

بررسی کفایت آئین‌نامه‌ها برای طراحی لرزه‌ای دیوارهای برشی ورق فولادی با متغیرهای هندسی و فیزیکی

محمد کاظم شربندار^{۱*}، محمد خسروآبادی^۲

اطلاعات مقاله	چکیده
دریافت مقاله: ۱۳۹۳/۱۱/۰۸ پذیرش مقاله: ۱۳۹۵/۰۹/۱۷	
واژگان کلیدی: دیوار برشی ورق فولادی، بارگذاری دوره‌ای، جذب انرژی، منحنی هیستریزس، سختی، مقاومت، شکل‌پذیری.	<p>دیوارهای برشی ورق فولادی در سه دهه اخیر به عنوان یک سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی (سیستم باربر جانبی) در ساختمان‌های مختلف بخصوص در ساختمان‌های بلند مورد استفاده قرار گرفته‌اند. این سیستم دارای سختی مناسب برای کنترل تغییر شکل سازه و همچنین دارای مکانیزم شکست شکل‌پذیر و اتلاف انرژی بالا می‌باشد و در ساخت ساختمان‌های جدید و همچنین تقویت ساختمان‌های موجود بخصوص در کشورهای زلزله خیز بکار گرفته شده است. به طور کلی سیستم دیوارهای برشی ورق فولادی از دیوارهای صفحه‌ای فولادی و دو ستون مرزی و تیرهای افقی کف تشکیل شده‌اند. در این تحقیق، نخست یک سیستم دیوار برشی ورق فولادی در منطقه ای با لرزه خیزی بالا برای یک ساختمان ۵ طبقه با رعایت ضوابط لرزه‌ای آیین‌نامه AISC 341-05 طراحی شده، سپس جهت بررسی رفتار لرزه‌ای سازه و دستیابی به منحنی‌های هیستریزس تحت بار دوره‌ای و تاثیر متغیرهای هندسی و فیزیکی بر رفتار آن با در نظر گرفتن آثار ناپایداری موضعی (کمانش) و نیز غیر خطی بودن مصالح، مدل نمونه دیوار طراحی شده و نمونه‌های مشابه آن که دارای ابعاد و مقاطع و حالات مختلفی (با بازشو، با سخت‌کننده) می‌باشند در برنامه اجزاء محدود ABAQUS مدل‌سازی و آنالیز شده، و نتایج حاصل از آن مورد بحث قرار می‌گیرد. نتایج تحلیل‌ها نشان‌دهنده افزایش سختی، مقاومت برشی و جذب انرژی دیوار با افزایش ابعاد ستون و نیز افزایش نسبت عرض دهانه به ارتفاع می‌باشد. همچنین با افزایش تعداد طبقات مد خرابی اصلی دیوار به صورت کمانش کلی در پای ستون ظهور می‌کند، که این خود همراه با زوال مقاومت و سختی می‌باشد. از نتایج دیگر می‌توان به افزایش شکل‌پذیری متناظر با افزایش ابعاد باز شو و کاهش مقاومت، سختی و جذب انرژی در دیوار اشاره کرد. در خصوص دیوارهای با سخت‌کننده نیز می‌توان از افزایش مقاومت، سختی، جذب انرژی و نیز شکل‌پذیری با افزایش تعداد سخت‌کننده‌ها یاد کرد.</p>

۱- مقدمه

افزایش سختی جانبی و در نتیجه کاهش جابجایی بالای آن، کاهش ابعاد تیر و ستون‌ها و در نتیجه افزایش فضای مفید طبقات و همچنین اجرای سریع و آسان آن اشاره نمود. به عنوان یک سیستم مقاوم در برابر بار جانبی، در ساختمان‌هایی نظیر هتل ۵۰ طبقه هایت ریجنسی در دالاس و بیمارستان ۶ طبقه آلیو ویو در لوس آنجلس آمریکا و برج ۵۱ طبقه شینجوکو نومورا در توکیو استفاده شده

دیوار برشی ورق فولادی به عنوان یک سیستم مقاوم در برابر بار جانبی است که دارای عملکرد لرزه‌ای مناسب می‌باشد و در طراحی و تقویت برخی ساختمان‌ها استفاده می‌شود. از مزایای استفاده از این سیستم نسبت به مشابه بتنی می‌توان به مواردی همچون، کاهش وزن مرده ساختمان و در نتیجه کاهش نیروی زلزله وارد بر آن،

* پست الکترونیک نویسنده مسئول: msharbatdar@semnan.ac.ir

۱. دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

۲. مهندسین مشاور ایمن مقاوم صدرا

ظرفیت برای سیستم‌های لرزه‌ای استفاده شده است و ساختمان‌های ۴ و ۸ طبقه با دیوار برشی ورق فولادی طراحی شده‌اند و نتایج تحلیل‌های خطی و غیر خطی با هم مقایسه شده‌اند و توافق خوبی بین نتایج روش پیشنهادی و روش‌های دیگر وجود داشت [۹].

عموماً آئین‌نامه‌ها فرمول‌هایی برای پیش‌بینی پیروی طبیعی ارتعاشی سازه ارائه می‌دهند در حالی که در یک تحقیق پیرودهای طبیعی پایه ساختمان‌های خاصی بوسیله آنالیز اجزاء محدود خطی هندسی سه‌بعدی محاسبه شده و با مقادیر آئین‌نامه‌های موجود مقایسه شده‌اند و نتایج نشان می‌دهد که مقادیر بدست آمده از فرمول‌های تقریبی می‌تواند غیر ایمن باشد. به هر حال یک روش ساده پیشنهاد شده تا با دقت بیشتری بتواند مقادیر مورد نظر را محاسبه و بکار گیرند [۱۰-۱۳]. بر خلاف روش‌های سنتی طراحی دیوارهای برشی فولادی در صرف‌نظر کردن از المان‌های مرزی و اضافه مقاومت تولیدشده، در تحقیقی مبتنی بر آنالیز پلاستیک توانستند میزان سهم المان‌های اصلی پر شده و المان‌های مرزی را بر اساس فرضیاتی بدست آورند و عملکرد لرزه‌ای را تعیین کنند [۱۴]. درصد برش طبقه تحمل شده توسط ورق جان بیش از ۶۰ تا ۸۰ درصد بیش از سهم قاب مرزی، مستقل از نسبت ارتفاع به عرض، بود [۱۵]. نتایج یک مطالعه آزمایشگاهی و تحلیلی نشان داد که سازه‌های قابی با این سیستم دارای کمانش کمتر، ظرفیت تحمل بارهای بیشتر، سختی بهتر، شکل‌پذیری بهتر و عملکرد پایدارتری در استهلاک انرژی بود [۱۶]. در تحقیقات فراوانی بر روی رفتار دیوارهای برشی تحت مولفه های افقی و قائم زلزله بخصوص برای ورق‌های نازک کار شده است و راهکارهای مفیدی برای کاهش کمانش ارائه شده است [۱۷-۱۹] و نتایج بدست آمده با نتایج رفتار میان‌قاب‌های بتنی و آجری مقایسه شده است [۲۰].

در این مقاله، رفتار چرخه‌ای غیرخطی دیوارهای برشی ورق فولادی شامل دیوارهای بدون سخت‌کننده و با سخت‌کننده، با بازشو و بدون بازشو و متغیرهای دیگر مورد مطالعه عددی به کمک المان محدود ABAQUS واقع شده و نتایج آن‌ها با یکدیگر مقایسه شده‌اند و نحوه شکست و مکانیزم خرابی دیوار برشی ورق فولادی بررسی گردید. در این جا دو مدل تئوریک ارائه شده شامل، مدل رفتاری بر مبنای جایگزینی نوارهای مورب به جای صفحه پرکننده ارائه شده توسط دانشگاه آلبرتا و تکمیل شده توسط برونو

است [۱]. Shishkin و همکارانش دریافتند که رفتار دیوارهای برشی سخت شده تحت بارهای سیکلی بهتر از پانل‌های سخت نشده است و بسیاری از تحقیقات عددی خود را برای دیوارهای برشی ورق فولادی ارایه دادند [۲]. دو آئین‌نامه فولاد آمریکا و کانادا در خصوص طراحی دیوارهای برشی ورق فولادی دارای ضوابط و معیارهایی می‌باشند. کنترل کمانش و پایداری ستون در سیستم دیوارهای برشی ورق فولادی از اهمیت ویژه‌ای برخوردار می‌باشد. این موضوع با افزایش ارتفاع سازه و متعاقب آن افزایش لنگر واژگونی حاصل از بار جانبی که این لنگر بوسیله کشش و فشار بوجود آمده در ستون‌ها تحمل می‌شود به شدت افزایش می‌یابد. لذا در طراحی دیوارهای برشی ورق فولادی به موضوع ناپایداری هم در ستون‌ها و هم در ورق فولادی توجه ویژه‌ای باید شود [۳ و ۴].

آستانه اصل و همکارانش دو نوع پانل با سخت‌کننده و بدون سخت‌کننده و ورق‌های پرکننده بدون سخت‌کننده پیشنهاد دادند و بعد از آن معادلات توصیف شده در طراحی تیر ورق‌ها توسط آئین‌نامه AISC برای طراحی دیوارهای بدون سخت‌کننده بکار گرفته شد [۵]. با بکارگیری تئوری آنالیز پلاستیک و فرض نوارهای مجزا برای دیوارهای برشی ورق فولادی، Berman و Bruneau معادلاتی را برای محاسبه مقاومت نهایی دیوارهای برشی یک طبقه و چند طبقه با هر دو نوع اتصال تیر به ستون ساده و گیردار ارائه کردند [۶]. نویسندگان طراحی دیوارهای برشی فولادی در آئین‌نامه کانادا (CAN/CSA S16-01) را بررسی کردند و دریافتند که برای طراحی ورق پرکننده، برش طبقه V_s ، بدست آمده از روش نیروی معادل جانبی، بایستی توسط ضریب اضافه مقاومت سیستم $1.1 \leq \Omega_s \leq 1.5$ افزایش یابد و حداقل ضخامت ورق برای هر طبقه معادل است با:

$$t = \frac{2V_s \Omega_s}{F_y L \sin 2\alpha} \quad (1)$$

که F_y مقاومت جاری‌شدگی اسمی ورق پرکننده است. خرازی و همکاران یک مدل عددی را که مدل اصلاح شده اندرکنش ورق و قاب نامیده می‌شد را برای آنالیز برشی و خمشی دیوارهای برشی فولادی شکل‌پذیر پیشنهاد کردند [۷]. ساختمان‌های ۳ و ۹ طبقه در منطقه زلزله خیز کالیفرنیا آنالیز شدند و آنالیزها نشان داد که این سیستم دیوار برشی می‌تواند اهداف عملکردی برای مقابله با زلزله را توانست تامین کند [۸]. اصول طراحی غیرمستقیم

پلاستیک کوچکتر بین لنگر پلاستیک تیرها (M_{pb}) و لنگر پلاستیک ستون‌ها (M_{pc}) است. برای اغلب قاب‌های یک طبقه که عرض آن بیش از ارتفاع آن است، اگر تیرها به اندازه کافی در برابر میدان کشش قطری مقاومت داشته باشند، مفصل پلاستیک در ستون‌ها تشکیل می‌شود. بنابراین مقاومت برشی نهایی یک دیوار برشی ورق فولادی یک طبقه دارای اتصال تیر به ستون گیردار با فرض تشکیل مفصل پلاستیک در ستون آن از رابطه (۴) بدست می‌آید.

$$V = \frac{1}{2} F_y t L \sin 2\alpha + \frac{4M_{pc}}{h_s} \quad (4)$$

در مدل صبوری و رابرتز فرض شده که ستون‌ها به اندازه کافی صلب هستند، میدان کشش قطری به واسطه صلبیت ستون‌ها به صورت یکنواخت در صفحه گسترش می‌یابد، تفاوت شدت میدان کشش قطری در دو پانل مجاور اندک است، اتصال این دو به صورت ساده (لولایی) است، اثر تنش‌های ناشی از رفتار خمشی دیوار برشی، بر روی تنش‌های ناشی از کمانش صفحه، نادیده گرفته شده است. بر اساس این مدل می‌توان دیاگرام بار - تغییر مکان برشی را به صورت جداگانه برای صفحه و قاب محیطی رسم نموده و با استفاده از اصل جمع آثار قوا، دیاگرام بار تغییر مکان برشی پانل را بدست آورد. به منظور حصول اطمینان از اینکه قاب محیطی بتواند تنش‌های وارده از بارهای محیطی، به همراه تنش‌های ناشی از اثر میدان کششی را تحمل نماید، لازم است که دو شرط زیر در هنگام طراحی رعایت شود. [۱]

$$M_{fpc} \geq \frac{\sigma_{ty} t d^2}{8} \cdot \cos^2 \theta \quad (5)$$

$$M_{fpb} \geq \frac{\sigma_{ty} t b^2}{8} \cdot \sin^2 \theta \quad (6)$$

که در آن M_{fpc} و M_{fpb} به ترتیب، لنگر پلاستیک ستون و تیر است.

۳- مدل سازی تحلیلی با برنامه ABAQUS

جهت ساخت مدل دیوار برشی ورق فولادی به منظور بررسی رفتار لرزه‌ای و نیز رفتار غیر خطی آن در برنامه اجزاء محدود ABAQUS، دیوار برشی مورد نظر را طراحی نموده و از برنامه ETABS کلیه نیروهای موجود در تیرها و ستون‌ها محاسبه و سپس ضوابط مربوطه نیز کنترل

و برمن و مدل رفتاری بر مبنای اندرکنش صفحه با قاب محیطی (ارائه شده توسط صبوری و Roberts) مورد ارزیابی قرار می‌گیرد [۲۱ و ۲۲].

۲- مدل‌های رفتاری دیوارهای برشی ورق فولادی

آنالیز و طراحی دیوارهای برشی فولادی در آیین نامه کانادا بر مبنای مدل نواری است و بدین گونه است که ابتدا بر طبق روش‌های متداول توزیع نیروهای افقی زلزله در ارتفاع ساختمان، این نیروها، توزیع می‌شوند. سپس به جای هر صفحه فولادی، یک بادبند معادل در نظر گرفته شده و پس از تعیین سطح مقطع بادبند A ، ضخامت صفحه فولادی t از رابطه (۲) بدست می‌آید [۳].

$$t = \frac{2A \sin \theta \sin 2\theta}{L \sin^2 2\alpha} \quad (2)$$

که θ زاویه بین بادبند و ستون، L عرض دهانه، α زاویه تشکیل میدان کشش قطری در صفحه فولادی (زاویه نوارهای مورب جایگزین شده با راستای قائم) می‌باشد. جایجایی جانبی دیوار برشی مدل شده بر اساس مدل نواری، از تحلیل الاستیک این نوارها که با یک ضریب افزایش یافته تشدید شده‌اند، بدست می‌آید. این ضریب که در آیین نامه نیز به آن اشاره شده است، به دلیل مدل کردن اثرات غیرالاستیک در رفتار می‌باشد. بر این اساس مقاومت برشی دیوار از رابطه (۳) قابل محاسبه است. R_y نسبت تنش تسلیم متوسط فولاد به تنش تسلیم طراحی و F_y تنش تسلیم طراحی صفحه است.

$$V_{re} = \frac{1}{2} R_y F_y b t \sin 2\alpha \quad (3)$$

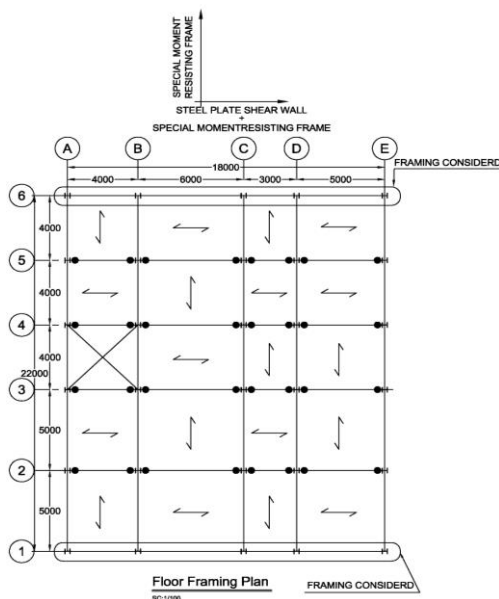
آنالیز پلاستیک دیوارهای برشی فولادی، بر اساس مدل نواری به منظور محاسبه ظرفیت برشی نهایی این سیستم با دو نوع اتصال تیر به ستون ساده و گیردار از روش انرژی توسط برونو و برمن انجام گردید. در دیوار برشی ورق فولادی یک طبقه با اتصال تیر به ستون گیردار، به منظور ایجاد مکانیزم انهدام، لازمست که مفصل پلاستیک، در قاب تشکیل شود. بنابراین مقداری کار داخلی توسط مفاصل پلاستیک انجام می‌شود که به کار داخلی صفحه افزوده می‌شود. این مقدار کار برابر است با $4M_p \theta$ که $\theta = \frac{\Delta}{h_s}$ ، که در آن h_s ارتفاع طبقه و M_p ظرفیت لنگر

نسبت زمان تناوب مد اول به زمان تناوب مد آخر) و آن را C_u نام‌گذاری می‌کند و سپس زمان تناوب طبیعی را به صورت زیر اختیار می‌کند:

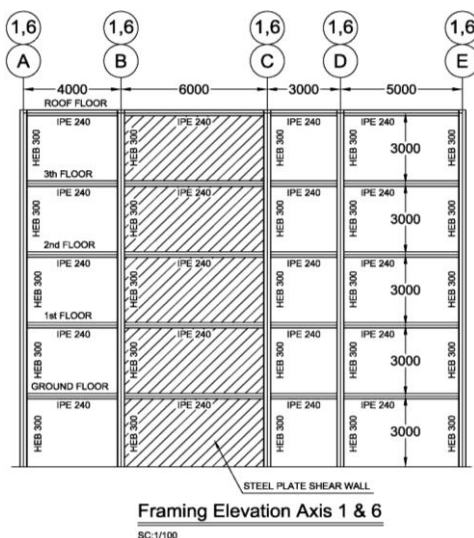
$$\text{اگر } T_{mode} \leq C_u T_A \text{ پس } T = T_{mode}$$

$$\text{اگر } T_{mode} > C_u T_A \text{ پس } T = C_u T_A$$

و در روش سوم، زمان تناوب طبیعی ساختمان به طور مستقیم توسط کاربر به برنامه داده می‌شود.



الف- پلان



ب- قاب ساختمانی

شکل ۱: پلان و قاب تیپ طبقات ساختمان

علاوه بر فرضیات منطقی مختلفی که برای این ساختمان فرض شده است ضریب رفتار برابر $R=8$ و ضریب اضافه مقاومت برابر $\Omega=3.0$ در نظر گرفته شد. الگوریتم محاسبه نیروی جانبی زلزله بر اساس آئین‌نامه

[۲۳ و ۲۴] و کلیه المان‌های دیوار برشی ورق فولادی اعم از تیرها، ستون‌ها و ورق فولادی بر اساس آئین‌نامه مورد اشاره در ادامه طراحی و در نهایت پس از تعیین کلیه مشخصات دیوار رفتار غیر خطی آن به کمک برنامه اجزاء محدود ABAQUS مورد مطالعه قرار می‌گیرد. مشخصات دیوار برشی ورق فولادی مورد مطالعه، از آنالیز و طراحی یک ساختمان فولادی پنج طبقه منظم در پلان و ارتفاع که در یک جهت دارای سیستم دوگانه مقاوم جانبی قاب خمشی فولادی ویژه و دیوارهای برشی ورق فولادی و در جهت دیگر دارای سیستم قاب خمشی فولادی ویژه با سقف تیرچه بلوک می‌باشد با استفاده از روش استاتیکی معادل تعیین می‌شود و سپس بر اساس آئین‌نامه‌های موجود طراحی خواهد شد. ارتفاع تمام طبقات برابر ۳.۰ متر بوده و پلان تیپ طبقات و قاب (سیستم دوگانه قاب خمشی ویژه و دیوارهای برشی ورق فولادی) در شکل (۱) و مدل سه بعدی ساختمان در شکل (۲) نشان داده شده‌اند.

محوره‌های ۱ و ۲ از پلان دارای سیستم دوگانه دیوار برشی ورق فولادی بعلاوه قاب خمشی فولادی ویژه می‌باشند. علاوه بر بارهای متداول مرده و زنده، با توجه به استفاده از سیستم دوگانه دیوار برشی ورق فولادی و قاب خمشی فولادی ویژه در جهت طولی (x) ساختمان و با توجه به این مطلب که در آئین‌نامه‌های بارگذاری و طراحی داخلی، سیستم مذکور مورد اشاره قرار نگرفته است، جهت بارگذاری جانبی زلزله از آئین‌نامه IBC 2006 و ASCE 7-05 استفاده شده است.

جهت محاسبه زمان تناوب طبیعی سازه در برنامه ETABS بر اساس آئین‌نامه حداقل بارهای طراحی برای ساختمان و دیگر سازه‌ها سه گزینه زمان تناوب تقریبی، زمان تناوب محاسبه شده توسط برنامه، و زمان تناوب تعریف شده توسط کاربر ارائه شده است. در روش اول زمان تناوب طبیعی بر پایه معادله (۷) است:

$$T_A = C_T (h_n)^x \quad \text{ASCE 7-05 Eqn. 12. 8-7} \quad (7)$$

که در آن C_T و x توسط کاربر به برنامه معرفی شود که در جداول مربوطه ارائه شده‌اند.

در روش دوم، برنامه بر اساس زمان‌های تناوب محاسبه شده برای مدهای مختلف ارتعاشی، بزرگ‌ترین زمان تناوب را به عنوان T_{mode} انتخاب می‌کند همچنین برنامه یک ضریبی را برای حد بالایی و پایینی زمان تناوب محاسبه می‌کند

برش پایه V در ارتفاع سازه مطابق با معادله (۱۰) توزیع می‌شود:

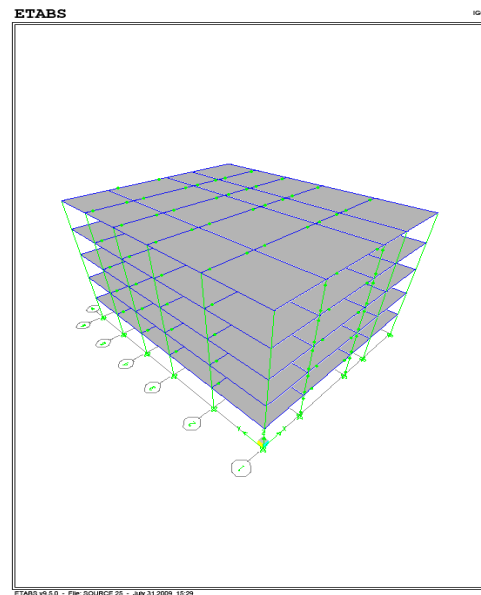
$$F_{Story} = \frac{V \cdot W_{Story} \cdot h_{Story}^K}{\sum_{Story=1}^n W_{Story} h_{Story}}$$

$$ASCE 7-05 Eqns 12.8-11, 12.8-12 \quad (10)$$

F_{Story} = نسبتی از برش پایه، اعمال شده به تراز طبقه،
 V = برش پایه ساختمان، w_{Story} = وزن طبقه (بر پایه جرم تعیین شده)، h_{Story} = ارتفاع طبقه از تراز پایه (روی فونداسیون)، n = تعداد طبقه، K = توان اعمالی به ارتفاع سازه. مقدار K به پیوند سازه بستگی دارد. اگر $T \leq 0.5s$ باشد $K=1$ و اگر $T \geq 2.5s$ ، $K=2$ اختیار می‌گردد برای مقادیر $0.5 \leq T \leq 2.5$ ، K به صورت خطی بین ۱ و ۲ انترپوله می‌گردد.

با توجه به استفاده از سیستم دوگانه قاب خمشی فولادی ویژه و دیوارهای برشی ورق فولادی در امتداد طولی ساختمان (جهت x) از آئین‌نامه‌های فولاد کانادا و آمریکا و ضوابط ویژه لرزه‌ای جهت بارگذاری جانبی سازه و طراحی سازه مذکور استفاده می‌شود. در شکل (۳) گزارشی از نسبت نیاز به ظرفیت برای قاب دارای دیوار برشی ورق فولادی ارائه شده است. به منظور طراحی دیوار برشی ورق فولادی دهانه ۶ متری قاب ۱ و ۶ در جهت طولی ساختمان انتخاب می‌شود زیرا نیروهای حاصل از تحلیل در تیرها و ستون‌های این دهانه از قاب دارای بیشترین مقدار بوده بنابراین با طرح دیوار برای این نیروها می‌توان از مشخصات بدست آمده برای اعضای دیوار (تیر و ستون و ورق) برای سایر دیوارها با نسبت عرض به ارتفاع کمتر نیز استفاده کرد. در شکل (۴) نمایی از پانل نشان داده شده است. پس از طراحی و کنترل ضوابط موجود برای دیوار برشی ورق فولادی نتایج زیر برای کلیه المان‌های دیوار به صورت زیر بدست آمد. مقطع بدست آمده برای ستون‌ها IPB 300 (HEB300) و مقطع بدست آمده برای تیرها IPE 240 و ضخامت ورق فولادی بدست آمده در طراحی ۶ میلی‌متر می‌باشد. جهت تولید مدل اجزاء محدود و بررسی رفتار دوره‌ای و نیز رفتار غیرخطی مدل آزمایشگاهی شامل کمانش ورق فولادی، پس کمانش ورق فولادی و جاری شدگی فولاد از برنامه ABAQUS استفاده شد. المان بکاررفته در تولید مدل اجزاء محدود نمونه

ASCE 7-05 بر اساس بخش (12.8 ASCE 7-05) از آئین‌نامه می‌باشد. برنامه روند محاسبات را با محاسبه شتاب پاسخ طیفی طرح در پیوند کوتاه با (S_{DS}) آغاز می‌کند سپس شتاب پاسخ طیفی طرح در پیوند ۱ ثانیه را با بکارگیری محاسبه می‌کند. سپس برنامه الگوی طراحی لرزه‌ای را یکی از مقادیر A, B, C, D, E یا F که به ترتیب A تا F بیانگر حداقل شدت تا حداکثر شدت می‌باشد را بر اساس بخش (6 ASCE 7-05 Section 11.6) از آئین‌نامه تعیین می‌کند. الگوی طراحی لرزه‌ای بر پایه مقدار S_{DS} و گروه‌بندی سازه از جدول (Table 11.6-1 ASCE 7-05) استخراج می‌گردد. الگوی طراحی لرزه‌ای همچنین بر پایه مقدار S_{DI} و گروه‌بندی سازه می‌تواند از جدول (Table 11.6-2 ASCE 7-05) استخراج گردد. الگوی طراحی لرزه‌ای همچنین بر پایه مقدار و گروه بندی سازه می‌تواند از جدول (Table 11.6-2 ASCE 7-05) تعیین گردد.



شکل ۲: مدل سه بعدی ساختمان برنامه ETABS

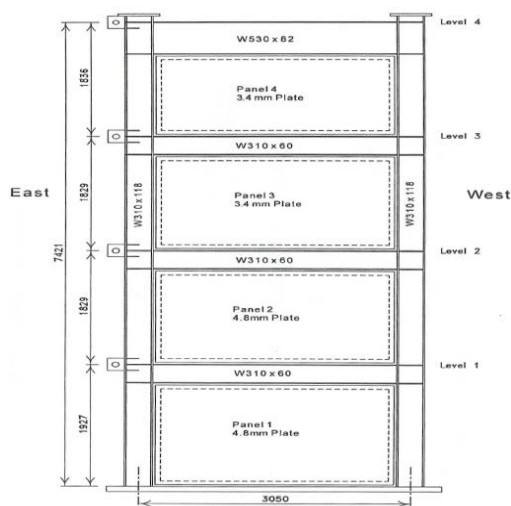
ابتدا یک ضریب پاسخ لرزه‌ای C_s با بکارگیری معادله (۸) بدست می‌آید. پس از ضرب این ضریب در وزن موثر ساختمان یک برش پایه بدست می‌آید.

$$C_s = \frac{S_{DS}}{R} \quad ASCE 7-05 Eqn. 12.8-2 \quad (8)$$

برش پایه V از معادله (۹) قابل حصول است.

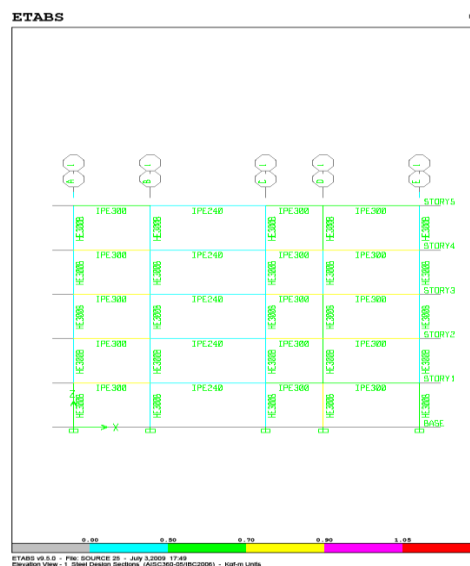
$$V = C_s W \quad ASCE 7-05 Eqn 12.8-1 \quad (9)$$

آزمایش قرار گرفت و شامل یک دیوار برشی ورق فولادی ۱ دهانه ۴ طبقه حدوداً بین ۵۰٪ تا ۶۰٪ ابعاد واقعی می‌باشد به عنوان مدل مبنا برای تایید صحت نتایج آنالیزهای انجام شده انتخاب گردید. نمونه ابتدا تحت بار ثقلی ثابت برابر ۷۲۰KN برای در نظر گرفتن آثار P-Δ قرار گرفت و سپس بار جانبی رفت و برگشتی بر اساس پروتکل انجمن فناوری‌های کاربردی آمریکا ATC-24 در تراز هر طبقه به سازه مطابق شکل (۵) اعمال شد [۲۵]. ضخامت ورق فولادی در طبقات اول و دوم برابر ۴.۸mm و در طبقات سوم و چهارم برابر ۳.۴mm در نظر گرفته شده است. کلیه مشخصات مقاطع و خصوصیات مصالح بکار رفته در نمونه در جدول ۱ آورده شده است.

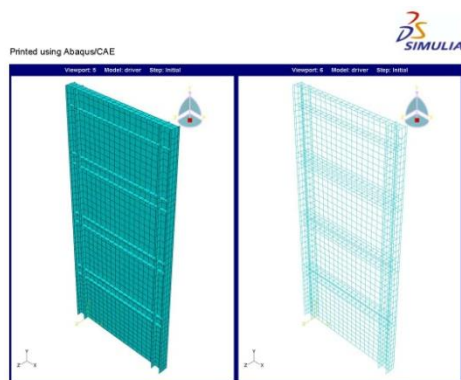


شکل ۵: نمونه آزمایشی

آزمایشگاهی درایور المان S4R می‌باشد. المان S4R قادر به محاسبه کرنش‌های غشایی محدود و چرخش‌های بزرگ می‌باشد. این المان دارای ۶ درجه آزادی در هر گره می‌باشد: ۳ انتقال (u_x, u_y, u_z) و ۳ دوران ($\theta_x, \theta_y, \theta_z$). المان S4R بر پایه فرمول بندی ایزوپارامتریک استوار است. توزیع کرنش‌های فضایی در این المان بر گرفته از چهار نقطه انتگرال‌گیری گوس قرار گرفته در صفحه میانی است. در هر نقطه گوس، رفتار خمشی و غشایی المان‌های پوسته بطور عددی بین نقاط انتگرال‌گیری در ضخامت المان انتگرال‌گیری می‌شود. برای المان S4R تعداد پیش فرض نقاط انتگرال‌گیری ۵ است و برای بارگذاری یکنواخت (پوش‌آور)، ۵ نقطه انتگرال‌گیری معمولاً کفایت.

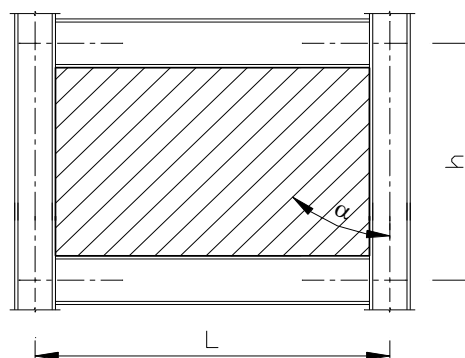


شکل ۳: نسبت نیاز به ظرفیت برای قاب دارای دیوار برشی ورق فولادی



شکل ۶: مدل اجزاء محدود نمونه درایور

مدل اجزاء محدود به کمک المان S4R و بر اساس خطوط میانی هندسه نمونه در برنامه مطابق شکل (۶) ساخته می‌شود و بر طبق نتایج حاصل از تحلیل المان محدود، حداکثر برش پایه بدست آمده برابر ۲۹۱۴.۵۷KN و حداکثر برش پایه بدست آمده از مدل آزمایشگاهی درایور

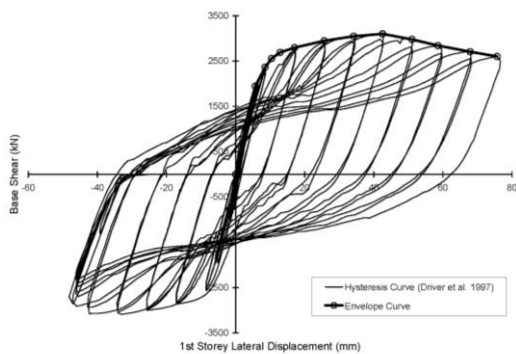


شکل ۴: نمای پانل دیوار برشی ورق فولادی

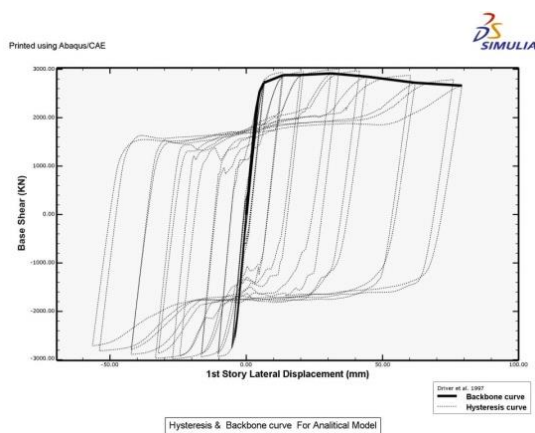
۴- مشخصات نمونه آزمایشگاهی و اجزاء محدود جهت کالیبره کردن

نمونه آزمایشگاهی درایور که در دانشگاه آلبرتای کانادا مورد

این نوع نامگذاری SW به معنی دیوار برشی، حرف t به معنی ضخامت ورق فولادی به میلی‌متر، حرف B معرف عرض دهانه به میلی‌متر، HEB نیز معرف اندازه ستون، پارامترهای L و T به ترتیب معرف تعداد سخت‌کننده‌ها در راستای ارتفاع و عرض دهانه، پارامترهای a و b نیز به ترتیب معرف ارتفاع و عرض بازشو به میلی‌متر در صورت وجود، عبارت Stren نیز معرف ستون تقویت‌شده در راستای عمود بر صفحه ورق جان می‌باشد پس مدل HEB300-1000x1000 SW-006-4000 معرف دیوار برشی ورق فولادی به ضخامت ورق جان ۶ میلی‌متر و عرض دهانه ۴۰۰۰ میلی‌متر و اندازه ستون HEB300 و دارای بازشو به طول و عرض ۱۰۰۰ میلی‌متر می‌باشد. در کلیه نمونه‌های مورد مطالعه، از فولاد نرمه St37 با تنش تسلیم 2400 kg/cm^2 و تنش نهایی 3700 kg/cm^2 ، مدول الاستیک و ضریب پواسون $2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ و ۰.۳ در نظر گرفته شده است. به منظور مدل‌سازی فولاد، از نمودار تنش - کرنش چند خطی با در نظر گرفتن معیار تسلیم فون میسز استفاده شده است.



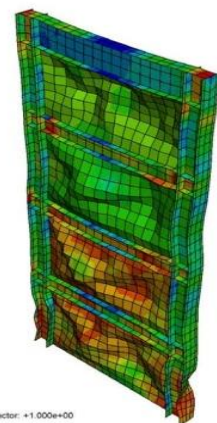
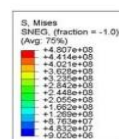
الف) نمونه آزمایشگاهی



ب) نمونه تحلیل عددی

شکل ۸: مقایسه منحنی هیستریزس نمونه آزمایشگاهی و نمونه عددی

برابر 3080 KN با اختلاف حدود ۶.۴٪ و همچنین اختلاف حدود ۴.۲٪ در تغییر مکان نهایی می‌باشد. مهم‌ترین نتیجه از مقایسه نتایج آنالیز و اطلاعات مربوط به نتایج نمونه آزمایشگاهی آن است که برنامه ABAQUS می‌تواند برای شبیه‌سازی منحنی بار - تغییر مکان که شامل رفتار الاستیک، کمانش الاستیک، کمانش پلاستیک، پس کمانش و جاری‌شدگی فولاد می‌باشد مورد استفاده قرار گیرد. با این حال تعیین بار نهایی مشکل می‌باشد، زیرا توسط قانون سخت شونده‌گی، معیارهای همگرایی و روش حل تکرار مورد استفاده تحت تاثیر قرار می‌گیرد. شکل تغییر شکل‌یافته نمونه و تنش فون مایسز در تغییر مکان آخرین مرحله از حل مدل در شکل (۷) نشان داده است. با استفاده از نتایج بدست آمده از آزمایش، نمودار نیرو - تغییر مکان حاصله در شکل (۸) آورده شده است و با منحنی بار - تغییر مکان حاصل از تحلیل عددی مقایسه شده است. جهت بررسی اثر تغییر پارامترهای هندسی و نیز مشخصات مدل، شامل اندازه ستون، ضخامت ورق، وجود یا عدم وجود بازشو، وجود یا عدم وجود سخت‌کننده و ... بر رفتار لرزه‌ای دیوارهای برشی ورق فولادی، دیوار برشی طراحی شده بر اساس ضوابط آیین‌نامه AISC341-05 با تغییر پارامترهای هندسی و مقاطع آن به صورت غیرخطی در برنامه ABAQUS آنالیز می‌شود و سپس جهت بررسی اثر تغییر هر یک از آن پارامترها، نتایج حاصل از آنالیز غیر خطی مدل‌ها در بر نامه با یکدیگر مقایسه می‌شوند. نام و جزئیات نمونه‌های مورد بررسی در این تحقیق به طور کامل در جدول ۲ ارائه شده است.



شکل ۷- کانتورتنش فون مایسز

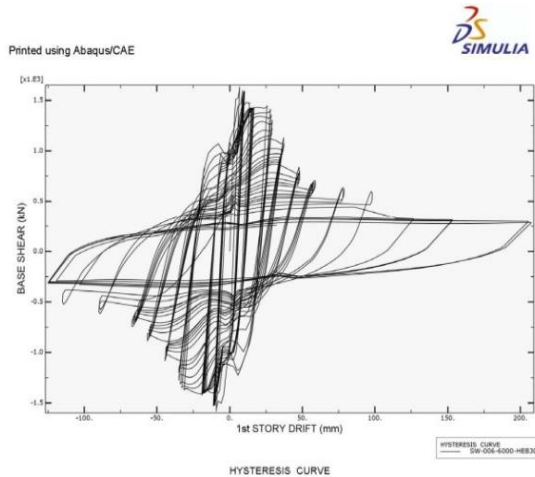
به طور کلی نام‌گذاری دیوارها به صورت SW-t-B-HEB-LxT-axb-Stren انجام شده است. در

جدول ۱: مشخصات مصالح و مقاطع مصرفی در مدل اجزاء محدود

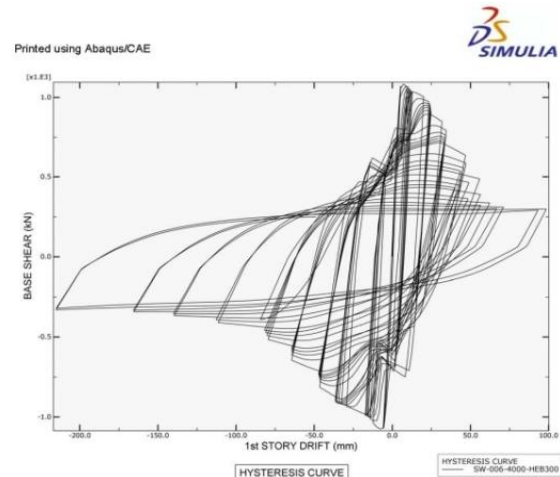
اعضاء	$E_s (MPa)$	$F_y (MPa)$	$F_u (MPa)$	$F_{ur} (MPa)$	$\% \varepsilon_y$	$\% \varepsilon_{ys}$	$\% \varepsilon_u$	$\% \varepsilon_{us}$
پانل ۱ و ۲	208800	341	456	367	0.175	2.62	20.1	34.2
پانل ۳	210900	257	344	277	0.134	2.44	20.0	42.5
پانل ۴	203100	262	375	303	0.145	1.53	17.7	34.1
W310x118	203000	313	482	402	0.169	1.41	15.5	26.3
W310x60	203900	332	478	431	0.191	1.76	16.8	26.2
W530x82	206100	349	493	421	0.204	1.85	15.5	26.9

جدول ۲: نام و مشخصات هندسی و فیزیکی نمونه‌های مورد بررسی در این تحقیق

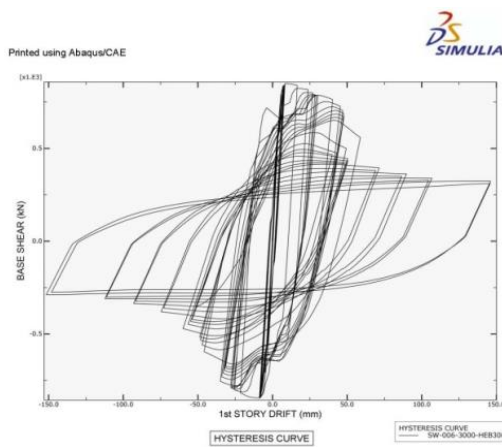
AREA OF OPENING (m2)	NO.TRAN	NO.LONG	SEC.COL	THICK.PL	ACCPECT RATIO	MODEL NAME	Specimen
-	-	-	HEB300	6	2	SW-006-6000-HEB300	1
-	-	-	HEB300	8	2	SW-008-6000-HEB300	2
-	-	-	HEB300	10	2	SW-010-6000-HEB300	3
-	-	-	HEB300	12	2	SW-012-6000-HEB300	4
-	-	-	HEB300	6	1.337	SW-006-4000-HEB300	5
-	-	-	HEB300	8	1.337	SW-008-4000-HEB300	6
-	-	-	HEB300	10	1.337	SW-010-4000-HEB300	7
-	-	-	HEB300	12	1.337	SW-012-4000-HEB300	8
-	-	-	HEB300	6	1	SW-006-3000-HEB300	9
-	-	-	HEB300	6	1.667	SW-006-5000-HEB300	10
-	-	-	HEB360	6	1.337	SW-006-4000-HEB360	11
-	-	-	HEB400	6	1.337	SW-006-4000-HEB400	12
-	-	-	HEB450	6	1.337	SW-006-4000-HEB450	13
2.25	-	-	HEB300	6	1.337	SW-006-4000-HEB300-1500x1500	14
1.5	-	-	HEB300	6	1.337	SW-006-4000-HEB300-1500x1000	15
1	-	-	HEB300	6	1.337	SW-006-4000-HEB300-1000x1000	16
-	5	4	HEB300	6	1.337	SW-006-4000-HEB300-5x4	17
-	4	3	HEB300	6	1.337	SW-006-4000-HEB300-4x3	18
-	3	2	HEB300	6	1.337	SW-006-4000-HEB300-3x2	19
-	5	6	HEB300	6	1.337	SW-006-4000-HEB300-strn	20
			HEB300	6	2	SW-006-6000-HEB300-4story	21
			HEB300	6	2	SW-006-6000-HEB300-3story	22
			HEB300	6	2	SW-006-6000-HEB300-2story	23



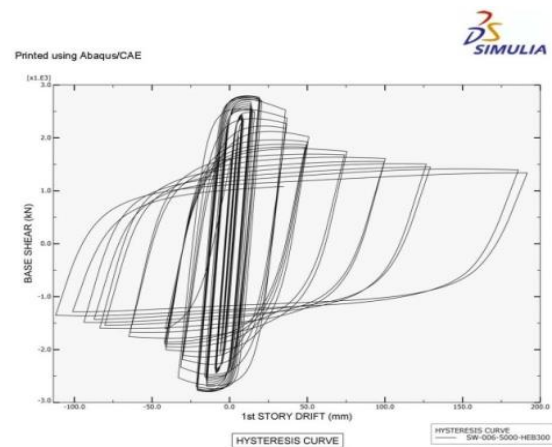
SW-006-4000-HEB300 (ب)



SW-006-6000-HEB300 (الف)



SW-006-5000-HEB300 (د)



SW-006-3000-HEB300 (ج)

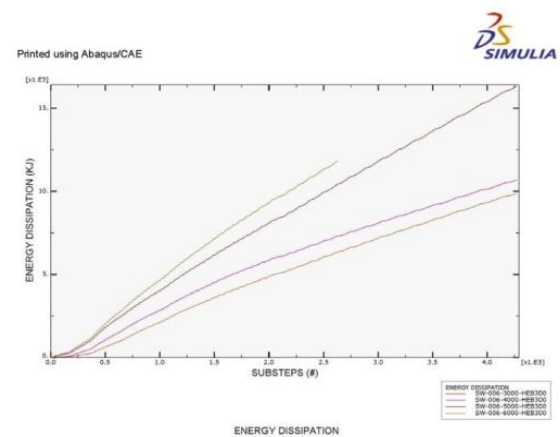
شکل ۹: منحنی برش - جابجایی نمونه‌های دیوارهای برشی با متغیر نسبت عرض دهانه به ارتفاع

درجات آزادی دورانی $(\theta_x, \theta_y, \theta_z)$ ، گره‌های المان‌های S4R بکار رفته در تولید مدل اجزاء محدود در پای سازه به طور کامل مقید می‌شود. نحوه اعمال بارگذاری بر روی نمونه‌ها که به صورت چرخه‌ای می‌باشد، از آیین‌نامه FEMA-351 بخش ۶، پیروی می‌کند [۲۶]. همچنین تاریخچه زمانی بارگذاری شامل اعمال تغییر مکان بر تیر بالایی متصل شده به مدل، یعنی تیر طبقه آخر می‌باشد که مقدار آن با توجه به آیین‌نامه بدست می‌آید.

۵- تجزیه و تحلیل نتایج و بررسی اثر متغیرها بر

عملکرد تناوبی دیوار برشی ورق فولادی

جهت بررسی تاثیر متغیر نسبت عرض دهانه به ارتفاع بر رفتار دیوارهای برشی ورق فولادی نمونه‌های شماره‌های ۱، ۵، ۹، و ۱۰ با تغییر نسبت عرض دهانه به ارتفاع مورد ارزیابی قرار گرفتند. نتایج حاصل از این ارزیابی که در واقع نتایج حاصل از تحلیل غیرخطی نمونه‌های دیوار برشی ورق فولادی در جدول ۳ ارائه شده است. کاهش ۳۳٪ نسبت

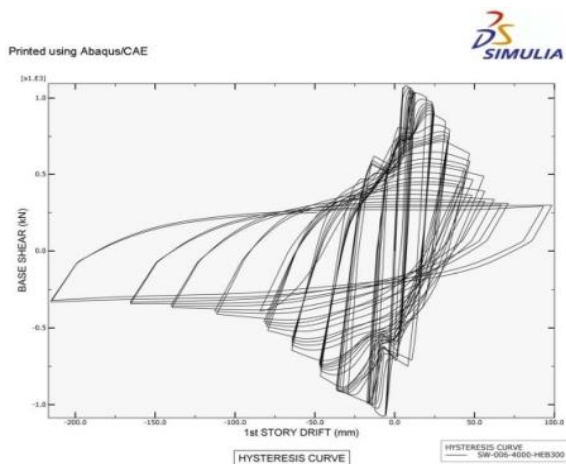


شکل ۱۰: منحنی استهلاک انرژی نمونه‌های دیوارهای برشی با متغیر نسبت عرض دهانه به ارتفاع

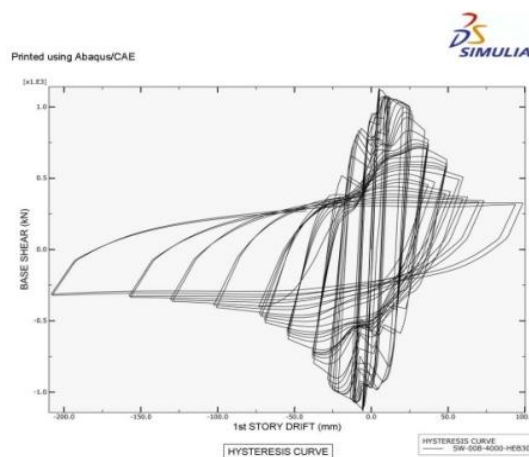
شرایط مرزی در نظر گرفته شده برای این نمونه‌ها در طول تحلیل ثابت می‌باشد. شرایط مرزی در دیوارهای مورد بررسی در این تحلیل به صورت گیرداری کلیه درجات آزادی گره‌های موجود در پای سازه در نظر گرفته شده است. به عبارت دیگر درجات آزادی انتقالی (u_x, u_y, u_z) و

نتایج نشان داد که با کاهش B/H نسبت ۰.۳۳ ، استهلاک انرژی کل به میزان ۰.۸ ٪ کاهش در حالی که با افزایش ۳۴ و ۶۷ ٪ این نسبت، استهلاک انرژی کل به ترتیب ۵۲ و ۱۰ ٪ نسبت به نمونه مرجع افزایش داشته است. لذا می‌توان ابراز داشت که افزایش نسبت B/H تا ۱.۰۶۷ روند افزایش انرژی کل را در پی داشته در حالی که در نمونه دارای نسبت $(B/H) = 2.0$ این روند کاهش داشته است. در شکل (۱۰) و نشان دادن مقادیر استهلاک انرژی، افزایش نسبت عرض دهانه به ارتفاع طبقه (B/H) تا ۱.۰۶۷ باعث بهبود چشمگیر عملکرد تناوبی دیوار برشی ورق فولادی گشته در حالی که افزایش بیشتر این نسبت به علت احتمال افزایش کماتش خمشی ورق فولادی در ناحیه اطراف ستون عملکرد تناوبی مورد انتظار را نداشته و توصیه نمی‌گردد.

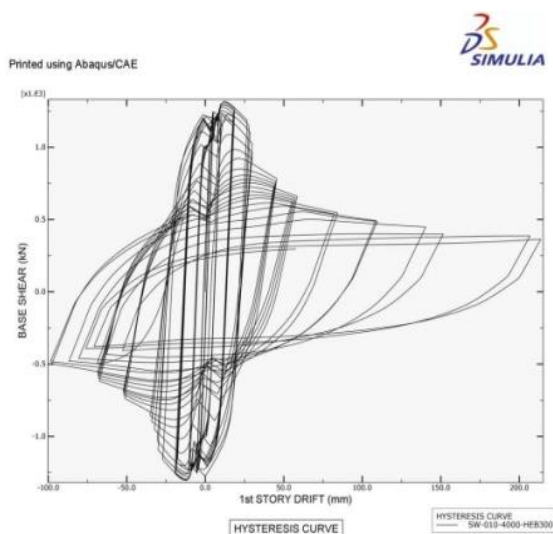
عرض دهانه به ارتفاع طبقه B/H ظرفیت برشی به اندازه ۲۲ ٪ کاهش داشته است. با افزایش ۳۴ ٪ این نسبت ظرفیت برشی نمونه دیوار برشی ۲.۵۸ برابر نسبت به نمونه مرجع افزایش داشته شده است. این در حالی است که افزایش ۶۷ ٪ این نسبت ظرفیت برشی را به میزان ۱.۵ برابر ظرفیت برشی نمونه مرجع رسانده است. لذا می‌توان ابراز داشت که افزایش نسبت عرض دهانه به ارتفاع B/H تا ۰.۶۷ روند افزایش ظرفیت برشی را در پی داشته است، لیکن در نمونه‌های دارای نسبت B/H برابر ۲ این روند افزایشی، کاهش یافته است. در منحنی هیستریزس پانل طبقه اول نمونه‌ها در شکل (۹) کاهش ۳۳ ٪ نسبت B/H سختی الاستیک ۵۲ ٪ کاهش داشته است، این در حالی است که با افزایش ۳۴ ٪ و ۶۷ ٪ نسبت B/H سختی الاستیک به ۴ و ۲۴ ٪ نسبت به نمونه مرجع کاهش داشته است. همچنین



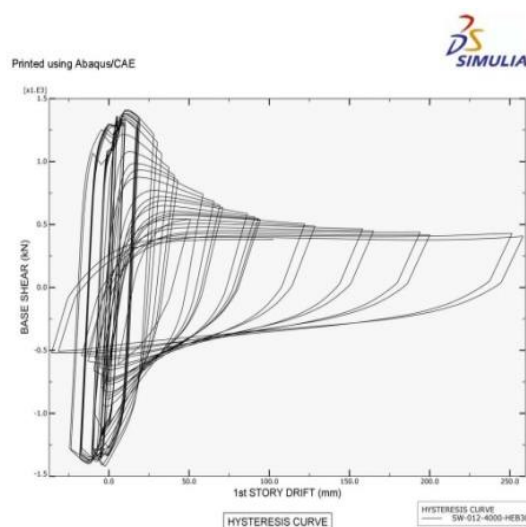
ب) SW-008-4000-HEB300



الف) SW-006-4000-HEB300



د) SW-012-4000-HEB300



ج) SW-010-4000-HEB300

شکل ۱۱: منحنی برش - جابجایی نمونه‌های دیوارهای برشی ورق با متغیر ضخامت ورق دیوار با نسبت عرض دهانه به ارتفاع ۱.۳۳

جدول ۳: نتایج حاصل از تحلیل غیرخطی نمونه‌ها با تغییر نسبت عرض دهانه به ارتفاع

SW-006-5000-HEB300	SW-006-3000-HEB300	SW-006-4000-HEB300	Ref-SW-006-6000-HEB300	نمونه
2795.97	849.056	1083.63	1634.89	$V_{max} (kN)$
1.67	1	1.33	2	B/H
6	6	6	6	PLATE THK (mm)
2.58	0.783	1	1.508	$\frac{V_{max}}{V_{max-Ref}}$
2680	846	1071	1581	$V_y (kN)$
13.66	8.32	5.25	10.17	$\delta_y (mm)$
196.19	101.68	204	155.45	$R_{in} = \frac{V_y}{\delta_y} (kN / mm)$
0.962	0.498	1	0.762	$\frac{R_{in}}{R_{in-Ref}}$
16326.3	9868.17	10681.7	11820.3	E_{total}
1.528	0.923	1	1.106	$\frac{E_{total}}{E_{total-Ref}}$

جدول ۴: نتایج حاصل از تحلیل غیر خطی نمونه‌ها با تغییر ضخامت ورق دیوار با نسبت $\frac{B}{H} = 1.33$

SW-012-4000-EB300	SW-010-4000-EB300	SW-008-4000-EB300	Ref-SW-006-4000-EB300	نمونه
1410.04	1316.97	1129.82	1083.63	$V_{max} (kN)$
1.33	1.33	1.33	1.33	B/H
12	10	8	6	PLATE THK (mm)
1.301	1.215	1.043	1.000	$\frac{V_{max}}{V_{max-Ref}}$
1.301	1.215	1.043	1.000	$V_y (kN)$
10.028	10.15	5.47	5.25	$\delta_y (mm)$
132.23	119.70	205.85	204.00	$R_{in} = \frac{V_y}{\delta_y} (kN / mm)$
0.648	0.59	1.01	1.00	$\frac{R_{in}}{R_{in-Ref}}$
16985.1	15487.9	11968.4	10681.7	E_{total}
1.59	1.45	1.12	1.00	$\frac{E_{total}}{E_{total-Ref}}$

جدول ۵: نتایج حاصل از تحلیل غیر خطی نمونه‌ها با تغییر ضخامت ورق دیوار با نسبت $\frac{B}{H} = 2$

SW-012-6000-HEB300	SW-010-6000-HEB300	SW-008-6000-HEB300	Ref-SW-006-6000-HEB300	نمونه
2105.31	1911.3	1753.32	1634.89	$V_{max} (kN)$
2	2	2	2	B/H
12	10	8	6	PLATE THK (mm)
1.288	1.169	1.072	1.000	$\frac{V_{max}}{V_{max-Ref}}$

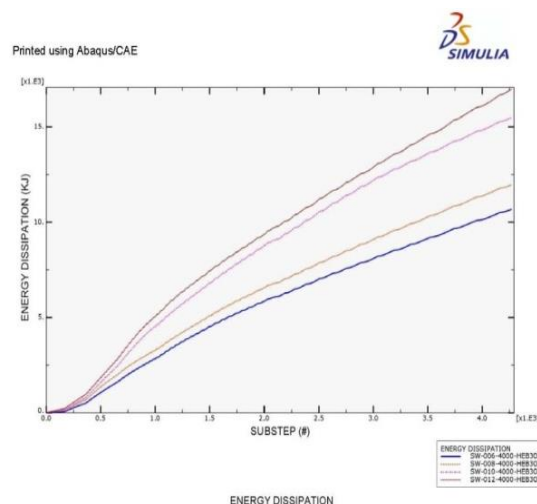
ادامه جدول ۵

SW-012-6000-HEB300	SW-010-6000-HEB300	SW-008-6000-HEB300	Ref-SW-006-6000-HEB300	نمونه
2086.7	1891.18	1678.77	1581	$V_y (kN)$
6.164	6.072	8.258	10.17	$\delta_y (mm)$
338.517	311.442	203.27	155.46	$R_{in} = \frac{V_y}{\delta_y} (kN / mm)$
2.178	2.003	1.308	1.000	$\frac{R_{in}}{R_{in-Ref}}$
27447.4	22125	19020.2	11820.3	E_{total}
2.322	1.872	1.609	1.000	$\frac{E_{total}}{E_{total-Ref}}$

جدول ۶: نتایج حاصل از تحلیل غیرخطی نمونه‌ها با تغییر اندازه ستون

SW-006-4000-HEB450	SW-006-4000-HEB400	SW-006-4000-HEB360	Ref-SW-006-4000-HEB300	نمونه
1424.62	1311.02	1206.47	1083.63	$V_{max} (kN)$
HEB450	HEB400	HEB360	HEB300	SIZE OF COLUMN
1.315	1.210	1.113	1.000	$\frac{V_{max}}{V_{max-Ref}}$
1349	1266	1204	1071	$V_y (kN)$
5.09	5.11	5.17	5.25	$\delta_y (mm)$
265.03	247.75	232.88	204.00	$R_{in} = \frac{V_y}{\delta_y} (kN / mm)$
1.297	1.214	1.142	1.000	$\frac{R_{in}}{R_{in-Ref}}$
17526.6	19264.8	13914.3	10681.7	E_{total}
1.641	1.804	1.303	1.000	$\frac{E_{total}}{E_{total-Ref}}$

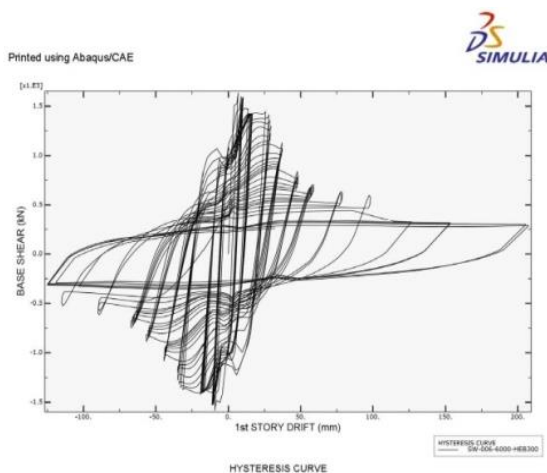
برای بررسی تاثیر افزایش ضخامت ورق دیوار برشی فولادی بر عملکرد تناوبی آن در دیوارهای با نسبت عرض دهانه به ارتفاع ۱.۳۳ نمونه‌های شماره‌های ۶، ۷ و ۸ به ترتیب با افزایش ضخامت ورق فولادی از ۶ میلی‌متر در نمونه مرجع شماره ۵ به ۸، ۱۰ و ۱۲ میلی‌متر ساخته شدند. نتایج حاصل از تحلیل غیرخطی این نمونه‌ها در جدول ۴ ارائه شده است. بر اساس این ارزیابی ظرفیت برشی در نمونه‌های با ضخامت ورق ۸، ۱۰ و ۱۲ میلی‌متر به ترتیب به میزان ۴.۳٪ و ۲۱.۵٪ و ۳۰٪ نسبت به نمونه مرجع با ضخامت ۶ میلی‌متر افزایش داشته است. شکل (۱۱) نیز منحنی هیستریزیس $V-\Delta$ پانل طبقه اول را برای این نمونه‌ها نشان می‌دهد. پوش نمودارهای هیستریزیس $V-\Delta$ حاکی از افزایش ناچیز سختی الاستیک در نمونه با ورق ۸ میلی



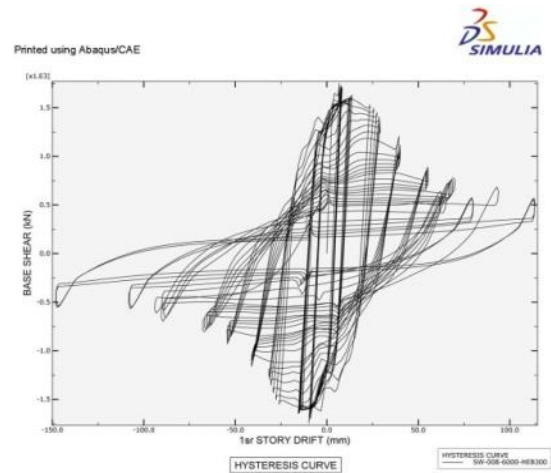
شکل ۱۲: منحنی استهلاک انرژی نمونه‌های دیوارهای برشی با متغیر ضخامت ورق دیوار

متر و کاهش ۴۱.۳٪ و ۳۵.۲٪ آن به ترتیب در نمونه‌های با ضخامت ۱۰ و ۱۲ میلی‌متری ورق فولادی دیوار برشی نسبت به نمونه مرجع با ضخامت ۶ میلی‌متر داشته است. علت این امر کم‌انرژی بودن پای ستون طبقه اول در تغییر مکان بیشتر نسبت به نمونه با ضخامت ورق کمتر می‌باشد، به عبارت دیگر با افزایش ضخامت ورق فولادی و متعاقب آن کم‌انرژی‌تر شدن ورق فولادی در تغییر مکان بیشتر طبقه اول سختی دیوار برشی ورق فولادی که در واقع نسبت تغییر مکان به برش طبقه می‌باشد از خود کاهش نشان داده است. با توجه به شکل (۱۲) که استهلاک انرژی را بر حسب گام‌های بارگذاری برای این نمونه‌ها نشان می‌دهد می‌توان گفت که در نمونه‌های با ضخامت ۸، ۱۰ و ۱۲ میلی‌متری استهلاک انرژی به ترتیب ۱۲، ۴۵ و ۵۹٪ نسبت به نمونه

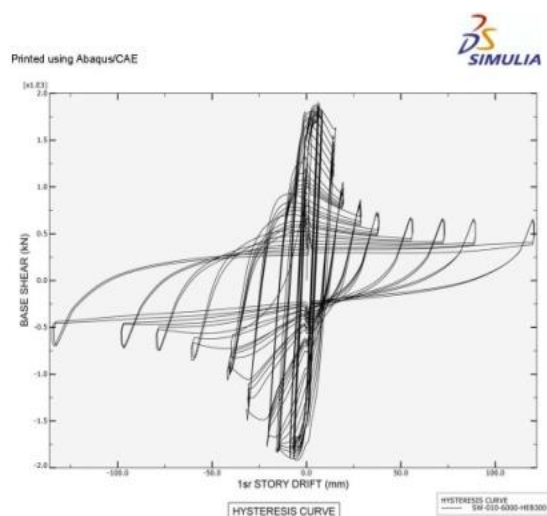
مرجع با ضخامت ۶ میلی‌متر افزایش داشته است. برای بررسی اثر این پارامتر در دیوار با نسبت عرض دهانه به ارتفاع $(B/H) = 2.0$ ، نمونه‌های شماره‌های ۲، ۳ و ۴ به ترتیب با افزایش ضخامت ورق فولادی از ۶ میلی‌متر در نمونه مرجع ۱ به ۸، ۱۰ و ۱۲ میلی‌متر، ساخته شدند. نتایج حاصل از تحلیل غیر خطی این نمونه‌ها در جدول ۵ ارائه شده است. بر اساس این ارزیابی ظرفیت برشی در نمونه‌های با ضخامت ورق ۸، ۱۰ و ۱۲ میلی‌متر به ترتیب به میزان ۷.۲٪ و ۱۶.۹٪ و ۲۸.۸٪ نسبت به نمونه مرجع با ضخامت ۶ میلی‌متر افزایش داشته است. شکل (۱۳) نیز منحنی هیستریزس $V-\Delta$ پانل طبقه اول را برای این نمونه‌ها نشان می‌دهد.



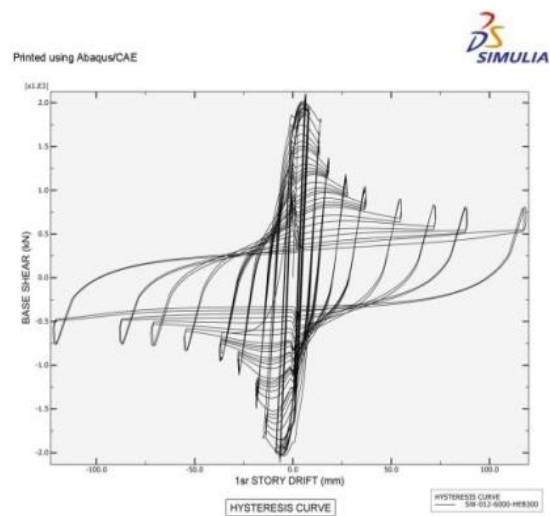
ب) SW-008-6000-HEB300



الف) SW-006-6000-HEB300



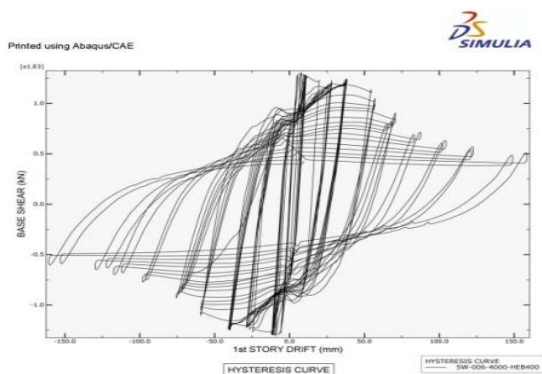
د) W-012-6000-HEB300



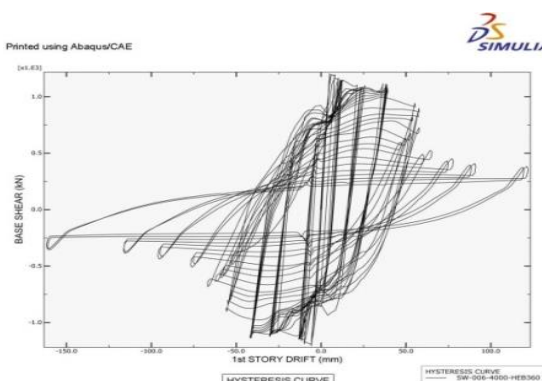
ج) SW-010-6000-HEB300

شکل ۱۳: منحنی برش - جابجایی نمونه‌های دیوارهای برشی با متغیر ضخامت ورق دیوار با نسبت عرض دهانه به ارتفاع ۲

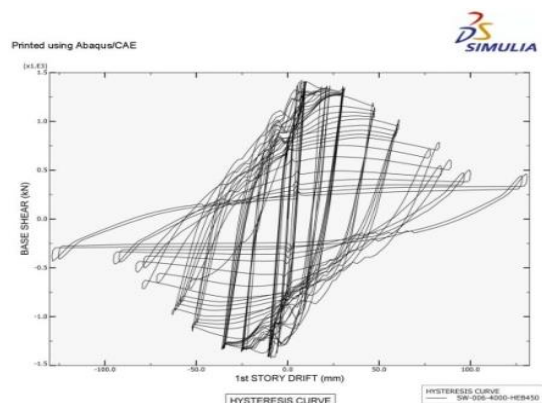
HEB400 در این نمونه‌ها متناسب با افزایش ظرفیت برشی امکان استهلاک انرژی را افزایش داده در حالیکه با استفاده از ستون HEB450 امکان استهلاک انرژی نسبت به ستون HEB400 کاهش یافته است. لذا افزایش ابعاد ستون تا حد معینی بسته به طرح ورق دیوار، مطلوب و بهبود مورد انتظار عملکرد تناوبی دیوار برشی را در پی خواهد داشت.



الف) SW-006-4000-HEB360



ب) SW-006-4000-HEB400



ج) SW-006-4000-HEB450

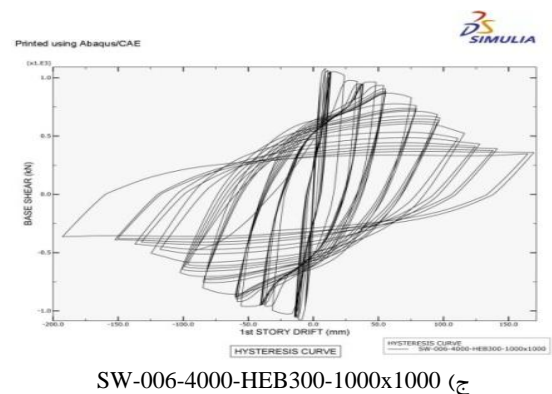
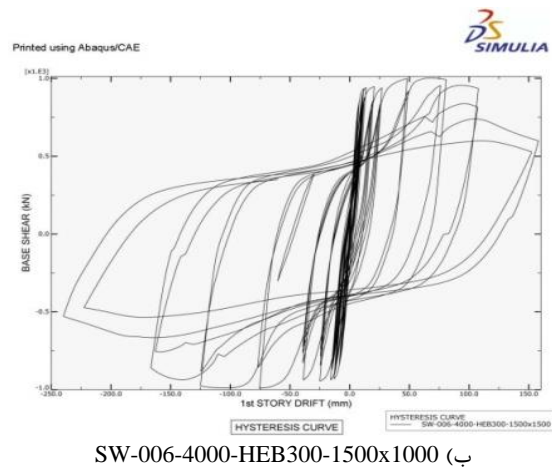
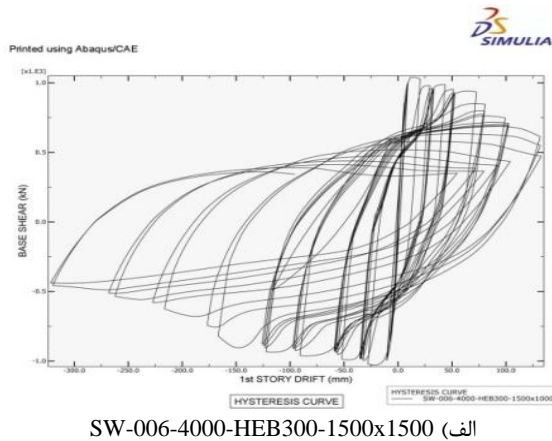
شکل ۱۴: منحنی برش - جابجایی نمونه‌های دیوارهای برشی با متغیر اندازه ستون

جهت بررسی سطح بازشو (به عنوان پنجره‌های کوچک و متوسط و بزرگ) نمونه‌های ۱۴، ۱۵ و ۱۶ به ترتیب با سطوح بازشو ابعاد 1×1 ، 1×1.5 و 1.5×1.5 متر با ۸

پوش نمودارهای هیستریزیس $V-\Delta$ حاکی از افزایش سختی الاستیک در نمونه با ورق ۸، ۱۰ و ۱۲ میلی‌متر نسبت به نمونه مرجع به ضخامت ۶ میلی‌متر به ترتیب به میزان ۳۰.۸٪، ۱۰.۰٪ و ۲۱.۷٪ می‌باشد. به عبارت دیگر با افزایش ضخامت ورق فولادی، تنش کمانشی ورق فولادی افزایش یافته و دیوار در پانل طبقه اول قبل از کمانش خارج از صفحه ستون تحت فشار قادر به تحمل برش بیشتری می‌باشد. می‌توان گفت که در نمونه‌های با ضخامت ۸، ۱۰ و ۱۲ میلی‌متری استهلاک انرژی به ترتیب ۶۱٪، ۸۷.۲٪ و ۱۳۲.۲٪ نسبت به نمونه مرجع با ضخامت ۶ میلی‌متر افزایش داشته است. لازم به ذکر است که با افزایش ضخامت ورق فولادی دیوار برشی، جذب انرژی نیز در گام‌های یکسان بارگذاری افزایش داشته است. نتایج این ارزیابی حاکی از آن است که افزایش ضخامت ورق فولادی دیوار برشی سبب افزایش ظرفیت برشی و استهلاک انرژی می‌شود. لیکن پای ستون طبقه اول در تغییر مکان‌های بالاتری کمانش می‌کند، که در نتیجه دیوار رفتار نرم تری را از خود به نمایش می‌گذارد که این دلیل کاهش سختی دیوار برشی ورق فولادی با افزایش ضخامت است.

برای بررسی اثر اندازه ستون نمونه‌های شماره‌های ۱۱، ۱۲ و ۱۳ به ترتیب با افزایش اندازه ستون از HEB300 در نمونه مرجع به HEB360,400,450 ساخته شده‌اند. نتایج حاصل از تحلیل این نمونه‌ها در جدول ۶ ارائه شده است. بر اساس این ارزیابی ظرفیت برشی نمونه‌های دارای ستون HEB360,400,450 به ترتیب به میزان ۱۱.۳٪، ۲۱٪ و ۳۱.۵٪ نسبت به نمونه مرجع با ستون HEB300 افزایش یافته‌اند. شکل (۱۴) منحنی‌های هیستریزیس $V-\Delta$ پانل طبقه اول را برای نمونه‌ها را نشان می‌دهد. نتایج حاکی از آن است که سختی الاستیک در نمونه‌های دارای ستون HEB360,400,450 به ترتیب به میزان ۱۴.۲٪، ۲۱.۴٪ و ۲۹.۷٪ نسبت به نمونه مرجع دارای HEB300 افزایش یافته است. استهلاک انرژی را بر حسب گام‌های بارگذاری برای این نمونه‌ها نشان می‌دهد می‌توان گفت که افزایش ابعاد ستون در نمونه‌های دارای HEB360,400 به ترتیب استهلاک انرژی کل را به میزان ۳۰ و ۸۰٪ نسبت به نمونه مرجع دارای ستون HEB300 افزایش داده در حالیکه در نمونه HEB450 استهلاک انرژی به میزان ۶۴ درصد نسبت به نمونه مرجع افزایش یافته است. نتایج این ارزیابی حاکی از آن است که افزایش ابعاد ستون از HEB300 تا

در نمونه‌های شماره‌های ۱۷، ۱۸ و ۱۹ استهلاک انرژی کل به ترتیب به میزان ۶۲.۷، ۸۳.۷ و ۱۰۰٪ نسبت به نمونه مرجع فاقد سخت‌کننده افزایش داشته است. نتایج این ارزیابی حاکی از آن است که افزایش تعداد سخت‌کننده‌های افقی و قائم تا میزان مشخصی (در این ارزیابی ۵ سخت‌کننده قائم و ۴ سخت‌کننده افقی) سبب افزایش ظرفیت برشی دیوار شده لیکن استهلاک انرژی با افزایش تعداد سخت‌کننده افزایش داشته است.



شکل ۱۵: منحنی برش - جابجایی نمونه‌های دیوارهای برشی با متغیر سطح بازشو

۱۲.۵ و ۱۸.۷٪ به کل سطح دیوار برشی ورق فولادی ساخته و نتایج حاصل از تحلیل‌ها در جدول ۷ ارائه شده و براساس این ارزیابی ظرفیت برشی در نمونه‌های دارای ۸.۳٪، ۱۲.۵٪ و ۱۸.۷٪ بازشو به سطح کل دیوار به ترتیب به میزان ۰.۲، ۴ و ۷.۵ درصد نسبت به نمونه مرجع بدون بازشو کاهش داشته است. در شکل (۱۵) سختی الاستیک نمونه‌های دارای ۸٪، ۱۲.۵٪ و ۱۸.۴٪ بازشو به ترتیب به میزان ۶۲، ۴۶ و ۴۷ درصد کاهش نسبت به نمونه مرجع بدون بازشو داشته و نمونه‌های دارای ۱۲.۵٪ و ۱۸.۴٪ بازشو استهلاک انرژی کل به ترتیب به میزان ۹.۴ و ۱۵.۴٪ افزایش نسبت به نمونه مرجع بدون بازشو داشته ولی نمونه دارای ۱۸.۷٪ بازشو به میزان ۱.۶٪ درصد نسبت به نمونه مرجع کاهش داشته است. لازم به ذکر است با افزایش سطح بازشو جذب انرژی در گام‌های یکسان بارگذاری کاهش داشته است. نتایج این ارزیابی حاکی از آن است که در صورت نیاز به بازشو استفاده از آن تا ۱۲.۵٪ کل سطح دیوار برشی ورق فولادی با کاهش ناچیز ظرفیت برشی منجر به افزایش استهلاک انرژی کل شده و مطلوب می‌باشد. در حالی که بازشوی ۱۸.۷٪ علاوه بر کاهش سختی الاستیک، استهلاک انرژی کل را نیز کاهش داده است.

برای بررسی اثر تعداد سخت‌کننده‌های افقی و قائم دیوار برشی ورق فولادی نمونه‌های شماره‌های ۱۷، ۱۸ و ۱۹ به ترتیب با افزایش تعداد سخت‌کننده‌ها افقی و قائم در نمونه فاقد سخت‌کننده به ۳، ۴ و ۵ در امتداد عمودی ۴، ۵ و ۶ در امتداد افقی ساخته شدند. نتایج حاصل از تحلیل غیر خطی این نمونه‌ها در جدول ۸ ارائه شده است. بر اساس این ارزیابی ظرفیت برشی در نمونه‌های شماره‌های ۱۷، ۱۸ و ۱۹ به ترتیب به میزان ۳۴.۴، ۳۷.۹ و ۳۷.۷٪ نسبت به نمونه مرجع فاقد سخت‌کننده افزایش داشته است. شکل (۱۶) نیز منحنی هیستریزیس $V-\Delta$ را برای پانل طبقه اول این نمونه‌ها نشان می‌دهد. با توجه به پوش منحنی‌های هیستریزیس در شکل (۱۷) سختی الاستیک این نمونه‌ها محاسبه شده و در جدول ۹ آورده شده است. نتایج حاکی از آن است که سختی الاستیک در نمونه‌های شماره‌های ۱۷، ۱۸ و ۱۹ به ترتیب به میزان ۱۵، ۱۲.۶ و ۱۱٪ نسبت به نمونه مرجع فاقد سخت‌کننده کاهش یافته است. علت این امر کماتش پای ستون طبقه اول در تغییر مکان بیشتر نسبت به نمونه فاقد سخت‌کننده می‌باشد. می‌توان گفت که

جدول ۷: نتایج حاصل از تحلیل غیر خطی نمونه‌ها با تغییر سطح بازشو

SW-006-4000-HEB300-1000x1000	SW-006-4000-HEB300-1500x1000	SW-006-4000-HEB300-1500x1500	Ref-SW-006-4000-HEB300	نمونه
1002.11	1040.59	1081.52	1083.63	$V_{max} (kN)$
% 18.7	% 12.5	% 8.3	0	AREA OF to OPENING TOTAL AREA PERCENT %
0.925	0.960	0.998	1.000	$\frac{V_{max}}{V_{max-Ref}}$
838	996	1051	1071	$V_y (kN)$
7.720	9.046	13.59	5.25	$\delta_y (mm)$
108.549	110.104	77.336	204	$R_{in} = \frac{V_y}{\delta_y} (kN / mm)$
0.532	0.540	0.379	1	$\frac{R_{in}}{R_{in-Ref}}$
10511.2	12328.4	11.683	10681.7	E_{total}
0.984	1.154	1.094	1	$\frac{E_{total}}{E_{total-Ref}}$

جدول ۸: نتایج حاصل از تحلیل غیر خطی نمونه‌ها با تغییر تعداد سخت‌کننده‌های افقی و قائم دیوار برشی ورق فولادی

SW-006-4000-HEB300-5x4	SW-006-4000-HEB300-4x3	SW-006-4000-HEB300-3x2	Ref-SW-006-6000-HEB300	نمونه
1492.55	1494.86	1456.18	1083.63	$V_{max} (kN)$
5	4	3	-	NO.HOR.STIFF
1.377	1.379	1.344	1.000	$\frac{V_{max}}{V_{max-Ref}}$
1342	1336	1317	1071	$V_y (kN)$
7.39	7.49	7.59	5.25	$\delta_y (mm)$
181.597	178.371	173.518	204.000	$R_{in} = \frac{V_y}{\delta_y} (kN / mm)$
0.890	0.874	0.851	1	$\frac{R_{in}}{R_{in-Ref}}$
22416.1	19630.3	17376.8	10681.7	E_{total}
2.099	1.838	1.627	1	$\frac{E_{total}}{E_{total-Ref}}$

جدول ۹: نتایج حاصل از تحلیل غیر خطی نمونه‌ها با تغییر ممان اینرسی ستون در جهت عمود بر صفحه دیوار

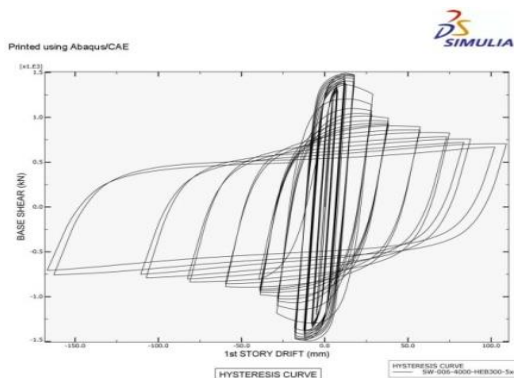
strn-SW-006-4000-HEB300	Ref-SW-006-4000-HEB300	نمونه
2097.68	1083.63	$V_{max} (kN)$
45220	0	MOMENT OF INERTIA (MINOR)
1.936	1.000	$\frac{V_{max}}{V_{max-Ref}}$
1633.22	1071	$V_y (kN)$
5.22419	5.25	$\delta_y (mm)$

ادامه جدول ۹

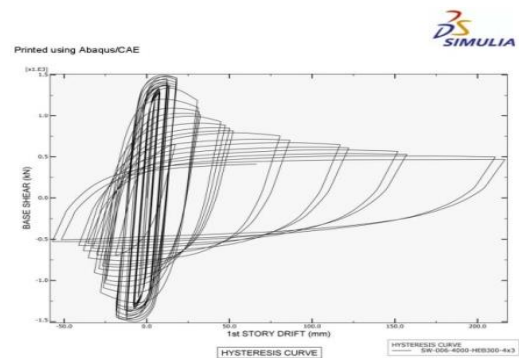
strn-SW-006-4000-HEB300	Ref- SW-006-4000-HEB300	نمونه
312.626	204	$R_{in} = \frac{V_y}{\delta_y} (kN / mm)$
1.532	1	$\frac{R_{in}}{R_{in-Ref}}$
25135.7	10681.7	E_{total}
2.353	1	$\frac{E_{total}}{E_{total-Ref}}$

جدول ۱۰: نتایج حاصل از تحلیل غیر خطی نمونه‌ها با تغییر افزایش تعداد طبقات

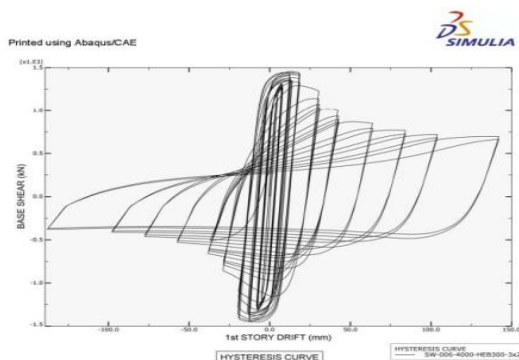
SW-006-6000-HEB300-2story	SW-006-6000-HEB300-3story	SW-006-6000-HEB300-4story	Ref- SW-006-4000-HEB300	نمونه
3014.49	2541.38	1916.93	1083.63	$V_{max} (kN)$
2.782	2.345	1.769	1.000	$\frac{V_{max}}{V_{max-Ref}}$
2323	2317	1815	1071	$V_y (kN)$
4.43	6.32	7.19	5.25	$\delta_y (mm)$
524.379	366.614	252.434	204	$R_{in} = \frac{V_y}{\delta_y} (kN / mm)$
2.570	1.797	1.237	1	$\frac{R_{in}}{R_{in-Ref}}$
8681.69	10902.9	11685.2	10681.7	E_{total}
0.813	1.189	1.094	1	$\frac{E_{total}}{E_{total-Ref}}$



ج) SW-006-4000-HEB300-5x4



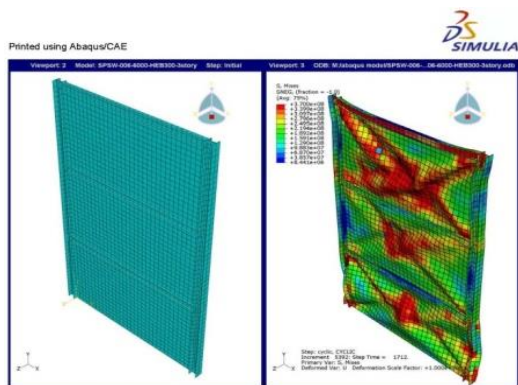
الف) SW-006-4000-HEB300-3x2



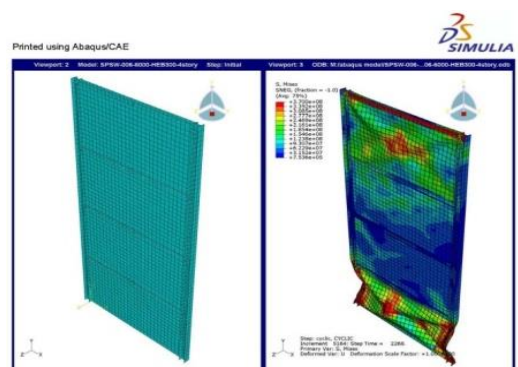
ب) SW-006-4000-HEB300-4x3

شکل ۱۶: منحنی برش - جابجایی نمونه‌های دیوارهای برشی با متغیر تعداد سخت‌کننده‌های افقی و قائم دیوار برشی ورق فولادی

برای بررسی اثر افزایش ممان اینرسی ستون در جهت عمود بر صفحه دیوار نمونه شماره ۲۰ با افزایش ممان اینرسی ستون در جهت عمود بر ورق در نمونه مرجع دیوار برشی تقویت شد. بر اساس ارزیابی در جدول ۹ ظرفیت برشی در نمونه شماره ۲۰ به میزان ۹۳.۶٪ نسبت به نمونه مرجع با

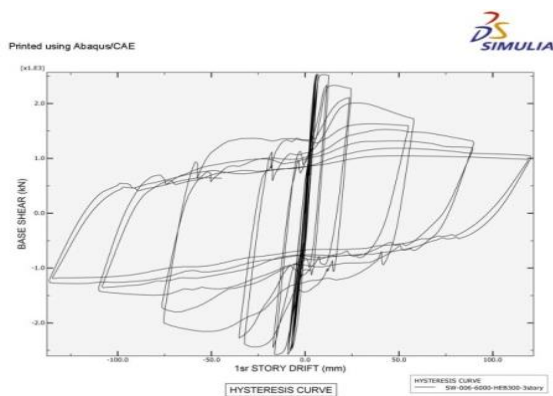


ب) SW-006-6000-HEB300-3story

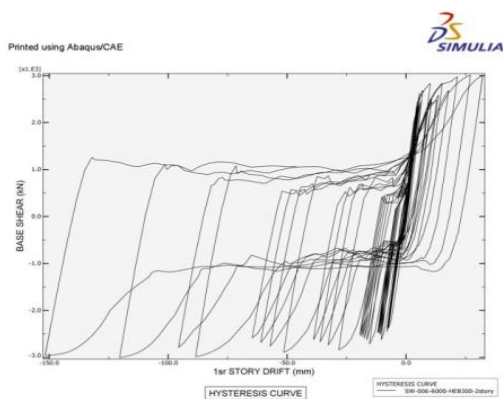


ج) SW-006-6000-HEB300-4story

شکل ۱۸: مدل مش‌بندی و تنش فون مایسز نمونه دیوار برشی ورق فولادی

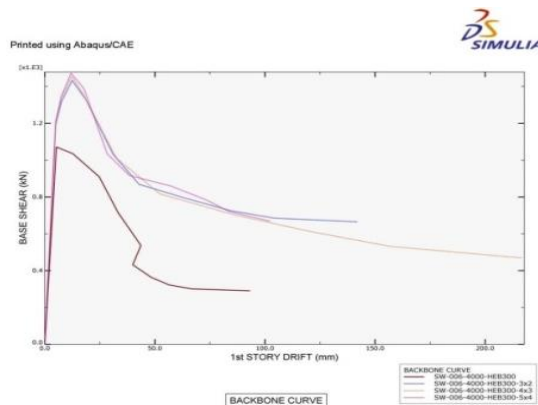


الف) SW-006-6000-HEB300-2story

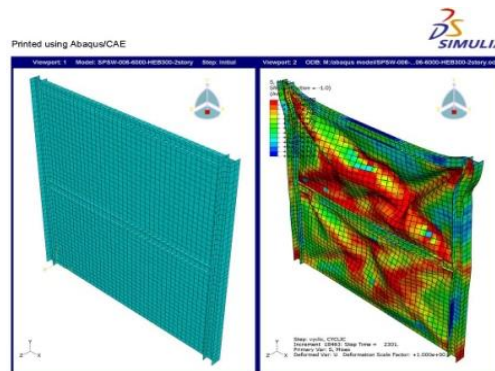


ب) SW-006-6000-HEB300-3story

ستون HEB 300 افزایش داشته است. پوش نمودارهای هیستریزس حاکی از افزایش ۵۳.۲٪ سختی الاستیک در نمونه با ستون تقویت‌شده نسبت به نمونه مرجع با ستون HEB 300 داشته است. علت این امر به تعویق افتادن کمانش جانبی ستون تقویت‌شده در نمونه دیوار برشی ورق فولادی مورد بررسی می‌باشد. در نمونه تقویت شده استهلاک انرژی به میزان ۲.۳۵ برابر نسبت به نمونه مرجع با ستون HEB 300 افزایش داشته است. لازم به ذکر است که با افزایش ممان اینرسی در جهت عمود بر صفحه ورق دیوار برشی جذب انرژی نیز در گام‌های یکسان بارگذاری افزایش داشته است. نتایج این ارزیابی حاکی از آن است که افزایش ممان اینرسی ستون در جهت عمود بر صفحه ورق فولادی به دلیل به تعویق انداختن کمانش جانبی ستون، قسمت‌های بیشتری از ورق فولادی جاری شده که متعاقب آن استهلاک انرژی افزایش داشته است. همچنین این افزایش در ممان اینرسی جهت فرعی ستون باعث افزایش قابل ملاحظه در ظرفیت برشی دیوار برشی ورق فولادی شده است.



شکل ۱۷: پوش منحنی برش - جابجایی دیوارهای برشی با متغیر تعداد سخت‌کننده‌های افقی و قائم دیوار برشی ورق فولادی



الف) SW-006-6000-HEB300-2story

است. شکل (۱۸) مدل مش‌بندی و تنش فون مایسز این نمونه‌ها را در گام آخر بارگذاری نشان می‌دهد. شکل (۱۹) نیز منحنی هیستریزیس $V-\Delta$ پانل طبقه اول را برای این نمونه‌ها نشان می‌دهد. پوش نمودارهای هیستریزیس $V-\Delta$ نیز حاکی از افزایش سختی الاستیک در نمونه‌های شماره‌های ۲۱ و ۲۲ و ۲۳ به میزان ۲۵۷ و ۱۷۹ و ۱۲۳٪ نسبت به نمونه مرجع با تعداد طبقات ۵ می‌باشد. علت این امر ناشی از کاهش احتمال کمانش جانبی ستون با کاهش تعداد طبقات می‌باشد. نتایج این ارزیابی حاکی از آن است که کاهش تعداد طبقات به دلیل کاهش احتمال کمانش جانبی ستون، سبب افزایش ظرفیت برشی و نیز سختی الاستیک دیوار برشی ورق فولادی می‌گردد. شکل (۲۰) نحوه تغییرات ظرفیت برشی و سختی الاستیک دیوار برشی ورق فولادی را در مقابل تعداد طبقات نشان می‌دهد.

۶- نتیجه‌گیری

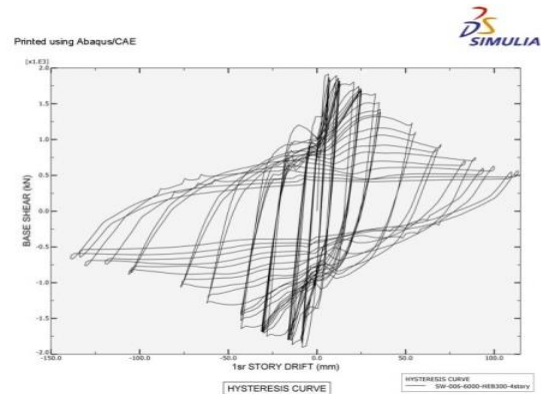
پس از کالیبره کردن مدل‌های ساخته شده با نرم‌افزار اجزاء محدود با نتایج آزمایشگاهی، مدل‌های جدیدی با انواع متغیرها ساخته و مورد تحلیل قرار گرفتند تا تاثیر آن‌ها بر رفتار لرزه‌ای دیوار برشی فولادی بدست آید که خلاصه نتایج بدست آمده به صورت زیر می‌باشد.

۱- افزایش نسبت عرض دهانه به ارتفاع طبقه تا ۱.۶۷ برابر باعث بهبود چشمگیر عملکرد تناوبی و افزایش بیشتر این باعث افزایش کمانش خمشی ورق فولادی در ناحیه اطراف ستون شده که توصیه نمی‌گردد.

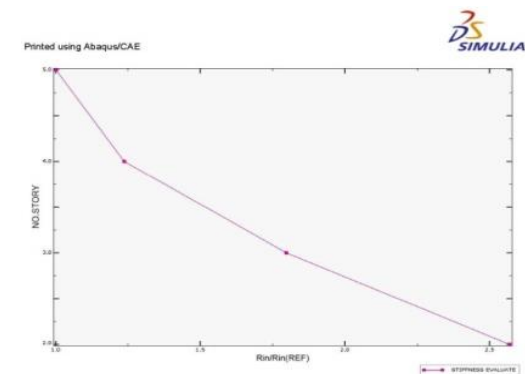
۲- افزایش ضخامت ورق فولادی سبب افزایش ظرفیت برشی و استهلاک انرژی شده لیکن پای ستون طبقه اول در تغییر مکان‌های بالاتری کمانش کرده و دیوار نرم تر شده و باعث کاهش سختی دیوار برشی ورق فولادی می‌شود.

۳- افزایش ابعاد ستون تا حدی امکان استهلاک انرژی را افزایش داده در حالیکه در موارد دیگر امکان استهلاک انرژی کاهش می‌یابد لذا افزایش ابعاد ستون تا حد معینی بسته به طرح ورق دیوار، مطلوب و بهبود مورد انتظار عملکرد تناوبی دیوار برشی را در پی خواهد داشت.

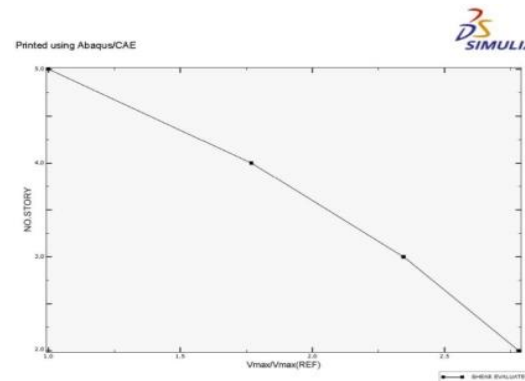
۴- در صورت نیاز به بازشو استفاده از آن تا ۱۲.۵٪ کل سطح دیوار برشی ورق فولادی با کاهش ناچیز ظرفیت برشی منجر به افزایش استهلاک انرژی کل شده و مطلوب می‌باشد. در حالیکه بازشوی ۱۸.۷٪ علاوه بر کاهش سختی الاستیک، استهلاک انرژی کل را نیز کاهش داده است.



شکل ۱۹: منحنی برش - جایجایی نمونه‌های دیوارهای برشی با متغیر افزایش تعداد طبقات



الف) تغییرات ظرفیت برشی



ب) تغییرات سختی الاستیک

شکل ۲۰: نحوه تغییرات در دیوار برشی ورق فولادی به ازاء افزایش تعداد طبقات

برای بررسی اثر افزایش تعداد طبقات نمونه‌های شماره‌های ۲۱، ۲۲ و ۲۳ با کاهش تعداد طبقات از ۵ طبقه در نمونه شماره ۲۰ به ۴، ۳ و ۲ طبقه ساخته شدند. نتایج حاصل از تحلیل غیر خطی این نمونه‌ها در جدول ۱۰ ارائه شده است. بر اساس این ارزیابی ظرفیت برشی در نمونه‌های شماره‌های ۲۱، ۲۲ و ۲۳ به ترتیب به میزان ۲۷۸٪، ۱۷۶٪ و ۱۲۳٪ نسبت به نمونه مرجع با تعداد طبقات ۵ افزایش داشته

متعاقب آن استهلاک انرژی افزایش داشته است. همچنین این افزایش در ممان اینرسی جهت فرعی ستون باعث افزایش قابل ملاحظه در ظرفیت برشی دیوار برشی ورق فولادی شده است.

کاهش تعداد طبقات به دلیل کاهش احتمال کمانش جانبی ستون، سبب افزایش ظرفیت برشی و نیز سختی الاستیک دیوار برشی ورق فولادی می‌گردد.

۵- افزایش تعداد سخت‌کننده‌های افقی و قائم تا میزان مشخصی سبب افزایش ظرفیت برشی دیوار شده لیکن استهلاک انرژی با افزایش تعداد سخت‌کننده افزایش داشته است.

۶- افزایش ممان اینرسی ستون در جهت عمود بر صفحه ورق فولادی به دلیل به تعویق انداختن کمانش جانبی ستون، قسمت‌های بیشتری از ورق فولادی جاری شده که

۷- مراجع

- [۱] سعید صبوری قمی، "سیستم‌های مقاوم در برابر بارهای جانبی: مقدمه ای بر دیوارهای برشی فولادی"، انتشارات انگیزه، ایران، ۱۳۸۰.
- [2] J. Shishkin, R.G. Driver, G.Y. Grondin, "Analysis of Steel Plate Shear Walls Using the Modified Strip Model", Journal of Structural Engineering, Vol. 135, No. 11, 2009, pp. 1357-1366.
- [3] Canadian Standard Association, CAN/CSA S16. 1-94, "Limit States Design of Steel Structures", Toronto, Ontario, 1994.
- [4] AISC 341-05, "Seismic Provisions for structural steel buildings", Chicago, Illinois, 2005.
- [5] A. Astanehe-asl, Q. Zhao, "Cyclic Behavior of Traditional and an Innovative Composite Shear Wall", Report No. UCB – steel- 01/2002, Department of civil Engineering, University of California, 2002.
- [6] J. Berman, and M. Bruneau, "Cyclic testing of light-gauge steel plate shear walls", Fourth International conference on behavior of steel structures in seismic areas, 2003.
- [7] M.H.K. Kharrazi, C.E. Ventura, H.G.L. Prion, S. Sabouri-Ghomi, "Bending and shear analysis and design of ductile steel plate shear walls", Proc. 13 th World Conf. on Earthquake Engineering, Vancouver, BC., Canada, Aug. 1- 6, Paper No. 77, 2004.
- [8] P.M. Clayton, J.W. Berman, and L.N. Lowes, "Seismic Design and Performance of Self-Centering Steel Plate Shear Walls", Journal of Structural Engineering, Vol. 138, No. 1, 2012.
- [9] A.K. Bhowmick, R.G. Driver, and G.Y. Grondin, "Application of Indirect Capacity Design Principles for Seismic Design of Steel-Plate Shear Walls", Journal of Structural Engineering, Vol. 137, No. 4, 2011.
- [10] C. Topkaya, and C.O. Kurban, "Natural periods of steel plate shear wall systems", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 65, No. 3, March 2009, pp. 542-551.
- [11] M.H.K. Kharrazi, C.E. Ventura, H.G.L. Prion, "Analysis and design of steel plate walls: analytical model", Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 38, No. 1, 2010, pp. 49-59.
- [12] R.G. Driver and G.Y. Grondin, "Steel Plate Shear Walls: Now Performing on the Main Stage", Modern Steel Construction, AISC, 2001.
- [13] Driver, Grondin, Behbahannifard and Hussain, "Recent Developments and Future Directions in Steel Plate Shear Wall Research", North American Steel Construction Conference, May 9-12, Fort Lauderdale, Florida, 2001.
- [14] B. Qu, M. Bruneau, "Design of Steel Plate Shear Walls Considering Boundary Frame Moment Resisting Action", Journal of structural Engineering, Vol. 135, No. 12, 2009.
- [15] J.W. Berman, "Seismic behavior of code designed steel plate shear walls", Engineering Structures, Volume 33, No. 1, 2011, pp. 230-244.
- [16] G. Yanlin, Z. Ming, D. Quanli, W. Xiaolan, "Experimental study on three types of steel plate shear walls under cyclic loading", Journal of Building Structures, Vol. 32, No. 1, 2011, pp. 17-29.
- [۱۷] مجید قلهکی، جواد ستاری، "بررسی رفتار دیوارهای برشی فولادی با ورق نازک تحت اثر مولفه های قائم و افقی زلزله"، مهندسی عمران شریف، دوره ۲، شماره ۲، ۱۳۹۳، صفحه ۱۴۵-۱۳۳.

- [۱۸] مجید قلهکی، شاهرخ شعیبی، "طرح سیستم رفتار دیوارهای برشی فولادی بر اساس نیاز جابجایی غیر کشسان"، مهندسی عمران شریف، دوره ۲، شماره ۲، ۱۳۹۴، صفحه ۶۱-۷۰.
- [19] S.B. Kharmale, and S. Ghosh, "Seismic lateral force distribution for ductility-based design of steel plate shear walls", Journal of Earthquake and Tsunami, Vol. 6, No. 1, 2012.
- [۲۰] مجید محمدی، مجید شوندی، "بررسی اثر میانقاب مهندسی در رفتار لرزه ای سازه فولادی و مقایسه با دیوارهای برشی و میانقاب بتنی"، مهندسی عمران شریف، دوره ۲، شماره ۲، ۱۳۹۴، صفحه ۳۷-۵۲.
- [21] J.L. Thorburn, G.L. Kulak, and C.J. Montgomery, "Analysis of steel plate shear walls", Structural Engineering Report No. 107, Department of Civil Engineering, The University of Alberta Edmonton, Alberta, 1983, pp 1-167.
- [22] T.M. Roberts, S. Sabouri-Ghomi, "Hysteretic characteristics of unstiffened perforated steel plate shear panels", Journal of Thin-walled Structures, Vol. 14, No. 2, 1992, 139-151.
- [23] ETABS English User's Manual.
- [24] ABAQUS User's Manual, Version 6.7.
- [25] ATC, "Guidelines for Seismic Testing of Components of Steel Structures", Applied Technology Council, Report 24, 1992.
- [26] FEMA-351, "Recommended seismic and upgrade criteria for existing welded steel moment-frame buildings", June 2000.