

## رفتار دیوار برشی با ورق فولادی در ساختمان های بلند مرتبه

مهدی قاسمیه<sup>۱\*</sup>، ناصر حیدری<sup>۲</sup>

۱- استاد، دانشکده مهندسی عمران، پردیس دانشکده های فنی، دانشگاه تهران

۲- دانش آموخته مهندسی سازه، پردیس دانشکده های فنی، دانشگاه تهران

\*تهران، صندوق پستی ۴۵۶۳۱۲-۱۱۱۵۵، [m.ghassemieh@ut.ac.ir](mailto:m.ghassemieh@ut.ac.ir)

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۹/۰۱/۲۵، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۹/۱۰/۲۰)

### چکیده

سیستم دیوار برشی فولادی، به تعدادی محدود در سه دهه اخیر، به عنوان سیستم اصلی مقاوم در برابر نیروی جانبی به کار گرفته شده است. این سیستم دارای شکل پذیری بالا و همچنین قابلیت اتلاف انرژی بالایی می باشد که خود اهمیت آن را افزایش می دهد. در این مقاله به بررسی رفتار دیوارهای برشی فولادی بلندمرتبه تا بیست طبقه که طبق آیین نامه امریکا طراحی شده است می پردازد. در این مطالعه مدل سازی با استفاده از المان های پوسته ای و سپس مقایسه آن با نتایج حاصل از مدل سازی جایگزین میله ای پرداخته شده است. به منظور اعتبارسنجی کردن روش مدل سازی، مدلی چهار طبقه با خصوصیات غیرخطی مادی و هندسی به روش اجزاء محدود تحلیل شده است که تطابق خوبی با نتایج آزمایشگاهی را نشان می دهد. پس از بررسی رفتار این نوع دیوارها، تاثیر پارامتر تعیین کننده تعداد طبقات بر کمیت هائی از قبیل سختی اولیه، مقاومت نهائی سیستم و نرمی سیستم مورد ارزیابی قرار گرفت. در انتها رفتار دیوار برشی فولادی با قاب خمشی مقایسه و تأثیر بازشوها بر رفتار دیوار برشی فولادی بررسی شده است.

### واژگان کلیدی

دیوار برشی فولادی، ساختمان های بلندمرتبه، روش بارافزون، منحنی هیستریزس، روش اجزاء محدود

## Behavior of high rise structures with steel plated shear walls

M. Ghassemieh, N. Haidari

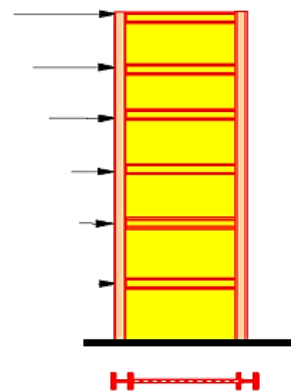
### Abstract

This paper focused on the behavior of steel plate shear walls (SPSW) in high-rise buildings. The influence of essential parameters including number of stories, stress angles and openings and investigated. Comparison with moment resistant frame and alternative method of modeling the shear walls with Strip elements is investigated. Using finite element method, a four story steel plated shear wall which has been tested before was modeled and the results obtained were compared with the test data. Comparison of the results approved the numerical modeling. Then the 20-story, 15-story and 10-story steel plated shear walls were designed in accordance with AISC-Seismic Provisions to make results more practical. Comparing steel plated shear walls with different heights with each other, it is noticed that with lowering SPSWs, its initial stiffness improves and its ultimate strength decreases; but the overall ductile behavior was maintained. Also to make it useful and practical, moment resistant frames were modeled similar to SPSWs but without infilling panels. This research showed that with lowering the SPSW height, its behavior gets closer to moment resistant frames. Also behavior of SPSWs with openings was studied. Four openings in a same position, same width and different height were modeled to see the effect of openings on the overall SPSW's behavior. Generally, it was observed that an opening in infilling panels reduces SPSW's initial stiffness and final strength.

### Keywords

Steel plate shear wall, High rise structure, Push over analysis, Hysteresis, Finite element method

وظیفه دیوار برشی تحمل نیروهای جانبی زلزله، بدون تخریب قسمت باربر اصلی این سیستم، که ستون‌ها هستند، می‌باشد. این سیستم شامل دو ستون محیطی در اطراف، یک تیر در بالای طبقه، یک تیر در پایین طبقه و همچنین ورق‌های پرکننده بین این اعضای محیطی می‌باشد. این سیستم شباهت بسیاری به سیستم تیروورق دارد. همانطور که در شکل (۱) مشاهده می‌شود در این سیستم ستون‌ها نقش بال، ورق دیوار برشی فولادی نقش جان و تیرها نقش سخت کننده را در تمثيل به تیروورق بازی می‌کنند. سیستم‌های دیوار برشی فولادی از ابتدای ۱۹۷۰ مورد استفاده و پژوهش قرار گرفته است. متداول‌ترین تحقیق و کاربرد بر روی دیوار برشی فولادی در امریکای شمالی بوده که سیستم دیوار برشی فولادی بدون سخت کننده با ورق نازک می‌باشد. در ژاپن سیستم دیوار برشی فولادی با سخت کننده متداول‌تر بوده است [۱]. صرف نظر از اینکه کدام سیستم مورد استفاده قرار گرفته شود، تشخیص اینکه کدام سیستم، در کل گزینه مناسب می‌باشد، مهم است. فواید و مضرات این سیستم بسته به نوع ساختمانی که در آن لحاظ شده، در زیر آورده شده است. از سال ۱۹۷۰ تا کنون مهندسين سازه از دیوار برشی فولادی به عنوان سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی در ساختمان های بلند در مناطق لرزه خیز مانند کالیفرنیا و ژاپن استفاده کرده‌اند [۲].



شکل ۱- دیوار برشی فولادی

آزمایشات متعددی بر روی دیوار برشی فولادی انجام گرفته است که از میان آن‌ها می‌توان به موارد ذیل اشاره کرد. یک نمونه یک طبقه با استفاده از ورق با مقاومت کم برای ورق جان دیوار برشی فولادی و همچنین استفاده کردن از سیستم مقطع کاهش یافته (RBS) در دو انتهای تیرهای بالا و پایین دیوار برشی فولادی توسط Vian و Bruneau انجام گرفت [۳]. این

نمونه دارای عرضی بیشتر از ارتفاع خود بود و شکل پذیری بالایی در طول آزمایش از خود نشان داد. دو نمونه یک طبقه با استفاده از ورق با مقاومت کم برای ورق جان دیوار برشی فولادی توسط Kharrazi مورد آزمایش قرار گرفت [۴]. این نمونه‌ها شکل پذیری بالایی در طول آزمایش از خود نشان داد. دو نمونه سه طبقه با استفاده از ورق نازک با مقاومت کم برای جان دیوار برشی فولادی و با اتصالات متفاوت تیر به ستون صلب و ساده توسط Sabouri-Ghomi و Gholhaki مورد آزمایش قرار گرفت [۵]. در طول آزمایش تا انتها، هیچ گونه علایمی از کماتش ناحیه‌ای و کلی در ستون‌ها مشاهده نشد و نمونه‌ها رفتار مناسبی را در طول آزمایش از خود نشان دادند. یک نمونه دیوار برشی فولادی چهار طبقه توسط Driver و همکارانش مورد آزمایش قرار گرفت [۶]. آنها از بارگذاری چرخه‌ای مطابق با پروتکل ATC-24 در طول آزمایش‌ها استفاده نمودند [۷]. این نمونه نیز شکل پذیری بالایی از خود نشان داد و در پایان کماتش ناگهانی ناحیه‌ای بال‌های پایین ستون منجر به شکست شده است. تحقیقات بر روی تأثیر اتصال ساده در مقابل اتصال صلب تیر به ستون بر رفتار کلی دیوار برشی فولادی توسط Caccese [۸]، پاسخ دینامیکی دیوار برشی فولادی توسط Sabouri-Ghomi و Roberts [۹] و Rezai [۱۰]، دیوار برشی فولادی با ورق نازک توسط Berman و Bruneau [۱۱]، تأثیر سوراخ در ورق بر دیوار برشی فولادی توسط Rezai [۱۰] و Sabouri-Ghomi و Roberts [۹] و تأثیر اتصال پیچی ورق به قاب در اتصال جوشی ورق انجام شده است. تحقیقات روی مقاومت پس از کماتش جان تیروورق با استفاده از روش اجزاء محدود توسط Roberts و Shahabian [۱۲]، Lee و Yoo [۱۳]، Marsh [۱۴] نیز بینشی نسبت به رفتار پس از کماتش و بر هم کنش خمشی-برشی فولادی با نسبت عرض به ضخامت قابل مقایسه با تیروورق‌های معمولی، ایجاد کرده است. تأثیر سختی اعضای مرزی بر روی رفتار قبل و بعد از کماتش ورق جان دیوار برشی فولادی نیز پرداخته شده است، که در آن نشان داده شده است که سختی پیچشی اعضای مرزی بر بار کماتش ارتجاعی و مقاومت پس از کماتش ورق مؤثر است [۱۵]. به تازه‌گی Shishkin و همکارانش رفتار دیوار برشی را با استفاده از مدل‌های میله‌ای تغییر یافته با در نظر گرفتن مسائلی از قبیل جاری شدن ورق و شکست بررسی نمودند [۱۶]. Berman رفتار و طراحی دیوار برشی را با استفاده از آئین نامه کانادا کنترل نموده و با تحلیل‌های دینامیکی غیر خطی دررفت‌های طبقات را که با آئین نامه مطابقت داشت بررسی نمود [۱۷].

زاویه تنش بر رفتار دیوار برشی فولادی بررسی شده است. مقایسه نتایج حاصل از تحلیل‌های واقعی با استفاده از المان پوسته و مدل‌سازی با استفاده از المان‌های جایگزین میله‌ای برای دیوارهای برشی فولادی بلند مرتبه انجام شده که میزان عدم صحت مدل‌سازی با استفاده از المان جایگزین میله‌ای گزارش گردیده است. نهایتاً پارامتر تأثیر گذار در رفتار این نوع دیوارها که بازشوها هستند، بررسی می‌گردد.

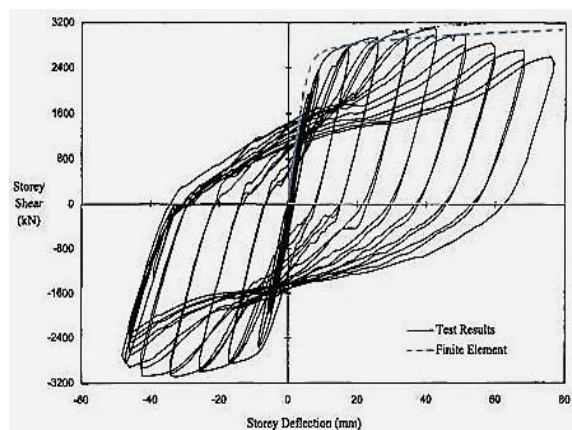
## ۲- مدل‌سازی دیوار برشی فولادی

برای مدل‌سازی و تحلیل نمونه دیوار برشی چهار طبقه Driver و همکارانش [۶] انتخاب گردیده است. ابعاد ورق‌ها  $2753 \times 1637 \times 4/65$  میلی‌متر برای طبقه اول،  $2753 \times 1539 \times 4/54$  میلی‌متر برای طبقه دوم،  $2753 \times 1637 \times 3/40$  میلی‌متر برای طبقه سوم و برای طبقه آخر  $2753 \times 1318 \times 3/35$  میلی‌متر می‌باشد. تیرهای سه طبقه اول  $W310 \times 60$  و طبقه آخر  $W530 \times 82$  بوده و به عنوان ستون در این قاب از پروفیل  $W310 \times 118$  استفاده شده است. ارتفاع طبقات از پایین به بالا به ترتیب ۱۹۲۷، ۱۸۲۹، ۱۸۲۹ و ۱۸۳۶ میلی‌متر و فاصله محور ستون‌ها از یکدیگر ۳۰۵۰ میلی‌متر می‌باشد. نمونه به صورت استاتیکی و به روش بارافزون مورد آزمایش قرار گرفت و با نتایج حاصل از آزمایش که برگرفته از بارگذاری چرخه‌ای بود مورد مقایسه قرار گرفت. برای بررسی رفتار این دیوارها، از نرم افزار اجزاء محدود ABAQUS [۲۷] استفاده شده است. برای تیر و ستون و ورق دیوار در مدل پوسته ای از المان S4 استفاده شده است که یک المان چند منظوره با قابلیت در نظر گرفتن کرنش‌های بزرگ و دارای خواص پلاستیک می‌باشد. مدل ساخته شده در شکل (۲) مشاهده می‌شود، در این مدل تمام اتصالات به صورت کاملاً گیردار در نظر گرفته شده است و به منظور دقت بیشتر تمام اعضا به قطعات ۵۰ میلی‌متری تقسیم بندی شده‌اند. ابعاد و همچنین تمام خصوصیات فولاد به کار رفته در هر قسمت از دیوار برشی فولادی همانند آزمایش می‌باشد. برای تمام اعضا معیار سخت‌شوندگی ایزوتروپیک چند خطه در نظر گرفته شده است. برای کمانش کردن ورق لازم است که در ابتدا نقاطی در ورق نقص داشته باشند؛ به عبارتی تغییر مکان کوچک خارج از صفحه داشته باشند. محل این نقاط باید به نحوی باشد که کمانش ورق به صورت فزاینده‌ای آغاز گردد و در انتهای آزمایش ورق چروک خورده باشد. برای رسیدن به این منظور تغییر مکان‌های خارج از صفحه را دقیقاً در محل بیرون زدگی ورق در مد اول کمانش قرار دادیم. با در نظر گرفتن رفتار

اکثر محققین تحلیل‌های عددی به روی دیوارهای برشی را با استفاده از روش اجزاء محدود انجام داده‌اند که اخیراً Gu و همکارانش [۱۸] و همچنین Zhang و همکارانش [۱۹] تحلیل‌های دینامیکی روی دیوارهای برشی را با استفاده از روش المان‌های مرزی بررسی نمودند. Mortazavi و همکارانش [۲۰] و Ghassemieh و Haidari [۲۱] پارامترهای تأثیرگذار روی دیوار برشی فولادی از قبیل ضخامت، سختی اجزاء مرزی، نسبت درازا به پهنای ورق و اثر سخت کننده‌ها را نیز بررسی نمودند. Rahmzadeh و همکارانش [۲۲] در مطالعه‌ای عددی، اثر سخت کننده‌ها را روی دیوارهای برشی فولادی بررسی نمودند. SabouriGhomi و Mousavi Gieh-Geshlagi [۲۳] در مطالعه‌ای بررسی تحلیلی و عددی رفتار دیوارهای برشی فولادی با ستون‌های غیر یکسان را بررسی نمودند. نتایج مدل‌های تحلیلی و صحت آن با نتایج آزمایشگاهی حاکی از انطباق خوب نتایج ایشان بود. Gholipour و Alinia در مطالعه‌ای، رفتار سازه چند طبقه‌ای با دیوار برشی را تحت بارگذاری از نوع بارافزون و نوع الگوهای متفاوت بار بررسی نمودند. نتایج بررسی ایشان حاکی از این بود که نحوه بار وارده و الگوی بارگذاری می‌تواند در سختی جانبی سیستم را تحت تغییراتی قرار دهد [۲۴]. Ebadi و Farajloomanesh [۲۵] فلسفه طرح لرزه‌ای بهینه دیوار برشی فولادی با در نظر گرفتن مشارکت قاب پیرامونی در رفتار سیستم را مطالعه نمودند. مطالعات ایشان نشان داد که استفاده از روش‌های رایج طراحی و اختصاص کل برش طبقه به دیوار فولادی و صرف‌نظر از ظرفیت قاب پیرامونی می‌تواند منجر به طراحی خیلی محافظه کارانه باشد و چنانچه طراحی لرزه‌ای این سیستم با در نظر گرفتن مجموع ظرفیت ورق فولادی و قاب پیرامونی انجام شود، به مراتب مهندسی‌تر و اقتصادی‌تر می‌گردد. Ramla و همکارانش در یک مطالعه بررسی رفتار دیوارهای برشی فولادی را تحت بارهای لرزه‌ای مصنوعی را انجام دادند [۲۶]. نتایج بدست آمده نشان دهنده رفتار مطلوب و شکل پذیر این نوع دیوار بوده است.

هدف از این مقاله بررسی رفتار دیوار برشی فولادی بلندمرتبه بوده، که کمتر به آن پرداخته شده و آزمایشات و حتی مدل‌سازی‌ها محدود به سازه‌های کوتاه بوده است. در این مقاله دیوارهای برشی فولادی ۱۰، ۱۵ و ۲۰ طبقه مورد بررسی قرار گرفته و همچنین نتایج آن با نتایج تحلیل روش جایگزین توصیه شده در آیین‌نامه‌های کانادا و آمریکا مقایسه شده است. پس از اعتبارسنجی روش مدل‌سازی، رفتار دیوارهای برشی فولادی بلند مرتبه با قاب‌های خمشی مقایسه و در ادامه تأثیر پارامتر

نمودار نیرو- تغییر مکان طبقه اول از این تحلیل در شکل (۳) نشان داده شده است. همانطور که در نمودار هیستریزس مدل آزمایشگاهی نشان داده شده، تطابق خوبی بین نتایج آزمایشگاهی و مدل کامپیوتری وجود دارد.



شکل ۳- نمودار هیستریزس جابجایی و نیروی طبقه اول مدل آزمایشگاهی [۶] و نتایج بارافزون مدل کامپیوتری

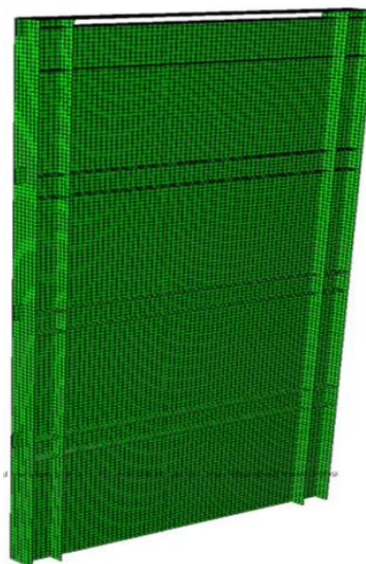
### ۳- مدل‌سازی دیوار برشی با المان میله

روش‌های مختلفی برای تحلیل ورق برشی فولادی به کار گرفته می‌شود. یکی از متداول‌ترین این روش‌ها، استفاده از المان میله‌ای یا نواری ناحیه کششی است [۲۸]. این میله‌های کششی مانند اعضای کششی طراحی می‌شوند. ابعاد اولیه اعضا با استفاده از مدلی ساده که ورق در آن با یک بادبند دو سر مفصل جایگزین شده، بدست می‌آید. در این روش زاویه المان بادبندی دو سر مفصلی که نشان دهنده زاویه انحراف تنش‌های کششی اصلی می‌باشند، از معادله ذیل بدست می‌آید:

$$\tan^4 \alpha = \frac{\frac{2}{wl} + \frac{1}{A_c}}{\frac{2}{wL} + \frac{2h}{A_b L} + \frac{h_s^4}{180I_c L^2}} \quad (1)$$

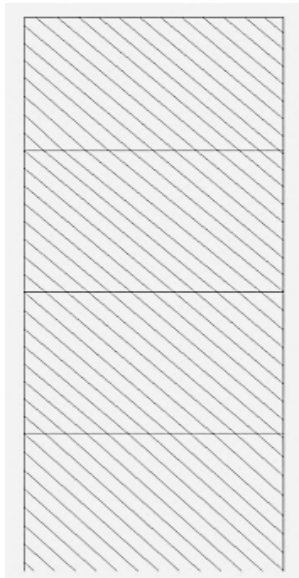
در رابطه فوق  $\alpha$  زاویه المان میله‌ای،  $L$  طول ورق دیوار،  $h$  ارتفاع ورق دیوار،  $w$  ضخامت ورق دیوار،  $A_c$  سطح مقطع اعضای مرزی عمودی (ستون)،  $A_b$  سطح مقطع اعضای مرزی افقی (تیر) و  $I_c$  گشتاور ماند اعضای مرزی عمودی (ستون) می‌باشند. سپس مدل دیگری به نام مدل نواری و یا چند نواری که ورق را به صورت دسته‌ای عضو خرابایی یا محوری یا نوار کششی با زاویه نسبت به قائم از افق نمایش می‌دهد برای تحلیل دیوار برشی فولادی فراهم می‌گردد (شکل (۴)). با توجه به زمان طولانی تحلیل مدل‌های با استفاده از المان پوسته، مدلی ساده‌تر،

غیرخطی هندسی نقص‌های ایجاد شده در ورق سبب کماتش فزاینده ورق می‌گردند. چون در آزمایش بال تیر طبقات مهارجانبی شده بودند تا خارج از صفحه عمل نکنند، در مدل نیز بال بالای تمام تیرهای در جهت خارج از صفحه مهار شدند. نقاط اتصال ورق به زمین در شش درجه آزادی گیردار فرض شده است؛ زیرا در آزمایش نیز چنین بوده است.

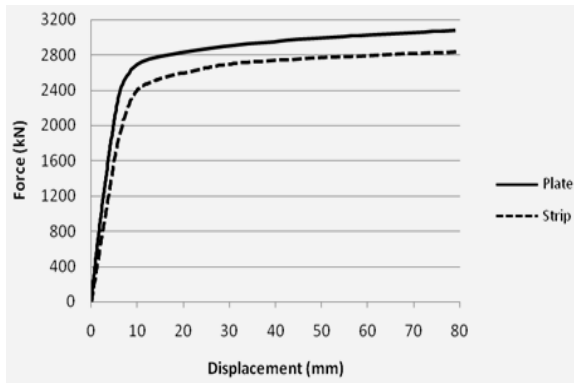


شکل ۲- مدل کامپیوتری دیوار برشی فولادی

در انجام آزمایش، بارگذاری نمونه‌ها به صورت چرخه‌ای و شبه استاتیکی صورت گرفته [۶] و از ATC-24 به عنوان پروتکل بارگذاری [۷]، که در آن از جابجایی تسلیم تغییرمکان به عنوان پایه‌ای برای افزایش دامنه بارگذاری می‌باشد، استفاده گردید. با توجه به این که گام‌های پروتکل بارگذاری ATC-24 بر اساس تغییرمکان تسلیم می‌باشند، بر همین اساس باید قبل از تدوین پروتکل چرخه‌ای، ابتدا با بارگذاری یک طرفه، تغییرمکان جاری شدن برای هر اتصال به دست آید. سپس گام‌های پروتکل تعیین گردد. روند و گام‌های تغییرشکلی پروتکل بارگذاری ATC-24 بدین شرح است که ابتدا حداقل شش چرخه تغییرمکان کمتر از تغییرمکان تسلیم باید اعمال شود، سپس سه چرخه تغییرمکانی که برابر تغییرمکان تسلیم اعمال گردد، متعاقباً سه چرخه تغییرمکانی که دو برابر تغییرمکان تسلیم اعمال شود، سپس سه چرخه تغییرمکانی که سه برابر تغییرمکان تسلیم باشد باید اعمال گردد و برای چرخه‌های بعدی حداقل دو چرخه با تغییرمکان‌هایی با افزایش گام تغییرمکانی در هر گام، به میزان تغییرمکان جاری شدن اعمال شود.



شکل ۴- مدل نواری چهار طبقه



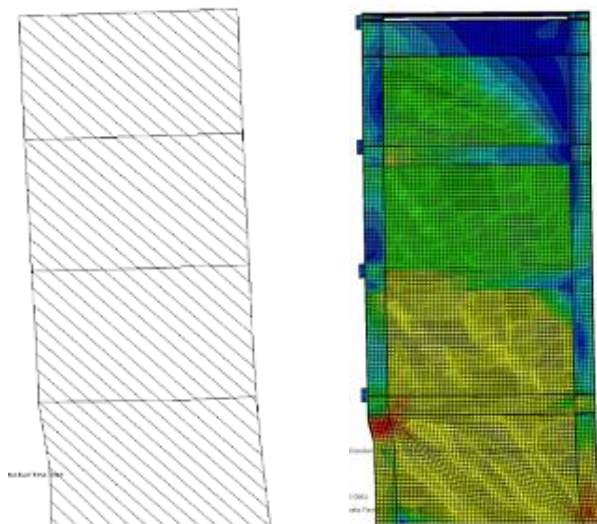
شکل ۵- نمودار نیرو-تغییر مکان مدل های نواری و پوسته ای

#### ۴- دیوارهای برشی بلندمرتبه مورد مطالعه

در این قسمت برای بررسی، از ساختمان های ۱۰، ۱۵ و ۲۰ طبقه طراحی شده طبق آیین نامه لرزه ای AISC استفاده گردیده است [۳۰]. با استفاده از مدل سازی نواری نیروهای طراحی اعضای مرزی بدست می آید. علاوه بر الزامات کلی این اعضا، مقاومت لازم اعضای مرزی عمودی باید بر اساس نیروهای مطابق با مقاومت مورد انتظار در کشش ورق تحت زاویه  $\alpha$  باشد. برای طراحی این دیوار برشی فولادی، به عنوان مثال، ساختمان ۲۰ طبقه با ارتفاع هر طبقه چهار متر و فاصله داخل به داخل ستون ۴/۴۷ متر در نظر گرفته شده است. ابعاد دیوار برشی طراحی شده در جدول (۱) ارائه گردیده است. همچنین تمام نیروها برای تمام اعضای مرزی افقی و عمودی و کنترل آن برای این تقاضا در نظر گرفته شده است.

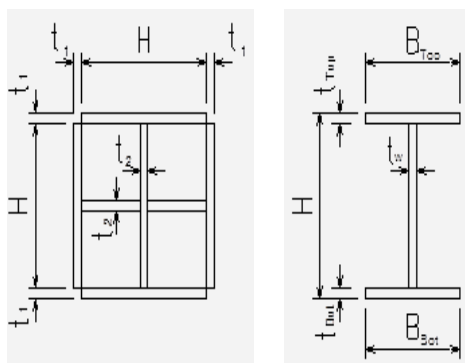
با زمان تحلیل کمتر و دقت کافی می تواند جایگزین خوبی برای ورق باشد. آیین نامه کانادا [۲۹] مدل میله ای حوزه کششی با حداقل ۱۰ میله (یا نوار) در جهت  $\alpha$  را پیشنهاد می نماید. برای نشان دادن سختی محدود فولاد در فشار، خصوصیات سخت کننده در جهت حوزه کششی، باید خصوصیات سختی کامل باشد؛ در حالی که خصوصیات سخت کننده در جهت عمود بر حوزه کششی باید قسمتی از سختی باشد. برای بدست آوردن ابعاد این المان ها در مدل سازی میله ای یا نواری، ابتدا باید زوایای این المان ها ( $\alpha$ ) را طبق رابطه فوق بدست آورد. با داشتن این امتداد می توان عرض مؤثر ورق، که در راستایی عمود بر زاویه بدست آمده می باشد، را بدست آورده و سپس با انتخاب تعداد میله های لازم، عرض هر نوار را محاسبه نموده و با داشتن ضخامت ورق می توان سطح مقطع این المان را محاسبه کرد. در این قسمت با استفاده از روش نواری و با در نظر گرفتن ۲۰ المان میله ای برای هر ورق، زوایا و سطح مقطع المان های میله ای را در هر طبقه به دست آورده و از روی این مساحت ها المان های میله ای با قطر ۱۳/۳ تا ۱۵/۷ میلی متر را جایگزین المان پوسته در مدل می کنیم. شکل (۴) نمایی از این مدل را نشان می دهد. برای مدل سازی از المان B31 استفاده شده است و اتصال تمام اعضا به زمین گیردار در نظر گرفته شده است. رفتار غیرخطی نیز برای تمام المان ها در نظر گرفته شده است. با توجه به جهت تنش اصلی (همان زاویه قرار گیری نوارها)، در هر طبقه زاویه بدست آمده حدوداً ۴۲ درجه می باشد. در شکل (۵) نمودار نیرو بر حسب تغییر مکان طبقه اول مدل نواری (strip) را ارائه می نماید. به علت در نظر نگرفتن سختی ورق هایی که خارج از حوزه کششی قرار دارند، این مدل سختی کمتری را در مقایسه با مدل با استفاده از المان پوسته (plate) نشان می دهد. با توجه به نتایج ارائه شده در شکل (۵) و داشتن سرعت تحلیل بالا، مدل نواری را جایگزین مناسبی نسبت به مدل اصلی برای سازه های تا این ارتفاع خواهد نمود. در این مثال، زمان تحلیل مدل دیوار برشی با المان پوسته تقریباً ۱۴ برابر زمان تحلیل برای دیوار برشی فولادی با المان نواری است.

شکل (۶) تصویر تغییر شکل یافته نمونه را در پایان تحلیل با استفاده از المان های پوسته و میله ای را ارائه می نماید که در آن نقطه شکست قاب قابل مشاهده است. همانطور که در آن شکل قابل مشاهده است، مکانیزم فروپاشی دو مدل با نتایج آزمایشگاهی (سمت چپ شکل)، مشابه بوده و هر دو از ناحیه اتصال تیر به ورق در یک سمت و ستون به صفحه ستون از سمت دیگر دچار فروپاشی شده اند.



شکل ۶- مدل کامپیوتری و محل شکست نمونه آزمایشگاهی [۶]

در شکل (۷) مقاطع ستون و تیر را برای مثال طراحی شده، ارائه گردیده است و ملاحظه می‌شود که مقاطع انتخاب شده برای ستون قوطی بوده که دو ورق متعامد و به صورت صلیبی درون آن جای گرفته است. گنجاندن این ورق‌ها به دلیل بالا بودن تقاضای نیروی محوری در این اعضا و همچنین تأمین سختی لازم برای شکل‌گیری عملکرد حوزه کششی در ورق جان‌ها می‌باشد. تغییر مقطع این اعضا نیز طبق آیین‌نامه با شیب یک به شش صورت گرفته است. جدول (۲) و (۳) ابعاد و اندازه‌های مقاطع تیر و اندازه‌های ستون ارائه شده است. به دلیل نبود الزامات کافی برای طراحی اعضای مرزی افقی، در این طراحی بیشتر سعی شده است که تناسب ابعادی بین اعضای مرزی افقی (تیرها) و اعضای مرزی عمودی (ستون‌ها) برقرار شود، تا عملکرد مناسبی داشته باشد.



شکل ۷- مقاطع تیر و ستون

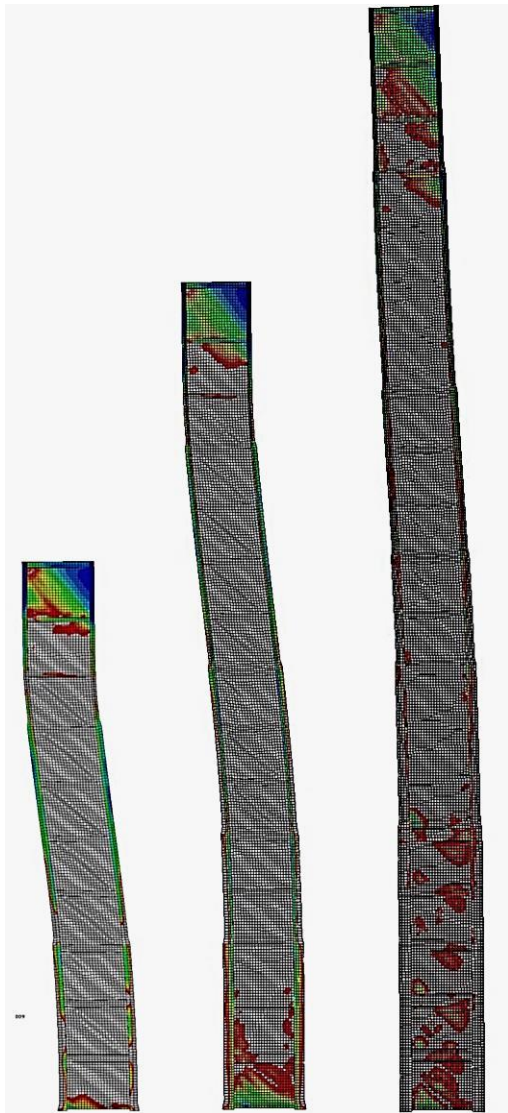
همانطور که در جدول (۲) و (۳)، ابعاد ستون‌ها از ۳۵۰ میلی‌متر در بالاترین طبقه تا ۹۰۰ میلی‌متر در پایین‌ترین طبقه

جدول ۱- تغییرات  $M$ ،  $K$  و  $V$  در لحظه  $0.02$  رادپان

سطح طبقه	ستون	تیر	ضخامت ورق دیوار (mm)	مقطع ستون (mm <sup>2</sup> )	مقطع تیر (mm <sup>2</sup> )
۲۰	C-04	PG-05	۴	۱۱۲۰۰	۴۵۰۰۰
۱۹	C-04	PG-03	۴	۸۴۰۰	۴۵۰۰۰
۱۸	C-04	PG-03	۴	۸۴۰۰	۴۵۰۰۰
۱۷	C-06	PG-05	۶	۱۱۲۰۰	۷۲۰۰۰
۱۶	C-06	PG-05	۶	۱۱۲۰۰	۷۲۰۰۰
۱۵	C-06	PG-05	۶	۱۱۲۰۰	۷۲۰۰۰
۱۴	C-07	PG-05	۸	۱۱۲۰۰	۹۰۰۰۰
۱۳	C-08	PG-08	۸	۱۶۰۰۰	۱۰۵۰۰۰
۱۲	C-08	PG-08	۸	۱۶۰۰۰	۱۰۵۰۰۰
۱۱	C-09	PG-08	۸	۱۶۰۰۰	۱۲۶۰۰۰
۱۰	C-10	PG-08	۱۰	۱۶۰۰۰	۱۴۴۰۰۰
۹	C-10	PG-08	۱۰	۱۶۰۰۰	۱۴۴۰۰۰
۸	C-11	PG-11	۱۰	۲۴۰۰۰	۱۶۸۰۰۰
۷	C-11	PG-11	۱۰	۲۴۰۰۰	۱۶۸۰۰۰
۶	C-12	PG-11	۱۲	۲۴۰۰۰	۱۸۹۰۰۰
۵	C-13	PG-14	۱۲	۳۶۰۰۰	۲۱۶۰۰۰
۴	C-13	PG-14	۱۲	۳۶۰۰۰	۲۱۶۰۰۰
۳	C-13	PG-14	۱۲	۳۶۰۰۰	۲۱۶۰۰۰
۲	C-14	PG-14	۱۵	۳۶۰۰۰	۲۴۰۰۰۰
۱	C-14	PG-14	۱۵	۳۶۰۰۰	۲۴۰۰۰۰



قابل مشاهده است. در نمای تغییر شکل یافته این سه مدل، توزیع تنش فون میسز، با حداکثر ۲۴۰۰ کیلوگرم بر سانتی متر مربع که تنش تسلیم ورق جان دیوار برشی فولادی می باشد، در پایان تحلیل دیده می شود. بدین صورت که رنگ خاکستری به معنای تنش های ۲۴۰۰ کیلوگرم بر سانتی متر مربع و به بالا می باشد. همانطور که مشاهده می شود غیر از یک و حداکثر دو طبقه اول و آخر در باقی طبقات، ورق جان دیوار برشی فولادی به تسلیم کامل رسیده است. در شکل (۹) نیز نمایی نزدیک تر از توزیع تنش در دیوار برشی ۱۵ طبقه تغییر شکل یافته در طبقات اول و هفتم ملاحظه می گردد. این شکل به طور واضح نشان می دهد که تمام ورق دیوار برشی فولادی در طبقات وسط به تسلیم کامل رسیده در حالی که ورق دیوار برشی در طبقه اول کماکان در حوزه الاستیک قرار دارد.



شکل ۸- تغییر شکل دیوار برشی فولادی

تغییر کرده است، که خود نشانگر بالا بودن نیروی طراحی این اعضا حتی در نبود بارهای ثقلی است. در این مدل کامپیوتری از بارگذاری بارافزون استفاده شده است. برش های اعمال شده به هر طبقه مانند فرضیات طراحی متناسب با ارتفاع طبقه نسبت به سطح زمین می باشد که بر گرفته از روش استاتیکی معادل در بارگذاری لرزه ای می باشد.

جدول ۲- ابعاد و اندازه های مقاطع تیر

تیر	H (mm)	B <sub>Top</sub> (mm)	t <sub>Top</sub> (mm)	t <sub>w</sub> (mm)	B <sub>Bot</sub> (mm)	t <sub>Bot</sub> (mm)
PG-03	۳۳۰	۲۰۰	۱۵	۸	۲۰۰	۱۵
PG-05	۴۴۰	۲۰۰	۲۰	۸	۲۰۰	۲۰
PG-08	۵۵۰	۲۴۰	۲۵	۸	۲۴۰	۲۵
PG-11	۶۶۰	۳۰۰	۳۰	۱۰	۳۰۰	۳۰
PG-14	۸۶۰	۴۰۰	۳۰	۱۵	۴۰۰	۳۰

جدول ۳- ابعاد و اندازه های مقاطع تیر

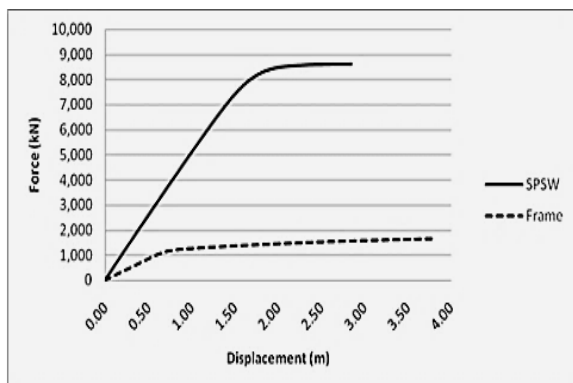
نام	پروفایل	H (mm)	B (mm)	t <sub>1</sub> (mm)	t <sub>2</sub> (mm)
C-04	B300x25	۳۵۰	۳۵۰	۲۵	۲۵
C-06	B400x30	۴۶۰	۴۶۰	۳۰	۳۰
C-07	B500x30	۵۶۰	۵۶۰	۳۰	۳۰
C-08	B500x35	۵۷۰	۵۷۰	۳۵	۳۵
C-09	B600x35	۶۷۰	۶۷۰	۳۵	۳۵
C-10	B600x40	۶۸۰	۶۸۰	۴۰	۴۰
C-11	B700x40	۷۸۰	۷۸۰	۴۰	۴۰
C-12	B700x45	۷۹۰	۷۹۰	۴۵	۴۵
C-13	B800x45	۸۹۰	۸۹۰	۴۵	۴۵
C-14	B800x50	۹۰۰	۹۰۰	۵۰	۵۰

### ۵- مقایسه رفتار دیوارهای بلندمرتبه

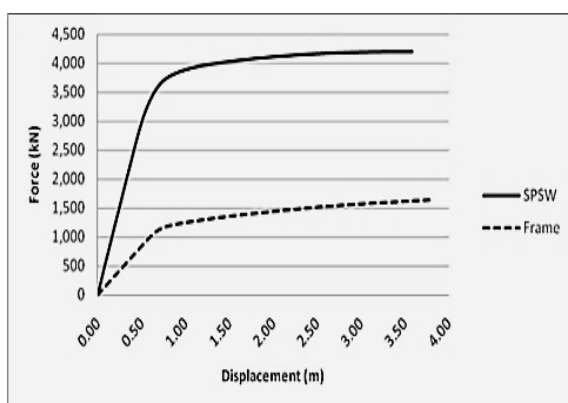
همانطور که در شکل (۸) مشاهده می شود به نوعی وقوع مد طبقه نرم در مکانیزم فروپاشی این سه مدل قابل مشاهده است. به این صورت که ابتدا دیوار برشی فولادی به صورت تیر طره با رفتار خمشی عمل کرده و سپس به دلیل به تسلیم رسیدن ورق جان دیوار در یک طبقه، جابجایی افقی در نمای تغییر شکل یافته دیوار برشی فولادی به وجود می آید، که این جابجایی در نمای تغییر شکل یافته مدل های ۱۵ و ۱۰ طبقه بهتر

### ۶- مقایسه رفتار دیوار برشی بلندمرتبه با قاب

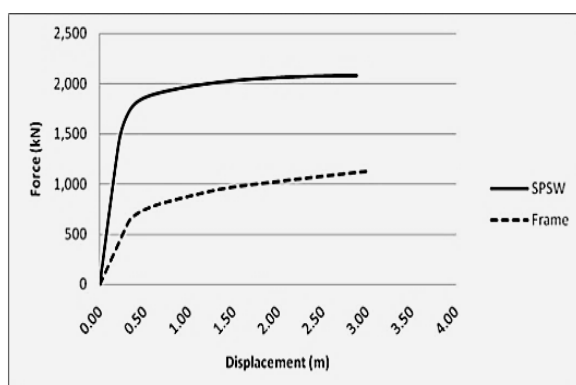
شکل‌های (۱۱) تا (۱۳) مقایسه رفتار هر کدام از این دیوارهای برشی فولادی با قاب خمشی، که با حذف ورق‌های دیوار برشی فولادی بدست می‌آید، با استفاده از نمودار برش پایه بر اساس بیشترین جابجایی نشان داده شده را ارائه می‌نماید.



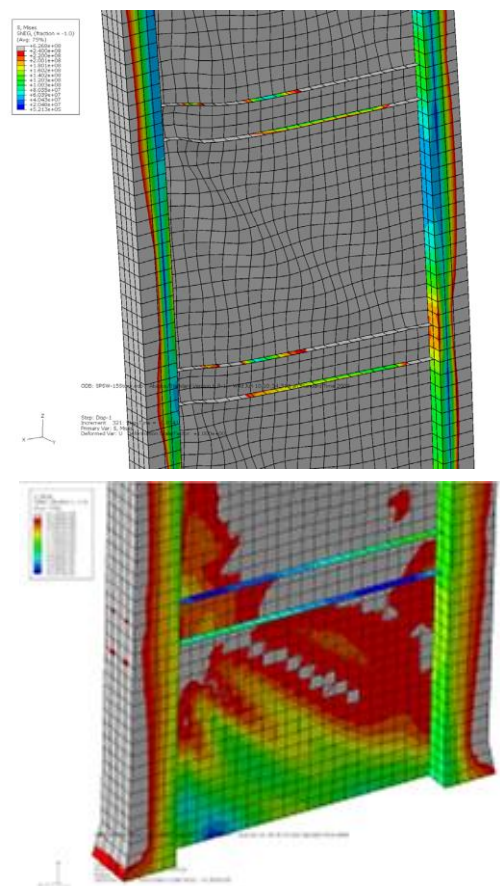
شکل ۱۱- نمودار برش پایه با حداکثر جابجایی ۲۰ طبقه



شکل ۱۲- نمودار برش پایه با حداکثر جابجایی (۱۵ طبقه)

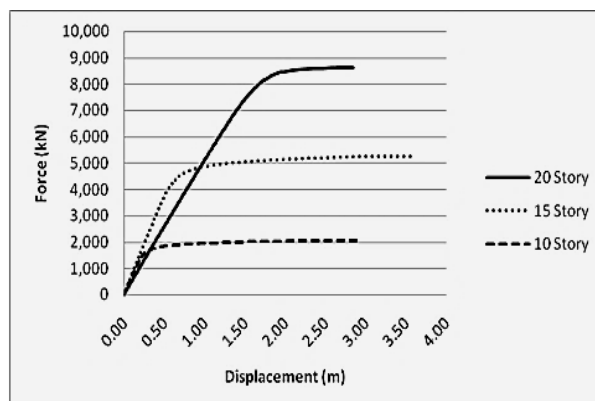


شکل ۱۳- نمودار برش پایه بر اساس جابجایی (۱۰ طبقه)



شکل ۹- توزیع تنش دیوار برشی فولادی ۱۵ طبقه در طبقات هفتم (بالا) و اول (پائین)

در شکل (۱۰) برش پایه بر اساس جابجایی بالاترین طبقه برای سه مدل ارائه شده است. همانطور که مشخص است، سختی دیوار برشی فولادی در اثر کاهش طبقات، افزایش و مقاومت نهایی آن، کاهش می‌یابد.



شکل ۱۰- نمودار برش پایه با حداکثر جابجایی



شکل ۱۴- تغییر شکل‌ها بعد از تحلیل قاب‌های خمشی

پرداخته می‌شود. با استفاده از روابط تنش‌های اصلی در دایره تنش مور و با در دست داشتن تنش‌های مان‌های ورق جان دیوار برشی فولادی می‌توان جهت تنش اصلی را محاسبه کرد، و سپس با مقادیر بدست آمده توسط رابطه ۱ مقایسه کرد. زاویه تسلیم ورق دیوار برشی فولادی ( $\alpha$ )، راستایی است که بیشترین تنش در آن شکل می‌گیرد و موجب به تسلیم رسیدن ورق می‌شود، که در واقع همان راستای تنش اصلی حداکثر می‌باشد. راستای تنش‌های اصلی متوسط مان‌های نزدیک به تقاطع تیر و ستون در ورق جان دیوار برشی فولادی طبقات اول، پنجم، دهم، پانزدهم و بیستم مدل‌های ۱۰، ۱۵ و ۲۰ طبقه و طبقات اول و چهارم مدل بحث شده، را بررسی و با مقادیر  $\alpha$  بدست آمده از رابطه ۱ مقایسه می‌گردد. در شکل (۱۵) نمودار تغییرات راستای تنش اصلی حداکثر ( $\theta$ ) با محور قائم، را در مدل ۱۰ طبقه، در طول زمان بارگذاری جانبی ملاحظه می‌گردد. این مقادیر برای طبقات اول و پنجم نسبت به راستای عمود (مانند  $\alpha$ ) نشان داده شده است. با توجه به اینکه زاویه تسلیم ورق دیوار برشی فولادی برای تمام طبقات بین ۳۷ تا ۴۰ درجه (با میانگین ۳۸/۵ درجه) از راستای قائم می‌باشد، ملاحظه می‌شود که زوایای راستای تنش اصلی حداکثر از قائم در طبقات پایین‌تر با مقادیر  $\alpha$  همخوانی ندارد و فاصله نمودارهای طبقات

همانطور که در این اشکال ملاحظه می‌شود، سختی و مقاومت نهایی دیوار برشی فولادی (SPSW) از سختی و مقاومت نهایی همان قاب (Frame) بدون وجود ورق دیوار برشی به مراتب بیشتر است. این اختلاف با کاهش تعداد طبقات نیز کاهش می‌یابد، بطوریکه مقاومت نهایی دیوار برشی فولادی ۲۰ طبقه، پنج برابر قاب خمشی ۲۰ طبقه با همان مقاطع می‌باشد، و این عدد در مورد دیوار برشی فولادی ۱۵ و ۱۰ طبقه به ترتیب به مقادیر ۲/۶ و ۱/۹ کاهش می‌یابد. نسبت سختی دیوار برشی فولادی ۲۰ طبقه، نسبت به قاب خمشی ۲۰ طبقه با همان مقاطع نیز، ۳/۱۱ و در مورد دیوار برشی فولادی ۱۵ و ۱۰ طبقه به ترتیب، ۳/۶۳ و ۳/۸۷ می‌باشد. افزایش این نسبت نشان دهنده تأثیرپذیری بیشتر دیوار برشی فولادی نسبت به قاب خمشی، در برابر تغییر ارتفاع است، که سختی دیوار برشی فولادی آهنگ تندتری نسبت به قاب خمشی در کاهش سختی با افزایش ارتفاع است، که این نتایج را در جدول (۴) قابل مشاهده است.

جدول ۴- سختی اولیه و مقاومت نهایی دیوارهای برشی فولادی و

قاب‌های خمشی

مقاومت نهایی (kN)	سختی اولیه (kN/mm)	مدل	
۵۲۷۰	۸۶۲۸	دیوار برشی	۲۰ طبقه
۱۶۹۰	۳۰۳۰	قاب خمشی	
۶۴۳۰	۴۱۹۵	دیوار برشی	۱۵ طبقه
۱۷۷۰	۱۳۶۹	قاب خمشی	
۷۵۸۰	۲۰۷۷	دیوار برشی	۱۰ طبقه
۱۹۶۰	۱۱۳۰	قاب خمشی	

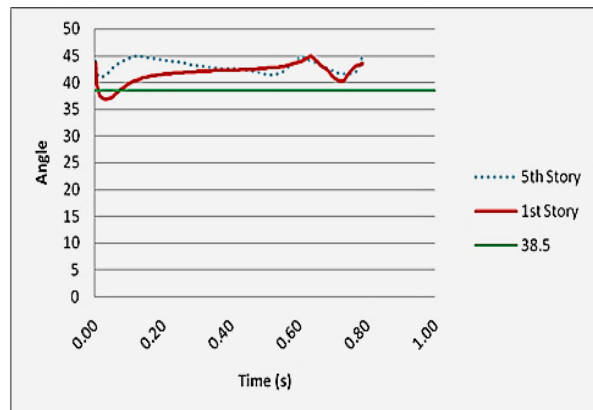
در شکل (۱۴) نمایی از مدل‌های قاب خمشی برگرفته شده از دیوار برشی فولادی را در قبل از شروع تحلیل و در پایان تحلیل ملاحظه می‌گردد. به خوبی تشکیل طبقه نرم را در طبقه چهارم از نمای تغییر شکل یافته قاب خمشی ۱۰ طبقه در آن شکل ملاحظه می‌شود. رفتار قاب خمشی ۱۰، ۱۵ و ۲۰ طبقه، در طبقات بالا تقریباً برشی بوده که دلیلی به غیر از نسبت دهی اجزای این قاب‌ها ندارد.

#### ۷- بررسی زاویه اصلی تنش در دیوار بلندمرتبه

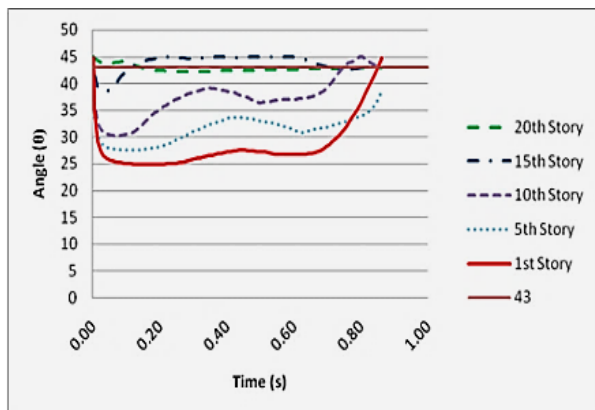
در این بخش به بررسی زاویه اصلی تنش در طبقات مختلف در سه مدل مورد بحث ۱۰، ۱۵ و ۲۰ طبقه دیوار برشی فولادی

پایین با نمودارهای طبقات بالا بیشتر شده است.

همانند نتایج مثال ۱۵ طبقه ملاحظه می‌گردد که زوایای راستای تنش اصلی حداکثر از قائم در طبقات پایین تر با مقادیر  $\alpha$  همخوانی ندارد و فاصله نمودارهای طبقات پایین با نمودارهای طبقات بالا بیشتر شده است. این نمودار بیانگر این است که با هر چه پایین تر رفتن در دیوار برشی فولادی، بدون در نظر گرفتن طبقه آخر که به دلیل شرایط مرزی رفتاری متفاوت دارد، زاویه تنش اصلی با قائم کاهش یافته و به قائم نزدیک تر می‌شود.



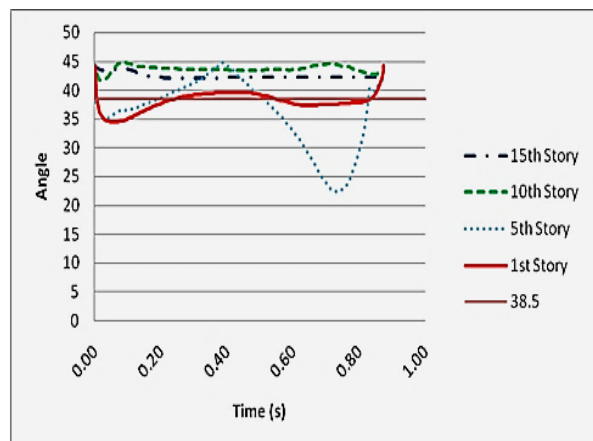
شکل ۱۵- تغییرات زاویه تنش اصلی دیوار ۱۰ طبقه



شکل ۱۷- تغییرات زاویه تنش اصلی دیوار (۲۰ طبقه)

شکل (۱۶) تغییرات راستای تنش اصلی حداکثر  $(\theta)$ ، را در مدل ۱۵ طبقه، در طول زمان بارگذاری جانبی را ارائه می‌نماید. این مقادیر برای طبقات اول و پنجم، دهم و پانزدهم نسبت به راستای عمود (مانند  $\alpha$ ) نشان داده شده است. با توجه به اینکه زاویه تسلیم ورق جان دیوار برشی فولادی ( $\alpha$ ) برای تمام طبقات بین ۳۸ تا ۴۰ درجه (با میانگین ۳۹ درجه) از راستای قائم می‌باشد، ملاحظه می‌شود که زوایای راستای تنش اصلی حداکثر از قائم تقریباً با زاویه تسلیم ورق جان دیوار برشی فولادی همخوانی دارد.

ملاحظه گردید، که زوایا از ۴۵ درجه که نشانگر برش خالص است شروع شده، سپس به قائم نزدیک شده و در نهایت نیز به هنگام فروپاشی سیستم به ۴۵ درجه بر می‌گردد. هر قدر زوایا کمتر باشند (و به قائم نزدیک تر باشند)، نشانگر افزایش نسبی تنش راستای قائم نسبت به تنش های دیگر و تبدیل رفتار از حالت برشی به خمشی می‌باشد. هر چه تعداد طبقات بیشتر باشد و هر چه به سمت پایین حرکت کنیم، رفتار دیوار برشی فولادی به خمش نزدیک تر می‌شود. با توجه به شباهت سیستم دیوار برشی فولادی با تیر طره، در دیوارهای برشی فولادی کوتاه، که تا کنون بیشتر مورد بررسی قرار گرفته‌اند، رفتار غالباً برشی بوده و با افزایش ارتفاع دیوار برشی فولادی، رفتار سیستم به رفتار خمشی همانند تیرها تبدیل می‌شود. این تغییر رفتار باعث افزایش تنش راستای قائم در ورق جان دیوار برشی فولادی و نزدیک شدن راستای تنش حداکثر در ورق جان دیوار برشی فولادی به راستای عمود می‌شود.



شکل ۱۶- تغییرات زاویه تنش اصلی دیوار (۱۵ طبقه)

#### ۸- مقایسه رفتار دیوار برشی فولادی بلندمرتبه با استفاده از المان‌های پوسته و میله‌ای

برای مقایسه بهتر استفاده از المان میله‌ای با المان پوسته‌ای، دیوار برشی های مورد بحث (۲۰ و ۱۵ طبقه) ساخته شده و

در شکل (۱۷) تغییرات راستای تنش اصلی حداکثر  $(\theta)$ ، را در مدل ۲۰ طبقه، در طول زمان بارگذاری جانبی ملاحظه می‌گردد. این مقادیر برای طبقات اول، پنجم، دهم، پانزدهم و بیستم نسبت به راستای عمود (مانند  $\alpha$ ) نشان داده شده است.



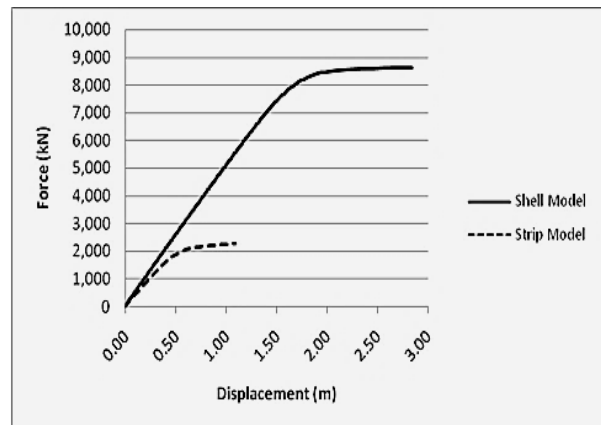
## ۹ - رفتار دیوار برشی فولادی بلندمرتبه با بازشو

به منظور بررسی رفتار دیوار برشی فولادی بلندمرتبه با بازشو به مقایسه این سیستم با رفتار دیوار برشی فولادی بدون بازشو پرداخته شده است، که از مدل دیوار برشی فولادی ۲۰ طبقه استفاده شده است. بازشدگی‌هایی بر حسب واحد میلی‌متر با ابعاد  $۲۲۰۰ \times ۷۰۰$  (مدل ۱)،  $۱۷۰۰ \times ۷۰۰$  (مدل ۲)،  $۱۲۰۰ \times ۷۰۰$  (مدل ۳) و  $۷۰۰ \times ۷۰۰$  (مدل ۴) در وسط دیوار برشی فولادی در تمام طبقات ایجاد شده است. به جهت سخت کردن قسمت باز شده می‌بایست با اعضای افقی و عمودی آن‌ها را محدود کرد. به همین منظور از دو تسمه به عرض پنجاه میلی‌متر، ضخامت ۲۰ میلی‌متر و به فواصل ۲۰۰ میلی‌متری از یکدیگر و در هر طرف ورق جان دیوار برشی فولادی و در دو جهت استفاده شده است (شکل (۲۰)).

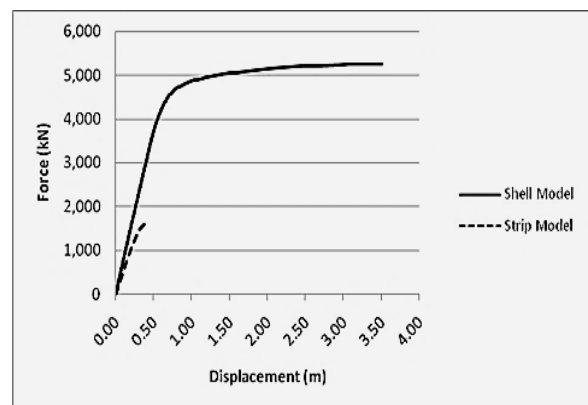
نتایج حاصل از تحلیل این دیوارها (SPSW) که در نمودار نیرو- تغییر مکان خلاصه شده، در شکل (۲۱) قابل مشاهده است. وجود بازشو (opening) تا میزان ۱۰٪ ( $۲۲۰۰ \times ۷۰۰$  میلی‌متر) مساحت جان دیوار برشی فولادی، تأثیری در سختی اولیه سازه نداشته و فقط بر میزان مقاومت نهایی آن مؤثر است و با افزایش بازشدگی از مقاومت نهایی کاسته می‌شود. علت اصلی این عملکرد (کاهش مقاومت نهایی)، عدم استفاده از تمام ظرفیت جان دیوار برشی فولادی به علت به تسلیم رسیدن زود هنگام قسمت میانی (تیر همبند) قبل از باقی قسمت‌های ورق جان دیوار برشی فولادی است. همچنین می‌توان به تأثیر وجود سخت‌کننده‌های مرزی بازشدگی  $۷۰۰ \times ۷۰۰$  میلی‌متری در افزایش سختی و مقاومت نهایی دیوار برشی فولادی اشاره کرد، که حتی با وجود بازشدگی به میزان کم، اثر مثبتی بر روی رفتار کلی دیوار برشی فولادی گذاشته است. شکل (۲۲) که نمایی از مدل‌های تغییر شکل یافته دیوار برشی فولادی با بازشو (۱)، (۲)، (۳ و ۴) در پایان تحلیل به همراه توزیع تنش آن را نشان می‌دهد، بیانگر به تسلیم رسیدن ورق میانی دیوار برشی فولادی (قسمت خاکستری) قبل از باقی قسمت‌های ورق می‌باشد. همچنین ناحیه میانی (تیر هم بند) تغییر شکلی کاملاً برشی داده و به تسلیم کامل رسیده است.

شکل (۲۳) و (۲۴)، نمایی نزدیک تر از تغییر شکل دیوارهای برشی فولادی ۲۰ طبقه با بازشو در طبقات چهارم و پنجم ارائه می‌نمایند.

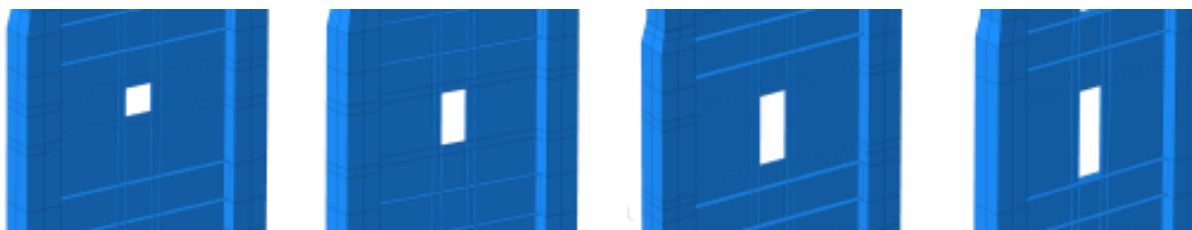
تحلیل بارافزون آن‌ها نیز در مقام مقایسه در کنار نتایج تحلیل دیوار برشی فولادی آمده است. در شکل (۱۸) نتایج تحلیل دیوار برشی فولادی ۲۰ طبقه به همراه مدل نواری (Strip) آن ارائه شده است. همانطور که از این نمودار قابل مشاهده است، اختلاف محسوسی بین نتایج این دو مدل وجود دارد. این اختلاف شامل سختی اولیه و مقاومت نهایی می‌باشد. همانطور که ملاحظه می‌شود مقاومت نهایی مدل پوسته‌ای (Shell) دیوار برشی فولادی تقریباً  $3/8$  برابر مدل نواری دیوار برشی فولادی ۲۰ طبقه است. در شکل (۱۹) نتایج تحلیل دیوار برشی فولادی ۱۵ طبقه به همراه مدل نواری آن ارائه شده است. همانطور که ملاحظه می‌شود مقاومت نهایی مدل پوسته‌ای دیوار برشی فولادی تقریباً  $2/9$  برابر مدل نواری دیوار برشی ۱۵ طبقه می‌باشد.



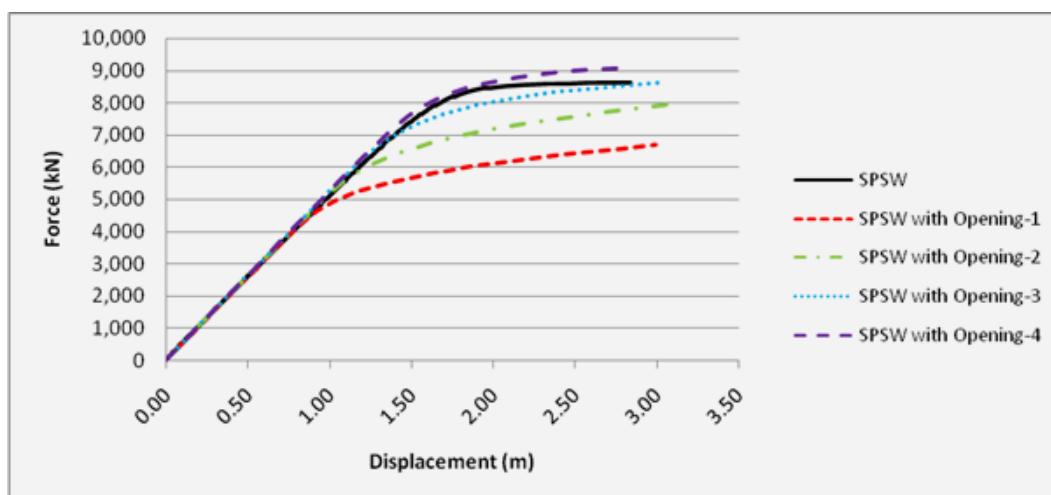
شکل ۱۸- برش برحسب بیشترین جابجایی (۲۰ طبقه)



شکل ۱۹- برش برحسب بیشترین جابجایی (۱۵ طبقه)



شکل ۲۰- دیوار برشی فولادی دارای بازشو (به ترتیب از راست مدل‌های ۱، ۲، ۳ و ۴)

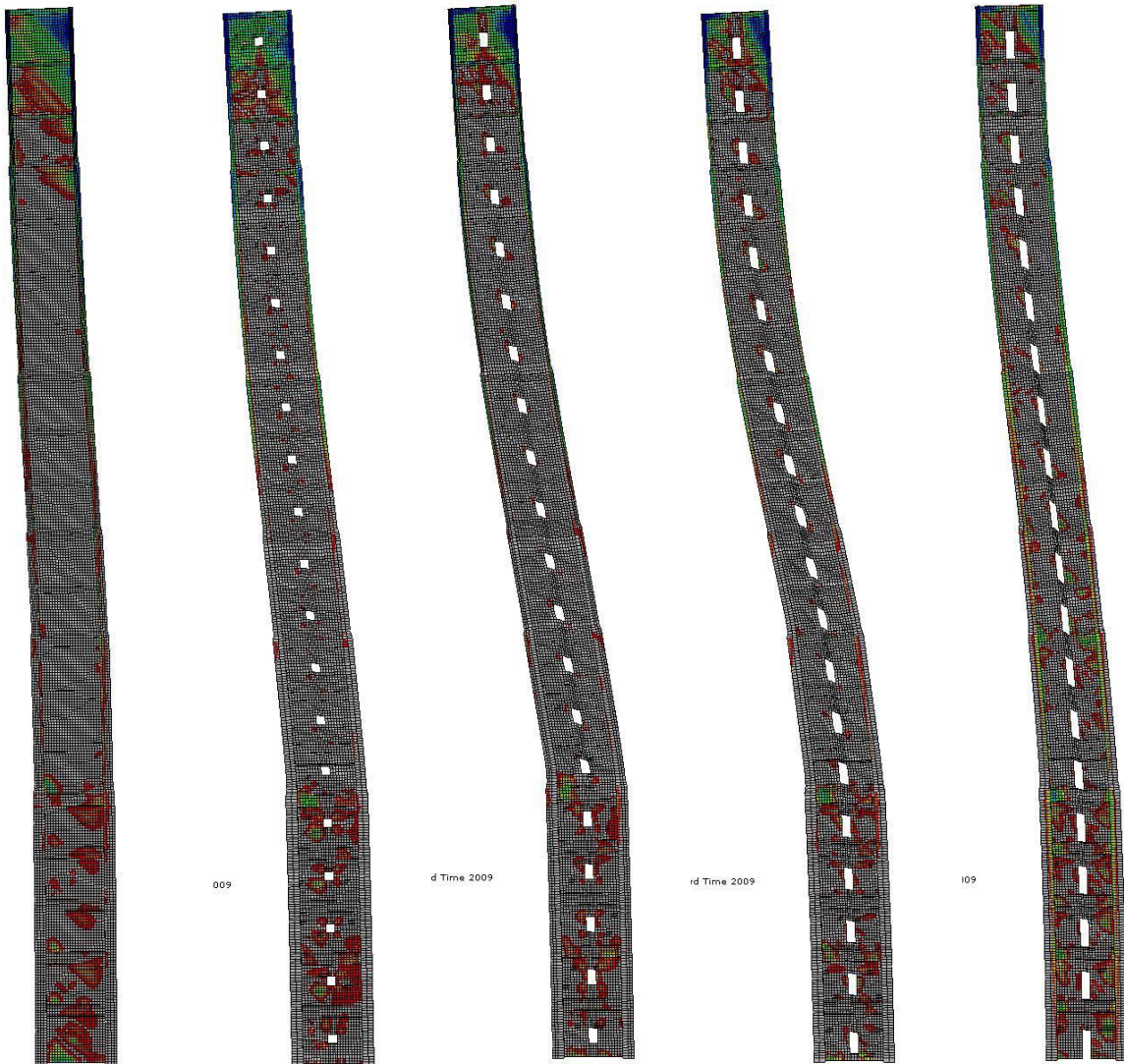


شکل ۲۱- نمودار نیرو-تغییر مکان دیوار برشی فولادی ۲۰ طبقه بدون بازشو و با بازشو

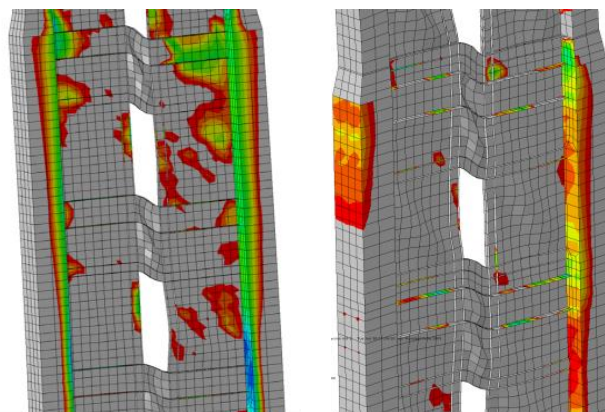
## ۱۰- نتیجه‌گیری

این روابط بر اساس مد فروپاشی برشی برای ورق جان دیوار برشی فولادی بدست آمده است و به علت عملکرد غالب خمشی در دیوارهای برشی فولادی بلندمرتبه، این مقادیر همخوانی ندارد. به طوریکه با افزایش تعداد طبقات دیوار برشی فولادی زوایای تنش اصلی به راستای عمود نزدیک‌تر می‌شوند. با مقایسه نتایج بدست آمده حاصل از مدل‌سازی با استفاده از المان پوسته و میله می‌توان به این نتیجه رسید که مدل میله‌ای، روش مناسب و جایگزین برای مدل پوسته‌ای در دیوارهای بلندمرتبه نمی‌تواند باشد، زیرا که با افزایش ارتفاع دیوار برشی فولادی و با غالب شدن رفتار خمشی دیگر نمی‌توان از ایده مکانیزم فروپاشی برشی برای بدست آوردن زاویه تمایل اعضای میله ای کششی استفاده کرد. بررسی رفتار دیوار برشی فولادی بلندمرتبه دارای بازشو نشانگر این بود که وجود بازشو باعث کاهش مقاومت نهایی و سختی می‌گردد. با کاهش ابعاد بازشو (از ۱۰٪ تا ۳٪ مساحت جان دیوار برشی فولادی) بر مقاومت نهایی سیستم افزوده شده، بطوریکه مقاومت نهایی در مدل‌های با بازشوه‌های کوچک به علت وجود سخت کننده سرتاسری

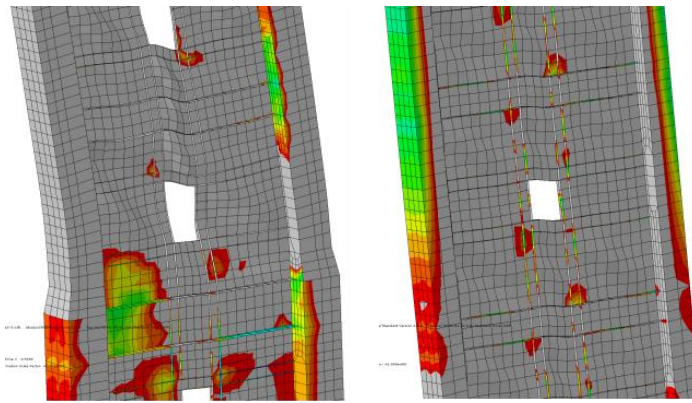
مقایسه رفتار دیوارهای برشی فولادی بلندمرتبه بایکدیگر نشان دهنده آن است که با کوتاه کردن دیوار برشی فولادی، به سختی آن افزوده شده و از مقاومت نهایی آن کاسته می‌شود و در کل این سیستم شکل پذیری بالایی دارد. با مقایسه رفتار دیوار برشی فولادی با قاب خمشی همان دیوارهای برشی می‌توان نتیجه گرفت که با کاهش طبقات دیوار برشی فولادی مقاومت نهایی این دو سیستم به هم نزدیک‌تر می‌شوند، بطوریکه سختی دیوار برشی فولادی دو تا پنج برابر قاب خمشی ۱۰ الی ۲۰ طبقه‌ای بوده است. همچنین نسبت سختی دیوار برشی فولادی به قاب خمشی حدوداً ۳ الی ۴ برابر برای سازه‌های ۲۰ الی ۱۰ طبقه می‌باشد، که خود بیانگر این مطلب است که هر چه از تعداد طبقات دیوار برشی فولادی کاسته شود بر سختی نسبی آن (در مقایسه با قاب خمشی) افزوده می‌شود، که این موضوع خود باعث کارایی این سیستم (دیوار برشی فولادی) حتی در سازه‌های کوتاه مرتبه می‌شود. با بررسی زوایای تنش در دیوار برشی فولادی مقایسه‌ها نشان داده اند که با توجه به اینکه



شکل ۲۲- نمایی از مدل تغییرشکل یافته دیوار برشی فولادی ۲۰ طبقه (به ترتیب از راست مدل‌های ۱، ۲، ۳، ۴ و بدون بازشو)



شکل ۲۳- بازشو (از راست مدل‌های ۱ و ۲)



شکل ۲۴- بازشو (از راست مدل‌های ۳ و ۴)

در اطراف بازشو از مقاومت نهایی دیوار برشی فولادی بدون بازشو بیشتر بوده و حتی شکل پذیری نیز افزایش می‌یابد. بدین معنا که وجود سخت کننده به میزان کم در دیوار برشی فولادی باعث افزایش مقاومت نهایی سیستم و همینطور شکل پذیری آن می‌شود.

#### ۱۱- مراجع

- [11] Berman, J. and Bruneau, M. (2003), "Experimental investigation of light-gauge steel plate shear walls for the seismic retrofit of buildings", Tech. Rep. MCEER-03-0001, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, Buffalo, N.Y.
- [12] Roberts, T.M. and Shahabian, F. (2001), "Ultimate resistance of slender web panels to combined bending, shear and patch loading", Journal of Construction Steel Research, Vol. 57, pp. 779-790.
- [13] Lee, S.C. and Yoo, C.H. (1998), "Strength of plate girder web panels under pure shear", Journal of Structural Engineering, Vol. 124, pp. 184-194.
- [14] Marsh, C., Ajam, W. and Ha, H. (1988), "Finite element analysis of post-buckled shear webs", Journal of Structural Engineering, Vol. 114, pp. 1571-1587.
- [15] Alinia, M.M. and Dastfan, M. (2007), "Cyclic behavior, deformability and rigidity of stiffened steel shear panels", Journal of Construction Steel Research, Vol. 63, pp. 554-563.
- [16] Shishkin, J.J., Driver, R.G. and Grondin, G.Y. (2009), "Analysis of steel plate shear walls using the modified strip model", Journal of Structural Engineering, Vol. 135, pp. 1357-66.
- [17] Berman, J.W. (2011), "Seismic behavior of coded designed steel plate shear walls", Journal of Engineering Structures, Vol. 33, pp. 230-244.
- [18] Gu, Y., Chen, W. and Zhang, C.Z. (2011), "Singular boundary method for solving plane strain elasto-static problems", International Journal of Solids Structures, Vol. 48, pp. 2549-2556.
- [19] Zhang, Y.M., Gu, Y. and Chen, J.T. (2011), "Boundary element analysis of 2D thin walled structures with high order geometry elements using transformation", Engineering Analytical Boundary Element, Vol. 35, pp. 581-586.
- [20] Mortazavi, M.R., Ghassemieh, M. and Ghobadi, M.S. (2013), "Research on the behavior of the steel plated shear wall by finite element method", Journal of Structures, Vol. 2013, pp. 1-9.
- [21] Ghassemieh, M. and Haidari N. (2014), "Parametric analysis of steel plated shear structures", Journal of Central South University, Vol. 21, pp. 2083-2090.
- [22] Rahmzadeh, A., Ghassemieh, M., Park, Y. and Abolmaali, A. (2016), "Effect of stiffeners on steel plate shear wall systems", Steel and composite structures, Vol. 20, pp. 545-569.
- [1] Astaneh-Asl, A. (2001), "Seismic behavior and design of steel shear walls", Steel TIPS Report, Structural Steel Educational Council, Moraga, CA, USA.
- [2] Astaneh-Asl, A. and Zhao Q. (2002), "Cyclic behavior of steel shear wall systems", Proceedings, Annual Stability Conference, Structural Stability Research Council, April, Seattle, USA.
- [3] Vian, D. and Bruneau, M. (2004), "Testing of special LYS steel plate shear walls", 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada.
- [4] Kharrazi, M.H.K. (2005), "Rational method for analysis and design of steel plate shear walls", Ph.D. Dissertation, University of British Columbia, Canada.
- [5] Sabouri-Ghomi, S. and Gholhaki, M. (2006), "Cyclic test on two specimens of three-story ductile steel plate shear wall", Report Submitted to Building and Housing Research Center, Iran.
- [6] Driver, R.G., Kulak, G.L., Kennedy, D.J.L. and Elwi, A.E. (1997), "Seismic behavior of steel plate shear walls", Structural Engineering Rep. No. 215, Dept. of Civil Engineering, Univ. of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada.
- [7] ATC, (1992), Guidelines for Seismic Testing of Components of Steel Structures, Applied Technology Council, Report 24, USA.
- [8] Caccese, V., Elgaaly, M. and Chen, R. (1993), "Experimental study of thin steel-plate shear walls under cyclic load", Journal of Structural Engineering, Vol. 119, pp. 573-587.
- [9] Sabouri-Ghomi, S. and Roberts, T.M., (1992), "Nonlinear dynamic analysis of steel plate shear walls including shear and bending deformations", Journal of Engineering Structures, Vol. 14, pp. 309-317.
- [10] Rezaei, M. (1999), "Seismic behavior of steel plate shear walls by shake table testing", PhD dissertation, Univ. of British Columbia, Vancouver, British Columbia, Canada.

- [23] SabouriGhomi, S. and Mousavi Gieh-Geshlagi, S.P. (2016), "Theoretical and numerical study of steel plate shear walls with unequal columns", Sazeh & Foolad, Vol. 19, pp. 5-15 (In Persian).
- [24] Gholipour, M. and Alinia, M.M. (2016), "Considerations on the pushover analysis of multi-story steel plate shear wall structures", Periodica Polytechnica Civil Engineering, Vol. 60, pp. 113-126.
- [25] Ebadi, P. and Farajloomanesh, S. (2017), "Optimal seismic design philosophy of steel plate shear walls considering peripheral frame contribution in behavior of system", Sazeh & Foolad, Vol. 21, pp. 51-67 (In Persian).
- [26] Qureshi, R.K. and Bruneau, M. (2019), "Behavior of steel plate shear walls subjected to repeated synthetic ground motions", Journal of Structural Engineering, Vol. 145, pp. 04019008.
- [27] ABAQUS User Manual, ABAQUS Inc. (2006) V6.4, USA.
- [28] Timler, P.A. and Kulak, G.L. (1983), "Experimental study of steel plate shear walls", Structural Engineering Rep. No. 114, Dept. of Civil Engineering, Univ. of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada.
- [29] National Standard of Canada (2002), Canadian Standards Association, Canada.
- [30] American National Standard, (2005), AISC Seismic provisions for structural steel building, AISC, Chicago, Ill., US.