۳ درصد کاهش یافت. بررسی بر روی پارامتر ضخامت جداره ستون‌های مربعی بدون بتن نشان داد، مقاومت نهایی سامانه نسبت به حالت دارای بتن کاهش چشم‌گیری خواهد داشت.



شکل ۴-۵- نمودار مقاومت نهایی نمونه‌ها با ستون مقاطع مربعی

۴-۴- مقاطع دایروی

در این قسمت، با انتخاب ستون با مقطع دایره‌ای با سطح مقطع یکسان مقطع ستون قوطی، ارزیابی مقاومت نهایی، شکل‌پذیری و جذب انرژی انجام گردید. استفاده از بتن معمولی و بتن سبک با تغییر ضخامت‌های گوناگون جداره مقطع دایره‌ای مدل‌سازی شد، نتایج حاصل به قرار زیر است. شکل ۴-۶ مدل‌سازی برخی نمونه‌ها با ستون دایروی و نحوه ایجاد تنش در اعضا را نشان می‌دهد.



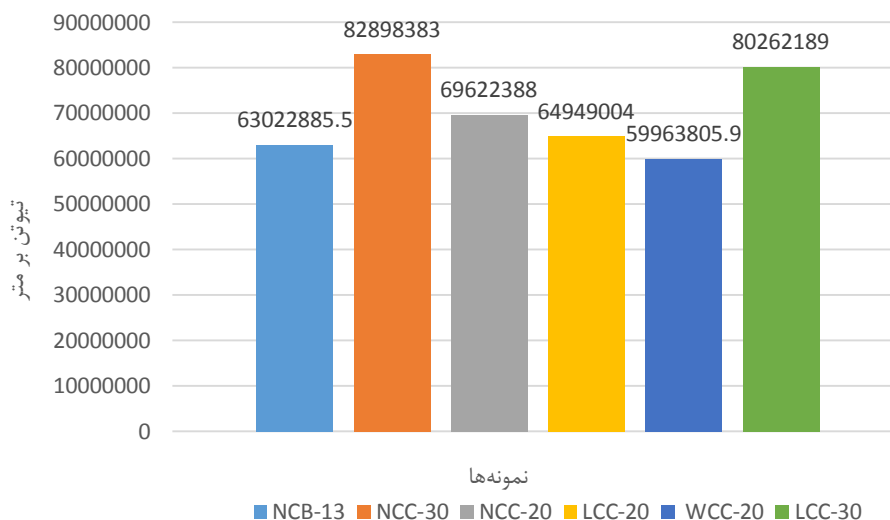
شکل ۴-۶- مدل سازی برخی نمونه های ستون دایروی در نرم افزار و نحوه ی تشکیل تنش ها

۴-۴-۱- سختی

شکل ۴-۷ مقایسه ی سختی نمونه های با مقاطع دایروی را نشان می دهد. با بررسی اثر بتن سبک در سامانه، با تغییر بتن از معمولی به سبک، در نمونه های LCC-20 و LCC-30 سختی سازه تقریباً به ترتیب به مقدار ۳ و ۶ درصد کاهش یافت. می توان بیان نمود، استفاده از بتن سبک در دیوار برشی فولادی با ستون های دایروی، تغییر چندانی بر سختی سازه ندارد. همچنین با حذف بتن در نمونه،

فصل چهارم - ارزیابی رفتار دیوار برشی با ستون های پر شده از بتن سبک، معمولی و بدون بتن در مقاطع مربعی و دایروی

WCC-20 سختی سیستم به مقدار ۱۳/۸ درصد کاهش یافت و همچنین با افزایش ضخامت از ۲۰ به ۳۰ میلی متر در نمونه ی با بتن معمولی، سختی ۱۹ درصد افزایش یافت. نتیجه این که با حذف بتن در ستون های دایروی دیوار برشی فولادی، سختی سامانه به مقدار زیاد کاهش می یابد. همچنین با افزایش ضخامت جداره مقاطع دایروی، می توان به سختی بالاتری دست یافت.

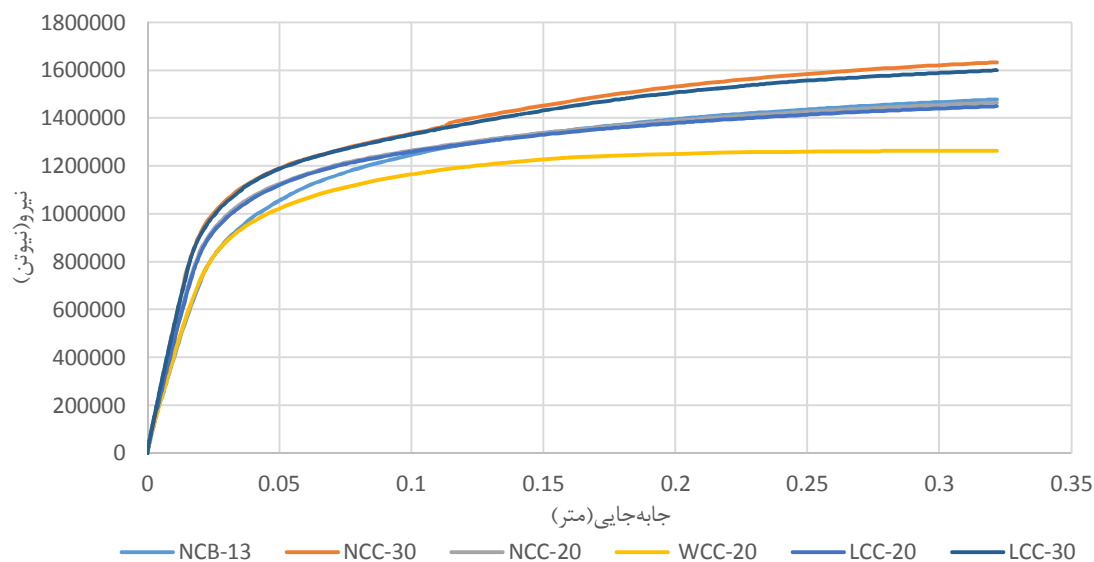


شکل ۴-۷- مقایسه نمودار سختی نمونه ها با ستون مقاطع دایروی

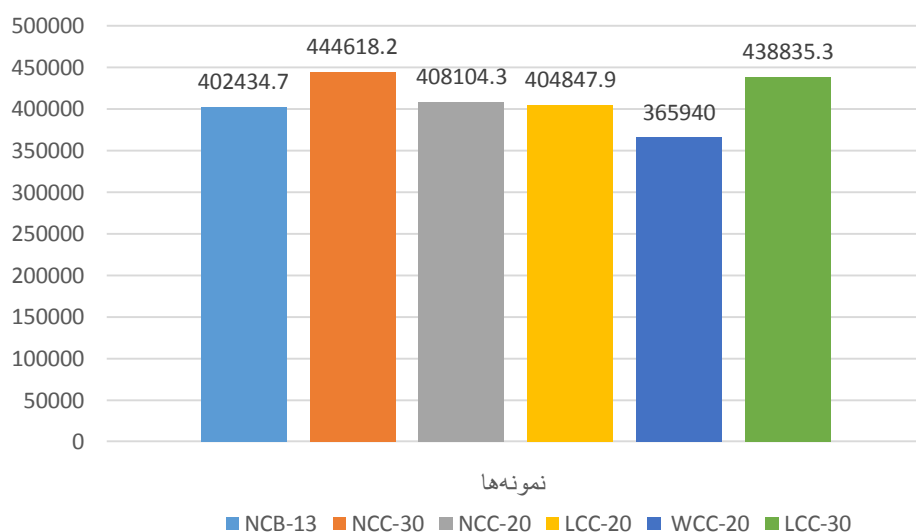
۴-۴-۲- جذب انرژی

نمونه ها تحت جابه جایی هدف قرار گرفته و همان طور که در شکل ۴-۸ نشان داده شده، نمودار پوش-آور نمونه ها با یکدیگر مقایسه شده است. با بهره جویی از نرم افزار، سطح زیر منحنی پوش آور که بیان گر جذب انرژی سامانه است، مورد ارزیابی قرار گرفت. شکل ۴-۹ این مقایسه جذب انرژی را نشان می دهد. با تغییر مقطع از مربعی به دایروی، با حفظ سطح مقطع معادل، جذب انرژی ۱/۳ درصد افزایش یافت. بنابراین مقاطع دایروی سختی بالاتری را نسبت به مقاطع مربعی نشان داد. با بررسی اثر بتن سبک در سامانه، با تغییر بتن از معمولی به سبک، در نمونه های LCC-20 و LCC-30، جذب انرژی سازه تقریباً به ترتیب به مقدار ۱/۳ و ۱ درصد کاهش یافت. می توان بیان نمود، استفاده از بتن

سبک در دیوار برشی فولادی با ستون های دایروی، تغییر چندانی بر جذب انرژی سازه ندارد. همچنین با حذف بتن در نمونه، WCC-20 جذب انرژی سیستم به مقدار ۱۰ درصد کاهش یافت و همچنین با افزایش ضخامت از ۲۰ به ۳۰ میلی متر در نمونه ی NCC-30 با بتن معمولی، جذب انرژی ۸ درصد افزایش یافت. نتیجه این که با حذف بتن در ستون های دایروی دیوار برشی فولادی، جذب انرژی سامانه تا حدودی کاهش می یابد. همچنین با افزایش ضخامت جداره مقاطع دایروی، می توان به جذب انرژی بالاتری دست یافت.



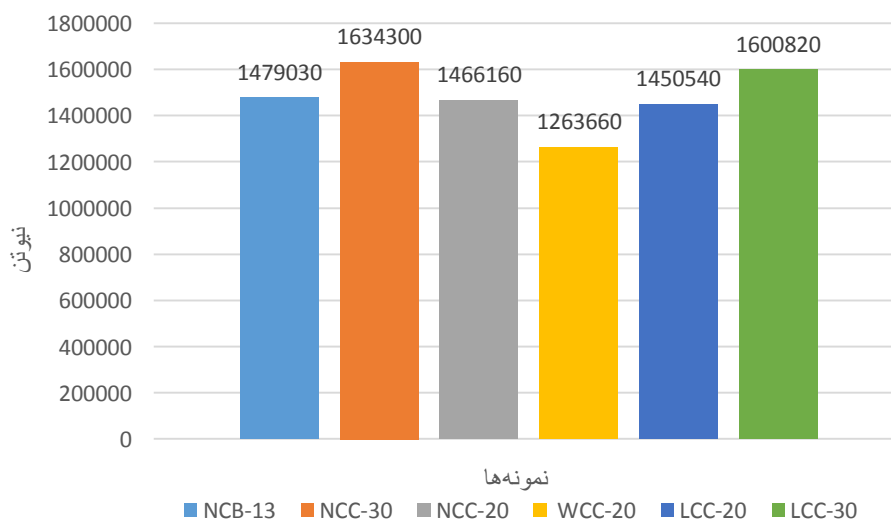
شکل ۴-۸- نمودار پوش آور (بار - تغییر مکان) نمونه ها با مقاطع دایروی



شکل ۴-۹- نمودار مساحت زیر نمودار (اتلاف انرژی) نمونه‌ها با مقطع دایروی تحت جابه‌جایی هدف

۴-۳- مقاومت نهایی

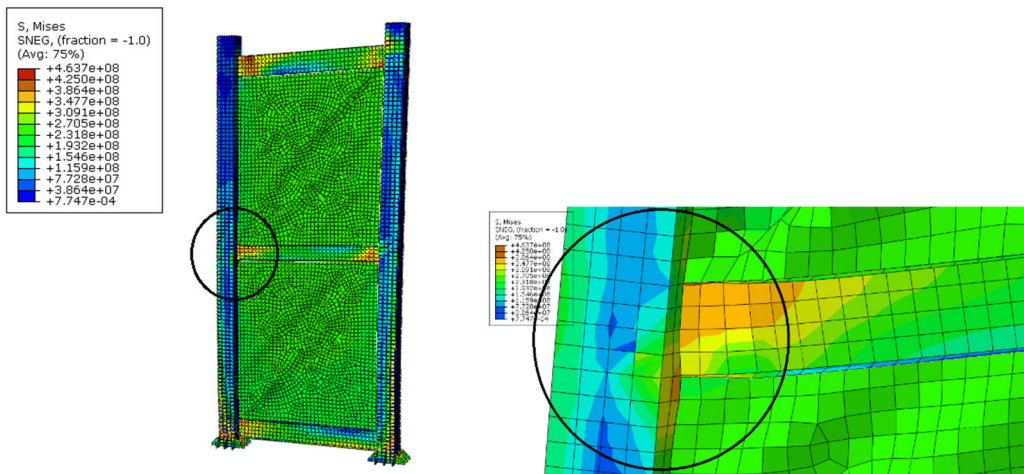
مقایسه مقاومت نهایی دیواربرشی فولادی با نمونه‌های ستون دایروی در شکل ۴-۱۰ می‌آید. با تغییر مقطع از مربعی به دایروی، با حفظ سطح مقطع معادل، مقاومت نهایی ۱ درصد افزایش یافت. بنابراین مقاطع دایروی مقاومت تقریباً مساوی را نسبت به مقاطع مربعی نشان داد. با بررسی اثر بتن سبک در سامانه، با تغییر بتن از معمولی به سبک، در نمونه‌های LCC-20 و LCC-30، مقاومت نهایی سازه تقریباً به ترتیب به مقدار ۲ و ۱ درصد کاهش یافت. می‌توان بیان نمود، استفاده از بتن سبک در دیوار برشی فولادی با ستون‌های دایروی، تغییر چندانی بر مقاومت نهایی سازه ندارد. همچنین با حذف بتن در نمونه، WCC-20 مقاومت نهایی سیستم به مقدار ۱۳/۸ درصد کاهش یافت و همچنین با افزایش ضخامت از ۲۰ به ۳۰ میلی‌متر در نمونه‌ی NCC-30 با بتن معمولی، مقاومت نهایی ۱/۴ درصد افزایش یافت. نتیجه این که با حذف بتن در ستون‌های دایروی دیوار برشی فولادی، مقاومت نهایی سامانه به مقدار زیاد کاهش می‌یابد. همچنین با افزایش ضخامت جداره مقاطع دایروی، می‌توان به مقاومت نهایی بالاتری دست یافت.



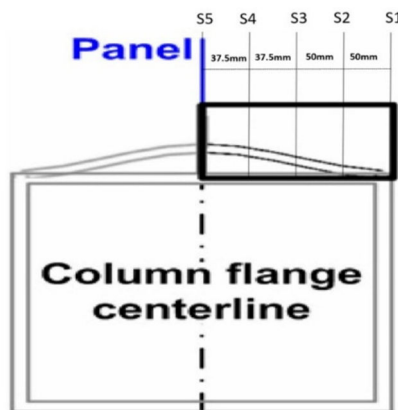
شکل ۴-۱۰- نمودار مقاومت نهایی نمونه‌ها با ستون مقاطع دایروی

۴-۵ - تغییر مکان وجه فشاری بال ستون مربعی

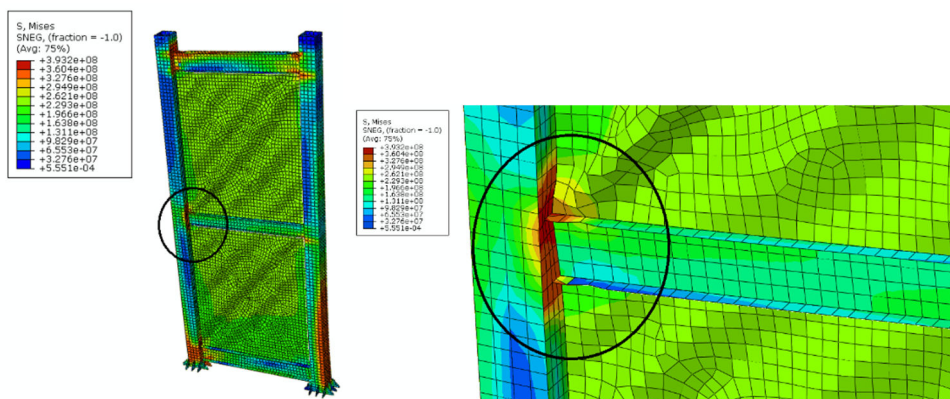
همان‌طور که در شکل ۴-۱۱ نشان داده شده، در اثر بارهای جانبی به سازه، در محل اتصال تیر به ستون، باعث تغییر مکان در وجه فشاری ستون می‌شود. با استفاده از نرم‌افزار جزء محدود، به‌گونه‌ای که در شکل ۴-۱۱ و ۴-۱۳ آمده است، بر روی وجه فشاری ستون، ۵ نقطه به فواصل ۰، ۵۰، ۵۰، ۳۷/۵ و ۳۷/۵ میلی‌متر تعریف شده است. مقدار جابه‌جایی‌ها در نقاط در جهت تغییر مکان قاب با لحاظ بتن معمولی و سبک و بدون بتن در نمونه‌ی NCB-13 برداشت شد. نتایج مطابق نمودار شکل ۴-۱۱ نشان داد، تغییر مکان در نمونه‌ها از لبه‌ها به سمت بیرون تا مرکز وجه فشاری ستون افزایش یافت. شکل ۴-۱۴ و ۴-۱۵ نمودار جابه‌جایی وجه فشاری در نمونه‌های با بتن معمولی و سبک را نشان می‌دهد. اختلاف جابه‌جایی‌ها در نمونه‌های با بتن معمولی و بتن سبک، به‌دلیل وجود بتن در ستون و سختی که ایجاد می‌کند ناچیز است. در نمونه‌ی WCB-13، به‌دلیل فقدان بتن، بیشترین تغییر مکان در وجه فشاری ستون، در نقطه‌ی S4 شاهد بودیم و در تغییر مکان در نقطه‌ی S5 به‌دلیل تنش وارده از تیر به ستون و حذف بتن، کاهش می‌یابد (شکل ۴-۱۶).



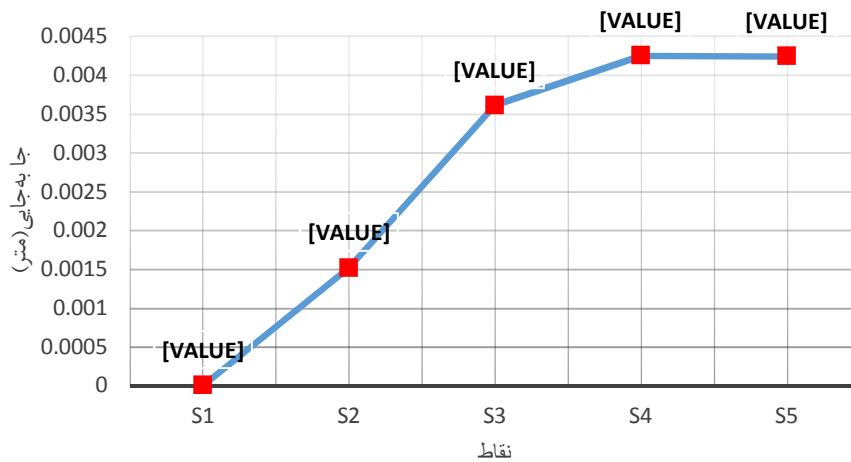
شکل ۴-۱۱ - تنش های وارده به وجه فشاری ستون در نمونه ی NCB-13



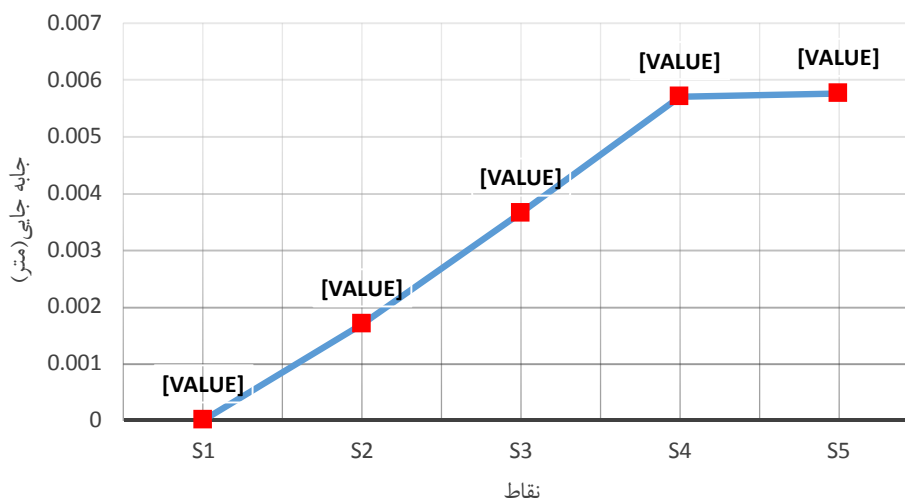
شکل ۴-۱۲ - نحوه تعریف و فواصل نقاط در وجه فشاری ستون مربعی



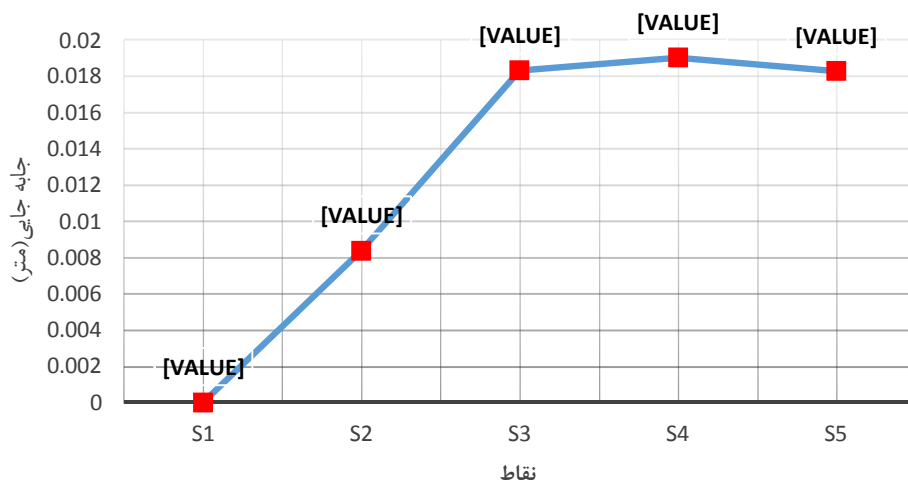
شکل ۴-۱۳ - تنش های وارده به وجه فشاری ستون در نمونه ی WCB-13



شکل ۴-۱۴- نمودار تغییر مکان وجه فشاری ستون در ۵ نقطه تعریف شده در نمونه‌ی NCB-13

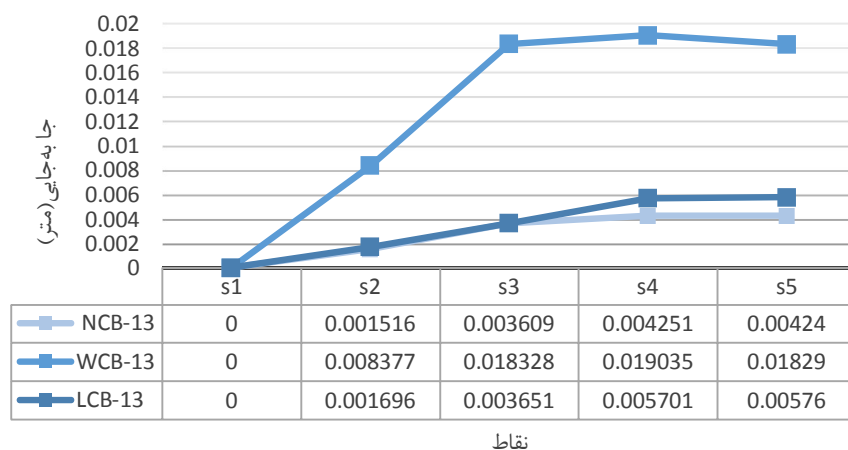


شکل ۴-۱۵- نمودار تغییر مکان وجه فشاری ستون در ۵ نقطه تعریف شده در نمونه‌ی LCB-13



شکل ۴-۱۶- نمودار تغییر مکان وجه فشاری ستون در ۵ نقطه تعریف شده در نمونه‌ی WCB-13

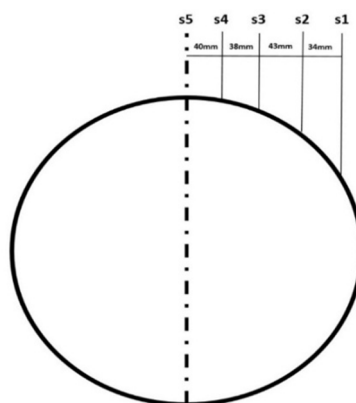
شکل ۴-۱۷ مقایسه‌ی تغییرات جابه‌جایی نقاط مشخص شده در وجه فشاری ستون با نمونه‌های با ستون مربعی پر شده با بتن معمولی و سبک و بدون بتن را نشان می‌دهد. همان‌گونه که از نمودار پیداست، با حذف بتن در ستون دیوار برشی فولادی، به دلیل کم شدن سختی در ستون، جابه‌جایی‌ها در نقاط انتخابی، روند افزایشی را به همراه داشته است. نتیجه‌گیری می‌شود، وجود بتن در مقاطع مربعی موجب کاهش جابه‌جایی‌ها در وجه فشاری ستون می‌شود و با حذف بتن در ستون، باعث انتقال تنش‌ها از تیر به ستون شده و موجب خرابی زود هنگام در سازه در اثر بارهای جانبی خواهد شد.



شکل ۴-۱۷- مقایسه‌ی تغییرات جابه‌جایی نقاط در وجه فشاری ستون مربعی تحت فشار در ۳ نمونه با بتن معمولی و سبک و بدون بتن

۴-۶- تغییر مکان وجه فشاری بال ستون دایروی

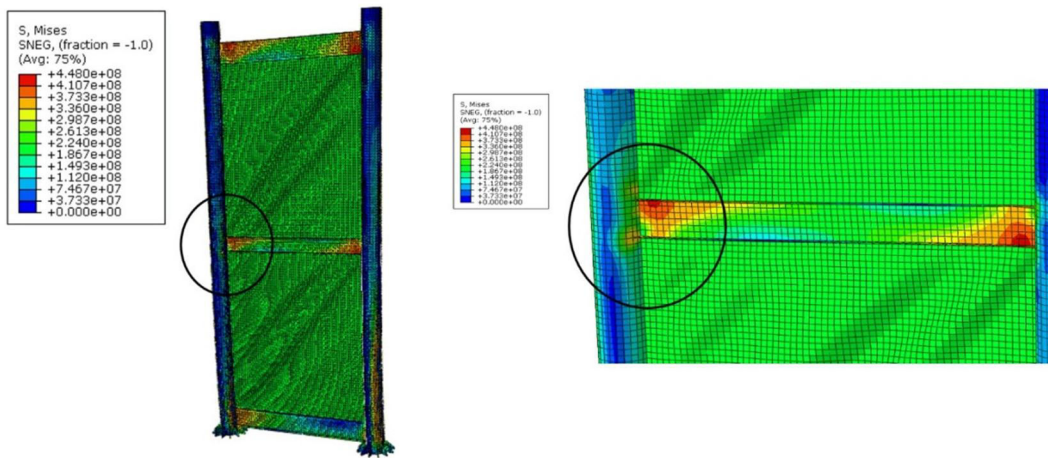
با تغییر مقطع ستون از مربعی به دایروی، نمونه‌ی NCC-20 همانند مرحله قبل، ۵ نقطه به فواصل ۰ ، ۳۸ ، ۳۴ ، ۴۳ و ۴۰ میلی‌متر بر روی وجه فشاری ستون تعریف و انتخابی شده است (شکل ۴-۱۸). مقدار جابه‌جایی‌ها در نقاط در جهت تغییر مکان قاب با لحاظ بتن و بدون بتن در نمونه‌ی NCC-20 برداشت شد. شکل ۴-۱۹ و ۴-۲۰ نحوه‌ی تشکیل تنش‌ها در دو نمونه ستون پر شده با بتن معمولی و سبک را نشان می‌دهد. نتایج مطابق نمودار شکل ۴-۲۱ و ۴-۲۲ نشان داد، تغییر مکان در نمونه‌ی با ستون بتنی، از سمت خارج وجه به‌داخل، به‌دلیل وجود بتن، سیر افزایشی را به‌دنبال داشت.



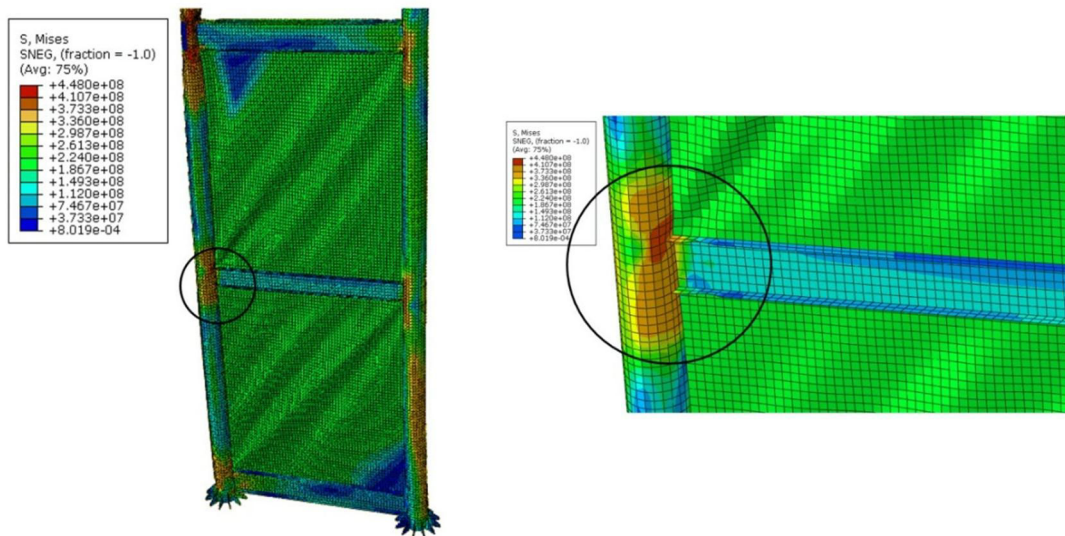
شکل ۴-۱۸- نحوه‌ی تعریف و فواصل نقاط در وجه کششی نمونه‌ی NCC-20

فصل چهارم - ارزیابی رفتار دیوار برشی با ستون های پر شده از بتن سبک، معمولی و بدون بتن در مقاطع مربعی و دایروی

همان گونه که در شکل ۴-۱۹ مشاهده می شود، با لحاظ بتن در مقطع دایروی، پس از جابه جایی هدف، ابتدا مفصل پلاستیک در ورق ها تشکیل شده و وظیفه جذب انرژی را بر عهده می گیرند، سپس به دلیل وجود بتن و سختی بالا در ستون، مفصل پلاستیک ها در قسمت کاهش یافته تیرها تشکیل می شود. ولی با توجه به شکل ۴-۲۰ با حذف بتن در ستون و سختی پایین، مفاصل پلاستیک در ستون ها تشکیل شده که باعث خرابی زود هنگام در ستون ها و سازه می شود.



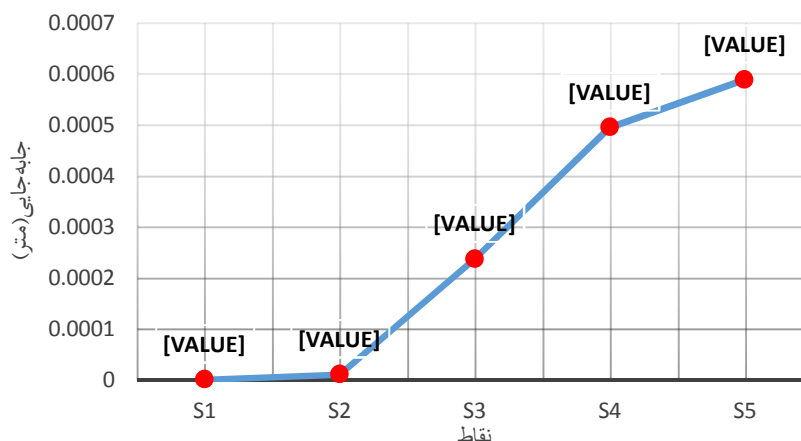
شکل ۴-۱۹ - تنش های وارده به وجه فشاری ستون در نمونه ی NCC-20



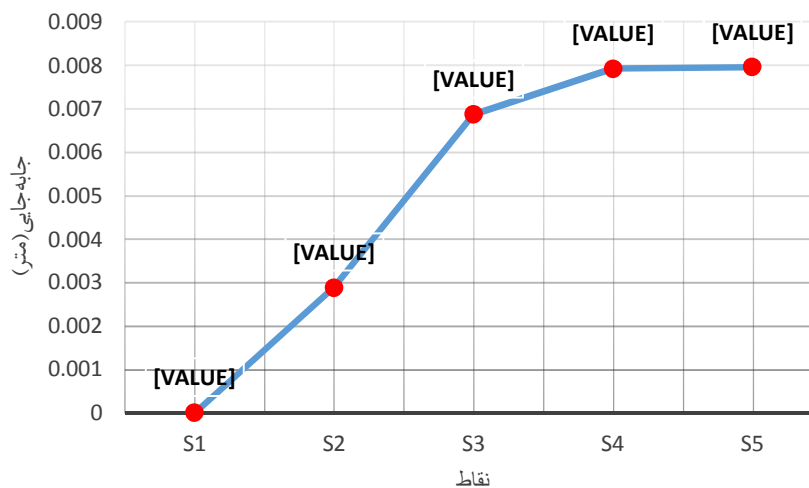
شکل ۴-۲۰ - تنش های وارده به وجه فشاری ستون در نمونه ی WCC-20

فصل چهارم - ارزیابی رفتار دیوار برشی با ستون های پر شده از بتن سبک، معمولی و بدون بتن در مقاطع مربعی و دایروی

شکل ۴-۲۱ و ۴-۲۲ و ۴-۲۳ به ترتیب نمودار تغییرمکان وجه فشاری ستون با بتن معمولی، بدون بتن و با بتن سبک را نشان می دهد. همان طور که مشاهده می شود، استفاده از بتن در ستون به علت سختی بالا، باعث کاهش جابه جایی وجه فشاری ستون می شود.

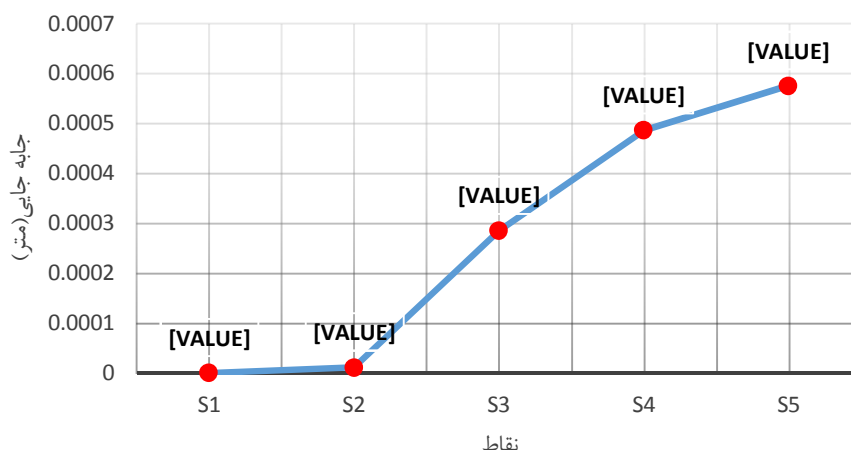


شکل ۴-۲۱- نمودار تغییرمکان وجه کششی ستون در ۵ نقطه تعریف شده در نمونه ی NCC-20



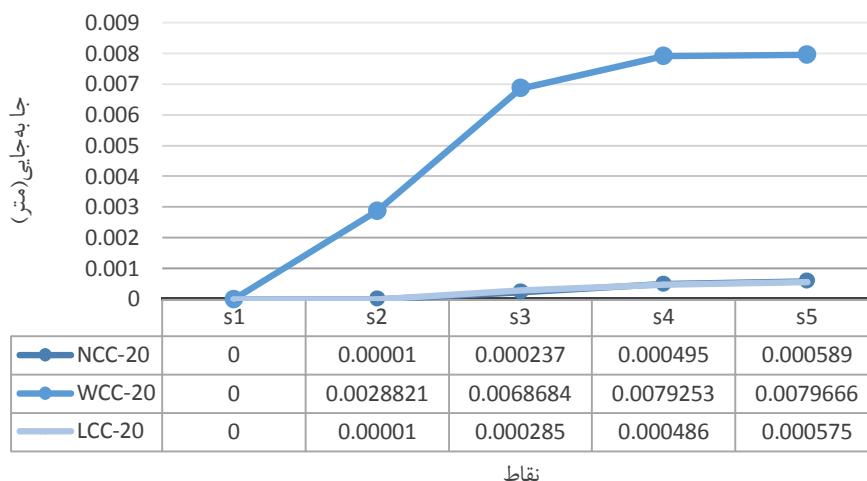
شکل ۴-۲۲- نمودار تغییرمکان وجه کششی ستون در ۵ نقطه تعریف شده در نمونه ی WCC-20

فصل چهارم - ارزیابی رفتار دیوار برشی با ستون های پر شده از بتن سبک، معمولی و بدون بتن در مقاطع مربعی و دایروی



شکل ۴-۲۳- نمودار تغییرمکان وجه فشاری در ۵ نقطه تعریف شده در نمونه‌ی LCC-20

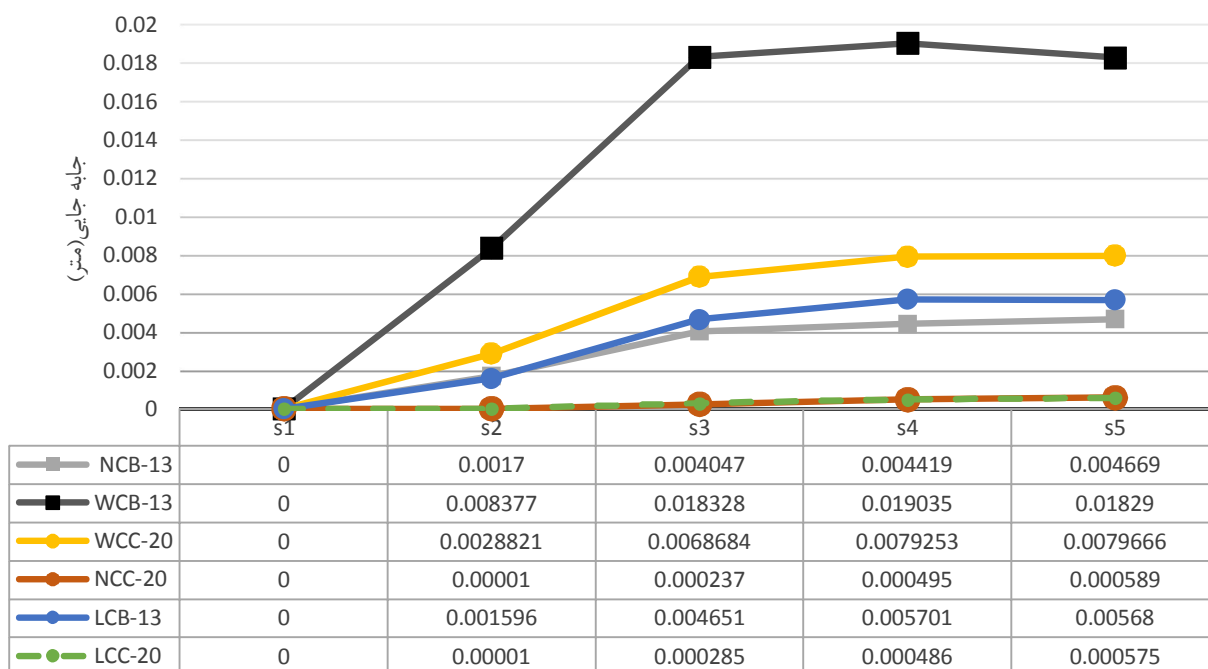
شکل ۴-۲۴ مقایسه‌ی جابه‌جایی وجه فشاری ستون در نمونه‌ها با ستون‌های پر شده با بتن معمولی و سبک و بدون بتن را نشان می‌دهد. نتیجه می‌شود، استفاده از بتن در ستون، باعث خرابی زود هنگام ستون تحت بارهای لرزه‌ای خواهد شد.



شکل ۴-۲۴- مقایسه‌ی تغییرات جابه‌جایی نقاط در وجه داخلی ستون دایروی تحت فشار در ۳ نمونه با بتن معمولی و سبک و بدون بتن

شکل ۴-۲۵ مقایسه‌ی کلی نمونه‌های ستون مربعی و دایروی با بتن معمولی و سبک و بدون بتن را نشان می‌دهد. همان‌طور که نشان داده شده است، با حذف بتن در هر دو نمونه، جابه‌جایی‌های نقاط افزایش یافته است. نتایج نشان داد مقدار جابه‌جایی در وجه کششی ستون‌ها با مقاطع دایروی، بسیار

کمتر از ستون با مقاطع مربعی شده است. نتایج بین جابه جایی های ستون پر شده با بتن معمولی و سبک در هر دو نمونه مربعی و دایروی ناچیز است. ولی با حذف بتن، این اختلاف بیشتر می شود.



شکل ۴-۲۵- مقایسه ی تغییرات جابه جایی نقاط در وجه داخلی ستون تحت فشار در دو نمونه با ستون دایروی و مربعی

فصل پنجم

نتایج و پیشنهادات

۵-۱- مقدمه

با توجه به راستی آزمایشی نمونه‌ی آزمایشگاهی و شبیه سازی با نرم افزار جزء محدود آباکوس، مدل سازی با ثابت بودن ورق دیوار برشی و ابعاد قاب و شرایط تکیه گاهی و با تغییر شکل ستون ها با مقاطع مربعی و دایروی با بتن معمولی و سبک و بدون بتن انجام شده، سپس سختی، مقاومت نهایی و شکل پذیری نمونه ها با یکدیگر مقایسه و با توجه با آنالیزهای انجام شده، نتایج در این فصل بیان می گردد.

۵-۲- نتایج

- استفاده از بتن سبک به جای بتن معمولی، تاثیر چندانی بر پارامترهای سختی، شکل پذیری و مقاومت نهایی ندارد. پس استفاده از بتن سبک به جای معمولی، به دلیل مقرون به صرفه تر بودن، پیشنهاد می شود.
- با حذف بتن در ستون های مربعی، سختی، شکل پذیری و مقاومت نهایی سامانه به مقدار زیاد کاهش می یابد.
- با حذف بتن و حتی با افزایش ضخامت جداره فولاد پارامترهای سختی، شکل پذیری و مقاومت نهایی به مقدار زیادی کاهش یافت و مشاهده شد ضخامت جداره ستون تاثیری زیادی بر شکل پذیری ندارد.

با مدل سازی در نمونه های دایروی با بتن سبک و معمولی و بدون بتن نتایج به قرار زیر است:

- با جایگزینی مقطع دایروی به جای مربعی با سطح مقطع معادل، پارامترهای سختی، مقاومت نهایی و شکل پذیری به مقدار ناچیز افزایش یافت.
- استفاده از بتن سبک به جای معمولی در مقاطع دایروی تاثیر چندانی بر سختی، مقاومت و شکل پذیری نداشت. لذا به لحاظ سبکی و مقرون به صرفه بودن، استفاده از بتن سبک به جای بتن معمولی پیشنهاد می گردد.

- با افزایش ضخامت جداره در نمونه‌های با بتن معمولی پارامترهای سختی، شکل‌پذیری و مقاومت نهایی کاهش یافته و با حذف بتن از این نمونه‌ها این پارامترها کاهش می‌یابد.
- با مقایسه‌ی جابه‌جایی بر روی وجه فشاری ستون تحت جابه‌جایی هدف نتایج زیر حاصل شد:
- در نمونه‌های بدون بتن، تنش‌ها به ستون منتقل شده و باعث انتقال مفصل پلاستیک از تیرها به ستون و باعث خرابی زود هنگام در سازه می‌گردد.
- با مقایسه‌ی نمونه‌های با بتن معمولی، تغییرمکان‌های وجه فشاری به دلیل اضافه شدن سختی ستون به علت وجود بتن، به مقدار قابل توجهی کاهش یافت.
- با مقایسه‌ی تغییرمکان‌های وجه فشاری ستون، در نمونه‌های با بتن معمولی با ستون دایروی و مربعی، این تغییرمکان‌ها در نمونه‌ی دایروی نسبت به نمونه‌ی مربعی، کاهش یافت.
- در تغییرمکان‌های وجه فشاری در نمونه‌های دایروی و مربعی، با بتن معمولی و سبک، نمونه‌های دایروی تغییرمکان‌های کمتری (نامحسوس) را نشان داد. نتیجه می‌شود استفاده از ستون‌های دایروی پر شده از بتن نسبت به مقاطع مربعی برتری دارد.
- نتایج پژوهش به صورت کمی این گونه است که با جایگزینی بتن سبک به جای بتن معمولی در ستون با مقطع مربعی با ضخامت ثابت، نتایج زیر حاصل شد:
- کاهش سختی به میزان ۱ درصد.
- کاهش شکل‌پذیری به میزان ۱/۵ درصد.
- کاهش مقاومت نهایی به میزان ۴/۵ درصد.
- با کاهش ۲۸ درصدی سطح مقطع در مقاطع مربعی:
- کاهش سختی به میزان ۱۴/۶ درصد.
- کاهش شکل‌پذیری به میزان ۸/۸ درصد.
- کاهش مقاومت نهایی به میزان ۹/۸ درصد.

با افزایش سطح مقطع به مقدار ۱۴/۸ درصد:

- افزایش سختی به میزان ۸ درصد.
- افزایش شکل پذیری به میزان ۵ درصد.
- افزایش مقاومت نهایی به میزان ۵ درصد.

با حذف بتن با سطح مقطع ثابت در نمونه‌های مربعی:

- کاهش سختی به میزان ۱۵ درصد.
- کاهش شکل پذیری به میزان ۱۷/۵ درصد.
- کاهش مقاومت نهایی به میزان ۱۷/۴ درصد.

با انتخاب مقطع دایروی به جای مقطع مربعی با سطح مقطع یکسان، مدل سازی با مقادیر متفاوت

جداره ستون ها و نوع بتن، نتایج به قرار زیر شد.

با جایگزینی بتن سبک به جای بتن معمولی در مقاطع دایروی:

- کاهش سختی به میزان ۷ درصد.
- کاهش شکل پذیری به میزان ۰/۸ درصد.
- کاهش مقاومت نهایی به میزان ۷ درصد.

با حذف بتن و با سطح مقطع یکسان، نمونه‌ی مربعی نسبت به دایروی:

- کاهش سختی به میزان ۷/۶ درصد.
- کاهش شکل پذیری به میزان ۹ درصد.
- کاهش مقاومت نهایی به میزان ۷/۶ درصد.

با افزایش سطح مقطع به مقدار ۸ درصد در نمونه‌های بدون بتن دایروی:

- افزایش سختی به میزان ۲۷/۶ درصد.

- افزایش شکل‌پذیری به میزان ۹ درصد.
 - افزایش مقاومت نهایی به میزان ۲۷/۶ درصد.
- با مقایسه‌ی مقاطع با سطح مقطع یکسان مربعی و دایروی با بتن معمولی:

- افزایش سختی به میزان ۳ درصد.
- افزایش شکل‌پذیری به میزان ۱/۴ درصد.
- افزایش مقاومت نهایی به میزان ۳ درصد.

با مقایسه تنش‌های وارده بر روی وجه کششی ستون تحت جابه‌جایی هدف نتایج زیر حاصل شد:

- در نمونه‌های بدون بتن، تنش‌ها به ستون منتقل شده و باعث انتقال مفصل پلاستیک از تیرها به ستون و باعث خرابی زود هنگام در سازه می‌گردد.
- با مقایسه‌ی نمونه‌های با بتن معمولی، تغییر مکان‌های وجه کششی به دلیل اضافه شدن سختی ستون به وجود بتن، به مقدار قابل توجهی کاهش یافت.
- با مقایسه‌ی تغییر مکان‌های وجه کششی ستون، در نمونه‌های با بتن معمولی با ستون دایروی و مربعی، این تغییر مکان‌ها در نمونه‌ی دایروی نسبت به نمونه‌ی مربعی، بسیار کاهش یافت.

۵-۲- پیشنهادهایی برای آیندگان

در این پایان‌نامه علی‌رغم تلاش زیاد به موجب محدودیت‌هایی از قبیل زمان، کمبود امکانات آزمایشگاهی و هزینه‌های فراوان، امکان همه‌جانبه این پژوهش فراهم نبوده است. مواردی که در آینده می‌تواند به‌عنوان موضوع پژوهش‌های دیگران در این زمینه قرار گیرد، عبارتند از:

- ۱- بررسی انواع اتصالات در رفتار دیواربرشی فولادی با ستون‌های جدار نازک پر شده از بتن.

- ۲- ارزیابی رفتار دیوار برشی با ستون‌های cfst در ارتفاع.
- ۳- بررسی رفتار سامانه‌ی cfst با دیوار برشی فولادی تحت حوزه دور و نزدیک.
- ۴- استفاده از مقاطع گوناگون و ارزیابی رفتار cfst با اتصالات از پیش تایید شده.
- ۵- بررسی و تحلیل وجود بازشو و اثر آن در المان‌های مرزی ستون‌های cfst.
- ۶- وجود سخت کننده و تاثیرات آن بر المان‌های مرزی با ستون‌های cfst.

مرجع ها

- ۱- نیکنام، ا، ثنایی، ابراهیم، هاشمی، جواد، باجی، (۱۳۸۱) " رفتار و ضوابط طراحی لرزه‌ای ساختمان‌های فولادی بر مبنای آئین نامه UBC " چاپ اول،
- [2] Holger Eggemann, 'Simplified Design of Composite Columns, Based on a Comparative Study of the Development of Building Regulations in Germany and the United States', Madrid, 2
- ۳- رمضانپور، م (۱۳۸۹) "تاثیر بتن در مقاطع توخالی تحت اثر بار لرزه ای"، دومین کنفرانس ملی سالیانه بتن ایران، تهران،
- [4] Holger E. (2003) "Development of Composite Columns. Emperger's effort" International Congress on Construction History, Madrid, 21th-21th January.
- [5] Astaneh-Asl, A. (2002) "Seismic Behavior and Design of Composite Steel plate Shear Walls", tructural Steel Education Council, Steel Tips Report, Department of Civil and Environmental Engineering University of California,
- [6] Bhowmick, A, k. (2009) "Seismic Analyasis and Design of steel plate shear walls", Department of Civil and Environmental Engineering University of Alberta
- [7] Canadian standard Association . (1994), CAN/CSA-S16.1-9, Limit State Design of steel Strures, Sixth Edition, ontario, Canada.
- [8] Astaneh-Asl, A. (2001) "Seismic Behavior and Design of Steel Shear Walls" ,SEOANC Seminar, Structural Engineers Assoc. of Northern California, San Francisco, November 7.
- [9] Roberts, T.M. and Sabouri- Ghomi., S. (1992) "Hysteretic characteristics of unstiffened perforated steel plate shear panels", Thin-Walled Structures, 14, 2, pp 139-151
- [10] Sabelli, R. and Bruneau, M. (2007) "Steel Design Guide Steel Plate Shear Walls", American Institute of Steel Construction, Inc.
- [11] Sarraf-shirazi, R. and Alina, M. (2009) "On the design of stiffeners in steel plate shear walls", Journal of Constructional Steel Research, 65,10 , pp. 2069-2077.
- [۱۲] چمن آراء، مهدی م ، نیکخو، ع، (۲۰۱۲) " بررسی اثر مقاوم سازی دیوار برشی فولادی بازشو دار با الیاف FRP به روش عددی"، پژوهش‌نامه زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، سال شانزدهم، شماره دوم.
- [13] Takahashi, Y., Takemoto, Y., Takeda, T. and Takagi, M. (1973) "Experimental study on thin steel shear walls and particular bracings under alternative horizontal load", in Preliminary Report, IABSE, Symp. On Resistance and Ultimate Deformability of Tstructures Acted on by Well-defined Repeated Loads, Lisbon, Portugal, pp. 185-191.
- [14] Xue, M. and Lu, L.W. (1998) "Influence of steel shear wall panels with surrounding frame Members", proceeding, SSRC Annual Technical Session, pp.339-354.

- [15] Behbahanifard, M.R, Grondin, G.Y and Elwi, A.E. (2003) "Experimental and Numerical Investigation of Steel Plate Shear Wall", Department of Civil Engineering, The University of Alberta, Structural Engineering report. No. 254.
- [16] Lubell, A.S. and Prion, H.G.L. (2000) "Unstiffened Steel Plate Shear Walls performance under cyclic loading", ACSE, JOURNAL OF Structural Engineering, 126 , pp. 453-460.
- [17] Veladi, A., Armaghani, A. and Davaran, A. (2007) "Experimental Investigation on Cyclic Behaviour of Steel Shear Walls" Asianjournal of civil Engineering.
- [18] Prion H GL & Boehme J. (1994) "Beam-column behaviour of steel tubes filled with high strength concrete". Canadian Journal of Civil Engineering, 21,2, pp. 207-218
- [19] VarmaAH, Ricles JM, Sause Retal. (1998) "Behavior of high strength square CFT columns" ,In Proceedings 6th US National Conference on Earthquake Engineering, Seattle, Washington, Oakland, California: Earthquake Engineering Research Institute.
- [20] Morino S, Kawaguchi J, Yasuzaki Cetal.(1993) "Behavior of concrete-filled steel tubular three-dimensional subassemblages". In: Easterling WS & Roddis WMK (eds) Composite construction in steel and concrete II. New York: ASCE. pp,729-741.
- [21] Sakino K & Tomii M. (1981) "Hysteretic behavior of concrete filled square steel tubular beam-columns failed in flexure" Transactions of the Japan Concrete Institute, 3, pp, 439-446.
- [22] Kawano A & Matsui C. (1997) "New connections using vertical stiffeners between h-shaped beam s and hollow or concrete-filled square tubular columns" In, Buckner CD & Shahrooz BM (eds) Composite construction in steel and concrete III. New York: ASCE. pp,172-185.
- [23] Kawaguchi J, Morino S & Sugimo to T. (1997) "Elasto-plastic behavior of concrete-filled steel and concrete III". New York: ASCE, pp, 272-281.
- [24] Hajjar JF, Gourley BC & Olson MC.(1997) "A cyclic nonlinear model for concrete-filled tubes. I formulation. II verification". Journal of Stuctural Engineering (ASCE), 123,6, pp, 736-754.
- [25] Hajjar JF, Molodan A & Schiller PH. (1998) "A distributed plasticity model for cyclic analysis of concrete-filled steel tube beam-columns and composite frames". Engineering Structures ,20 ,4-6, pp, 398-412.
- [26] Morino S, Sakino K, Mukai A etal.(1996) "US-japan cooperative earthquake research program on CFT column systems. Proceedings 5th International Colloquium on Stabillty of Metal Stuctures (Noth American Session) – Future directions in srability: research and design ". Structural Stability Research Council, pp83-92.

- [27] Furlong RW.(1967) "Strength of steel-encased concrete beam-columns". Journal of the Structural Division, ASCE:93,ST5, pp, 113-124.
- [28] Bridge RQ & Webb J.(1993) "Thin walled circular concrete filled steel tubular columns". In: Easterling WS& Roddis WMK (eds) Composite construction in steel and concrete II. New York: ASCE. pp, 634-649.
- [29] Bergmann R.(1994) "Load introduction in composite columns filled with high strength Concrete" In: Grundy P, Holgate A & Wing W (eds) Tubular structures VI. Rotterdam, The Netherlands: Balkema.pp, 373-380.
- [30] Gardner NJ & Jacobson ER.(1967) "Structural behavior of concrete filled steel tubes". Journal of the American Concrete Institute: 64,II, pp, 404-413.
- [31] Bridge RQ.(1976) "Concrete filled steel tubular columns". Report No R283. Sydney, Australia: School of Civil Engineering, University of Sydney.
- [32] Lu Y Q & Kennedy DJL.(1994) "The flexural behavior of concrete-filled hollow structural sections". Canadian Journal of Civil Engineering, 21,I, pp, 111-130.
- [33] Toshiyuki F, Noguchi T & Mori O.(1996) "Evaluation of deformation capacity of concrete-filled steel tubular (CFT) beam-columns". In: 3rd Joint Technical Coordinating Committee Meeting on Composite and Hybrid Structures, Hong Kong, 12-14 December.
- [34] Sakino K & Ishinashi H. (1985) "Experimental studies on concrete filled square steel tubular short columns subjected to cyclic shearing force and constant axial force". Journal of Structural and Construction Engineering, Transactions of the Architectural Institute of Japan: 353, pp,81-89.
- [35] Hajjar Jf, Gourley BC.(1996) "Representation of concrete-filled tube cross-section strength". Journal of Structural Engineering (ASCE):122 ,II, pp, 1327-1336.
- [36] Tomii M & Sakino K. (1979) "Experimental studies on the ultimate moment of concrete filled square steel tubular beam-columns". Transaction of the Architectural Institute of Japan, 275, pp, 55-63.
- [37] Tsuda K, Matsui C & Mino E. (1996) "Strength and behavior of slender concrete filled steel tubular columns". In: Stability problems in designing, construction and rehabilitation of metal structures-Proceedings 5th International Colloquium on Structural Stability. Rio de Janeiro, Brazil, 5-7 August 1996.. Bethlehem Pennsylvania: Structural Stability Research Council, pp 489-500.

- [38] Kitada T. (1992) "Ductility and ultimate strength of concrete-filled steel members". In: Fukumoto Y & Lee GC (eds) Stability and ductility of steel structures under cyclic loading. Boca Raton, Florida: CRC Press, pp,139-148.
- [39] Kitada T. (1992) Ductility and ultimate strength of concrete-filled steel members. In: Fukumoto Y & Lee GC (eds) Stability and ductility of steel structures under cyclic loading. Boca Raton, Florida: CRC Press.. 139-148
- [41] Sully RM & Hancock GJ.(1996) " Behaviuor of cold-formed SHS beam-columns". Jourlan of Structural Engineering (ASCE), 112,3, pp, 326-336.
- [41] Liu Z & Goel SC.(1998) "Cyclic load behavior of concrete-filled tubular braces". Journal of Structural Engineering (ASCE), 114,7, pp, 1488-1506.
- [42] Kawano A & Matsui C. (1997) "Bucking behavior and aseismic properties of concrete-filled tubular members under cyclic axial loading". In: Buckner CD & Shahrooz BM (eds) Composite construction in steel and concrete III. New York: ASCE, pp,602-615.
- [43] C.h.li, k.c.tasi, Hy.Huang, C.h.Lin,(2013) "Cyclic tests of three full-sale two-story steel sheare walls using box columns with or without infill concrete", international conference on advances experimental structurel engineering november8-9,Taipei,tiwan.

۴۴- صفاری، ح.، فخرالدینی، ع.، (۱۳۹۴) " طراحی لرزه‌ای سازه‌های فولادی"، چاپ اول .

Abstract

Iran is located in a region considered as one of the earthquake-prone regions of the world. Several earthquakes occur each year, and in some cases, cities have been devastated. This has made researchers to constantly seek an ideal system to confront with lateral loads. The most important parameters contributing in the selection of a system resistant to lateral loads include: suitable stiffness, strength and plasticity. In recent years, utilization of steel shear wall changed from an idea into a lateral-load system accepted by bylaws, due to its suitable stiffness, high plasticity, simplicity of construction, high performance speed, and low cost. Moreover, in recent years, mixed metal columns have provided a new generation of structural systems in most countries of the world. The system tolerates gravity and lateral loads given the appropriate mixed concrete-steel behaviour. Concrete composite column is one of the different types of composite columns exploited in constructs. Such composite column is made up of structural steel sections filled with normal-weight or light-weight concrete. Due to containing concrete, these columns have higher load capacity, displacement, and stiffness. Therefore, such a system can be a smart strategy to improve the function of constructs and optimize the sections. In this research, using square and circular columns with normal-weight and light-weight concrete, 7 cubic and 5 circular samples of columns with different sections were modelled by the finite element software Abaqus, and several parameters including the final stiffness, plasticity, and resistance were evaluated and compared. The results showed that by replacing circular columns with square sections, a relatively higher stiffness and plasticity can be obtained. The use of light-weight concrete instead of normal-weight concrete subtly decreases plasticity and stiffness. Furthermore, displacement in compressive mode of the column under lateral loads is much less in circular sections than square sections. This change was unidentifiable in samples with normal-weight concrete and light-weight concrete.

Key words: *steel shear wall; composite column; plasticity; light-weight concrete; stiffness; resistance; energy absorption*



Faculty of Civil Engineering
M.Sc. Thesis in Structural Engineering

**Studying the Seismic Behaviour of Composite Steel Shear Wall
Consisting of Tube Columns Filled with Weak Concrete**

By:

Pouriya Askari

Supervisors:

Dr. Ali Keyhani

Dr. Mansour Ghalehnovi

September 2017