

## محمد قاسم وتر

استادیار، پژوهشکده مهندسی  
سازه، پژوهشگاه بین‌المللی  
زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله.  
پست الکترونیک:  
vetr@iiees.ac.ir

## علی قمری\*

مربی، دانشکده فنی مهندسی،  
دانشگاه آزاد اسلامی واحد  
دره‌شهر.  
پست الکترونیک:  
ghaytool@yahoo.com

## ارائه روشی ساده جهت تحلیل غیرخطی دیوار برشی فولادی لاغر

علی‌رغم رفتار مناسب دیوارهای برشی فولادی در زلزله‌های گذشته و همچنین مطالعات آزمایشگاهی انجام شده در این زمینه، عواملی چون ضعف نرم‌افزارهای رایج مهندسی (SAP و ETABS) در رفتار پس‌کمانشی ورق فولادی و عدم وجود آیین‌نامه ملی در این زمینه مانع از گسترش وسیع این سیستم در جامعه مهندسی ایران شده است. در این مقاله، روش ابتکاری ارائه شده که صفحه فولادی با یک المان قطری با ظرفیت کششی و فشاری محدود جایگزین می‌شود که ضعف‌های دیگر روش‌ها را مرتفع می‌کند. مقایسه نتایج آزمایشگاهی با نتایج حاصل از این روش دقت بالای روش ارائه شده را در برآورد رفتار خطی و غیرخطی (سختی الاستیک، ظرفیت نهایی دیوار و غیره) دیوار برشی فولادی نشان می‌دهد. علاوه بر آن، روش پیشنهادی زمان تحلیل را به‌طور قابل ملاحظه‌ای کاهش می‌دهد. از طرفی قابلیت تحلیل غیرخطی استاتیکی و دینامیکی را با دقت قابل قبول فراهم می‌نماید.

**واژگان کلیدی:** دیوار برشی فولادی، رفتار لرزه‌ای، مهاربند معادل، تحلیل غیرخطی.

## ۱- مقدمه

با پیشرفت علم مهندسی سازه و گسترش رایانه‌های پیشرفته، امکان دستیابی به سیستم‌های با کارایی بالاتر مهیاتر شده است. در این بین، دیوار برشی فولادی یکی از گزینه‌های مناسب است که مطالعات انجام شده در مورد رفتار لرزه‌ای دیوار برشی فولادی و تجربه زلزله‌های گذشته نویدبخش یک سیستم مؤثر و شکل‌پذیر در برابر بارهای جانبی می‌باشد. از طرفی این سیستم از سختی مناسبی برخوردار است [۱]. علی‌رغم رفتار مناسب آن، این سیستم دارای ضعف‌هایی است که محققان برای مرتفع کردن آنها، مطالعات جامعی انجام داده‌اند که می‌توان به دیوارهای نیمه‌نگهداری شده در لبه‌ها اشاره نمود [۲]. در این سیستم، ورق فولادی تنها به تیر متصل می‌شود و به‌جای اتصال کامل به ستون‌های اصلی قاب، از

ستون‌های فرعی استفاده می‌شود. بنابراین تنش‌ها در ستون به‌طور قابل ملاحظه‌ای کاهش پیدا می‌کند، اما ضعف عمده آن این است که سختی و مقاومت جانبی سیستم به شدت کاهش پیدا می‌کند. لذا دیوار برشی نیمه‌نگهداری شده در لبه‌ها، عملکرد بهتری نسبت به دیوار برشی فولادی معمولی ندارد. نوع جدیدی از دیوارها نیز با به‌کارگیری الیاف پلیمری [۳] معرفی شده‌اند که در آن الیاف پلیمری باعث بهبود رفتار می‌شود، اما هزینه ساخت بسیار بالا می‌رود. از دیگر انواع جدیدتر دیوارهای برشی فولادی، می‌توان به دیوارهای برشی پانلی اشاره نمود که باعث بهبود رفتار سیستم شده‌اند [۴-۶]. مدل‌سازی و تحلیل دیوار برشی فولادی با توجه به کمانش خارج از صفحه و رفتار پس از کمانشی ورق فولادی از پیچیدگی بالایی برخوردار است که نرم‌افزارهای مهندسی متعارف قادر به مدل‌سازی و تحلیل آن با دقت بالا در ناحیه غیرخطی نیستند. لذا مدل‌سازی و تحلیل غیرخطی آن باید با فرضیات ساده‌کننده‌ای انجام شود که گاه با خطاهای بسیاری همراه است. همچنین عدم وجود

\* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۴/۱۱/۱۲، بازنگری ۱۳۹۵/۳/۱۹، پذیرش ۱۳۹۵/۵/۱۰.

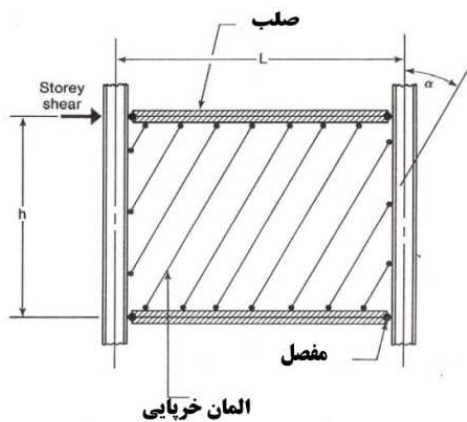
به‌طور چشمگیری زیاد می‌باشد، نمایان‌تر است. در سازه‌های دارای دیوار برشی فولادی با استفاده از روش پیشنهادی، حجم المان‌های لازم برای مدل‌سازی حداقل به ۰/۱ کاهش خواهد یافت. روش ارائه شده از مزایای سایر محققان بهره‌مند بوده و نقص‌های آنها را مرتفع می‌نماید. لذا مروری گذرا بر مدل‌های ارائه شده نقص‌های این روش‌ها را روشن می‌نماید.

## ۲- مدل‌های تحلیلی

محققان کانادایی [۹-۱۵]، براساس مطالعات آزمایشگاهی روشی نواری را برای تحلیل دیوار برشی فولادی بدون سخت‌کننده و فاقد بازشو ارائه و بسط دادند. در این روش، دیوار برشی فولادی با یکسری المان‌های خریایی با زاویه مشخص مطابق رابطه زیر جایگزین می‌شود:

$$\tan^4 \alpha = \frac{1 + t_w \cdot L \left[ \frac{1}{2A_c} + \frac{L^3}{120I_b \cdot h} \right]}{1 + t_w \cdot h \left[ \frac{1}{A_b} + \frac{h^3}{360I_c \cdot L} \right]} \quad (1)$$

در رابطه فوق  $I_c$ ،  $I_b$ ،  $t_w$  و  $h$  و  $L$  به ترتیب، ممان اینرسی تیر و ستون، ضخامت صفحه، ارتفاع و طول پانل هستند. این روش در آیین‌نامه ملی کانادا و با تغییراتی اندک در اغلب آیین‌نامه‌های معتبر جهانی پذیرفته شده است. شکل ۱ نمای شماتیک مدل نواری را نشان می‌دهد.



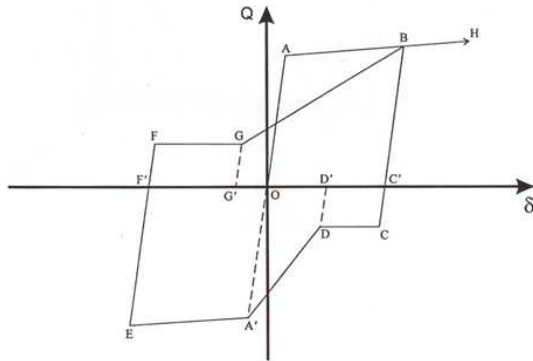
شکل ۱- روش نواری [۱۵].

رضایی [۱۵] نشان داد که تنش‌های صفحه‌ای در

آیین‌نامه ملی در این زمینه بر مشکلات این سیستم کارآمد و اقتصادی برای محققان ایرانی افزوده است. اغلب محققان و طراحان ایرانی از آیین‌نامه‌های آمریکا [۷] و کانادا [۸] استفاده می‌کنند که پیچیدگی و کم‌دقت بودن روش‌های توصیه شده در این آیین‌نامه‌ها در زمینه مدل‌سازی دیوار با المان‌هایی که قابلیت تحلیل غیرخطی در نرم‌افزارهای رایج مهندسی همانند SAP2000 و ETABS، را فراهم کند، طراحان را با مشکل مواجه خواهد نمود. از طرفی اجرای هر سیستمی در عمل با نقص‌هایی همراه بوده که لازم است ناظر با توجه به دانش در خصوص آن مورد، اقدام به تأیید یا رد مورد اجرا شده با نقشه‌های اجرایی نماید که لازمه آن توانایی تخمین رفتار سیستم می‌باشد که همان‌طور که ذکر گردید از مشکلات دیوارهای برشی فولادی است. لذا علی‌رغم مزایای فراوان دیوار برشی فولادی نسبت به سایر سیستم‌های باربر جانبی عواملی از جمله فقدان یک ابزار تحلیل مؤثر و قابل اعتماد مانع گسترش این سیستم می‌شود. هر چند تخمین رفتار این سیستم با استفاده از نرم‌افزارهای المان محدود نتایج قابل قبولی ارائه می‌دهد، اما انجام تحلیل‌های پیشرفته با لحاظ نمودن اثرات غیرخطی هندسی و مصالح، بسیار مشکل، زمان‌بر و پرهزینه می‌باشد. از طرفی افزایش تعداد طبقات و بالطبع افزایش المان‌ها بر مشکلات تحلیل سیستم می‌افزاید. لذا ضرورت ایجاد روشی ساده و کارآمد که به‌واسطه آن با استفاده از حداقل المان‌های معادل بتوان رفتار لرزه‌ای دیوار برشی فولادی را به کمک نرم‌افزارهای رایج و متعارف مهندسی همچون SAP و ETABS در ناحیه غیرارتجاعی مورد مطالعه و آنالیز قرار داد، ضروری می‌باشد.

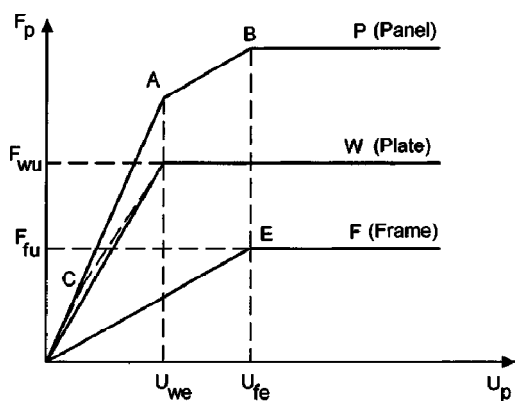
در این مقاله روشی ساده و کارا با حداقل المان ممکن (تک المان قطری) مورد نیاز ارائه شده که به راحتی مدل‌سازی این سیستم را در نرم‌افزارهای رایج مهندسی میسر می‌سازد. اهمیت استفاده از این روش خصوصاً در سازه‌های با تعداد طبقات زیاد که تعداد دیوارهای برشی

از دیگر روش‌های تحلیلی می‌توان به مدل میمورا و آکیاما [۲۰] اشاره نمود که یک مدل جهت برآورد رفتار هیسترتیک دیوار برشی فولادی می‌باشد (شکل ۴).



شکل ۴- مدل هیسترتیک میمورا [۲۰].

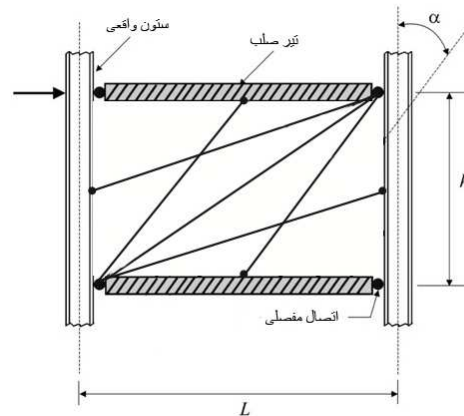
در سال ۱۹۹۲ روش اندرکنش قاب-صفحه توسط صبوری و روبرتز [۲۱] ارائه گردید که تحلیل و تخمین رفتار دیوارهای نازک تا ضخیم، با سخت کننده و بدون سخت کننده، دارای بازشو را پوشش می‌دهد. در این روش، قاب محیطی و ورق فولادی مجزا تحلیل شده و برای دستیابی به منحنی بار-تغییر مکان پانل، اندرکنش آنها مطابق شکل ۵ در نظر گرفته می‌شود. خرازی [۲۲] با در نظر گرفتن اثر برش و خمش پانل این روش را اصلاح نمود.



شکل ۵- روش اندرکنش قاب-دیوار [۲۱].

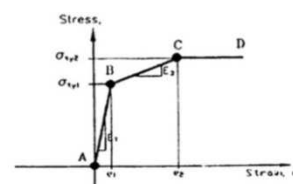
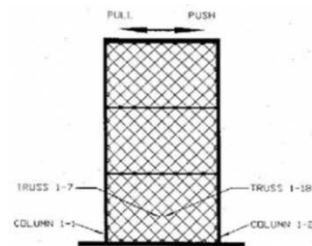
هر یک از روش‌هایی ارائه شده از مزایا و نقص‌هایی برخوردار بوده که کاستی‌ها را می‌توان در چند بند زیر خلاصه نمود:

عرض ورق فولادی یکنواخت نبوده و رفتار واقعی دیوار برشی تقویت شده پیچیده‌تر از آن است که با یکسری المان‌های خرابایی موازی مدل‌سازی شود. نتایج تحقیقات رضایی حاکی از آن است که زاویه نوارهای کششی در گوشه‌های ورق فولادی به قائم و در وسط صفحه به افق تمایل دارند. لذا وی مدل نواری غیرموازی، شکل ۲، را پیشنهاد نمود که سطح مقطع نوارهای کششی براساس میزان اندرکنش قاب و دیوار تعیین می‌شود.



شکل ۲- مدل نواری غیرموازی [۱۵].

الگالی و همکاران [۱۶-۱۹] دریافتند که کرنش کششی در صفحه یکنواخت نبوده، لذا یک منحنی تنش-کرنش با سه ناحیه الاستیک، الاستو پلاستیک و پلاستیک کامل برای المان‌های خرابایی جهت انعکاس چنین رفتاری پیشنهاد کردند. در این مدل، حداقل ۸ المان کششی با زاویه نزدیک به ۴۵ درجه برای مدل‌سازی دیوار لازم است (شکل ۳).



شکل ۳- مدل سه خطی الگالی [۱۸].

سطح مقطع مؤثر در قطر پانل می‌توان این سختی را در سیستم معادل تأمین نمود. به منظور دستیابی به سطح مقطع بادبند معادل دیوار برشی فولادی، سختی الاستیک دیوار را ملاک عمل قرار داده و با مساوی قرار دادن آن با سختی الاستیک یک مهاربند تحت تأثیر بار محوری، سطح بادبندی معادل دیوار محاسبه خواهد شد. روش پیشنهادی براساس فرضیات زیر استوار است:

- رفتار ورق فولادی به صورت الاستیک و کاملاً پلاستیک است.

- ستون‌ها به اندازه‌ی کافی صلب هستند به طوری که بتوان از تغییرشکل آنها در محاسبه‌ی تغییرشکل برشی ورق فولادی صرف‌نظر نمود و همچنین بتوان فرض نمود میدان کششی تشکیل شده پس از کمانش ورق به صورت یکنواخت تمام سطح ورق را فراگیرد.

- اختلاف بین مقدار کششی در دو طبقه‌ی مجاور، کوچک بوده به طوری که ممان ایجاد شده در تیرهای طبقات در اثر میدان کششی ناچیز باشد. - از اثر تنش‌های ناشی از خمش بر روی تنش‌های کمانشی ورق صرف‌نظر می‌شود.

- تغییرمکان برشی ورق فولادی هنگام کمانش، از ضرب کرنش برشی در ارتفاع پانل قابل محاسبه است.

تا قبل از کمانش ورق فولادی وضعیت تنش‌ها به صورت شکل ۶ می‌باشد. در این حالت، تنش‌های مساوی کششی و فشاری اصلی در امتداد زاویه‌ی ۴۵ درجه و ۱۳۵ درجه تا زمان رسیدن به تنش بحرانی کمانش ورق تشکیل می‌گردد. تنش برشی بحرانی از تئوری کلاسیک پایداری مطابق رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$\tau_{cr} = \frac{K_v \cdot \pi^2 \cdot E}{12(1 - \nu^2)} \left(\frac{t}{b}\right)^2 \quad (2)$$

در این رابطه،  $K_v$  ضریب کمانش صفحات است که براساس نسبت ابعاد به صورت زیر محاسبه می‌شود:

- رویکرد جدید آیین‌نامه‌ها و تلاش محققان به سوی روش‌هایی است که بتوان از روش طراحی براساس عملکرد سود جست. کاربرد روش اندرکنش قاب-صفحه (همچنین روش اصلاح شده آن)، صرفاً محدود به تحلیل دستی بوده و کنترل مفاصل پلاستیک در سطوح عملکردی، میسر نیست. هر چند این روش از سادگی و دقت مناسبی برخوردار می‌باشد.

- در تمامی روش‌های جایگزینی ورق فولادی با المان‌های خرپایی، زمان تحلیل غیرخطی سازه‌های با تعداد طبقات زیاد به صورت چشمگیری افزایش خواهد یافت که علاوه بر افزایش زمان تحلیل، اغلب واگرایی نتایج را در پی خواهد داشت.

- در روش‌های نواری موازی و غیرموازی، خمش ستون ناشی از نیروهای محوری المان‌ها موجب برآورد سختی الاستیک، کمتر از مقدار واقعی خواهد بود. علاوه بر آن، کنترل تشکیل مفاصل پلاستیک تیر صلب فوقانی، در این مدل‌ها دیده نشده است. همچنین بررسی سطوح عملکردی، با توجه به عدم توزیع مناسب سختی‌ها در المان‌های خرپایی معادل، ملاک و معیار مناسبی جهت ایجاد مفاصل پلاستیک و کنترل آنها در المان‌های خرپایی وجود ندارد.

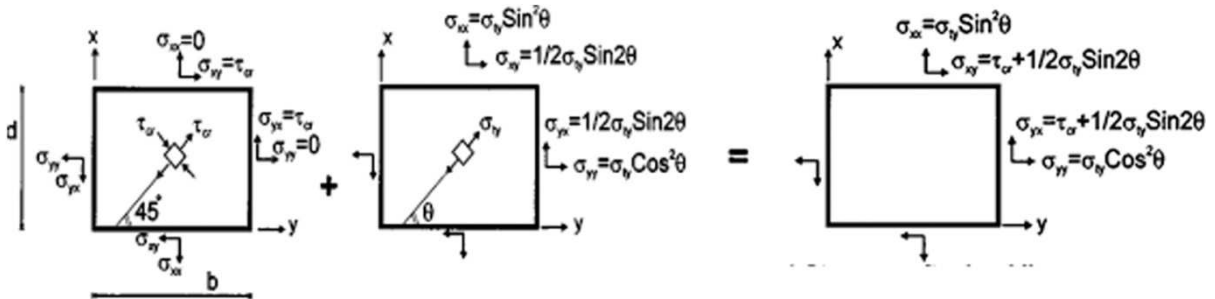
- مدل‌سازی به کمک نرم‌افزارهای المان محدود از قبیل ANSYS و ABAQUS پیچیده، پرهزینه و بسیار زمان‌بر است. همچنین تحلیل دیوار برشی فولادی با طبقات زیاد با رایانه‌های معمولی امکان‌پذیر نیست.

### ۳- معرفی روش پیشنهادی تک‌قطری معادل

نتایج بررسی محققان نشان می‌دهد که سطح نوار میانی ورق فولادی در امتداد قطر پانل بیشترین تأثیر را در سختی معادل سیستم خواهد داشت. لذا با استفاده از

$$\tau_y = \frac{F_y}{\sqrt{3}} \quad (۴)$$

در صورت نازک بودن ورق فولادی و کمانش آن قبل از جاری شدن، ورق پس از کمانش قادر به تحمل تنش‌های فشاری بیشتر نخواهد بود ولی همان‌طور که در شکل ۶ مشاهده می‌گردد تنش‌های کششی تا جاری شدن ورق فولادی می‌توانند افزایش یابند. بدین ترتیب پس از کمانش ورق با شکل‌گیری تدریجی میدان کششی و گسترش آن در تمام سطح آن مکانیزم باربری جدیدی ایجاد می‌گردد.



شکل ۶- وضعیت تنش‌ها در ورق فولادی قبل و بعد از کمانش ورق.

میسز<sup>۱</sup> استوار است. بدین ترتیب می‌توان تنش جاری شدن میدان کششی ورق در وضعیت جاری شدن ورق فولادی تحت برش را به صورت زیر محاسبه نمود. با رجوع به وضعیت تنش‌ها در شکل ۶ و بر مبنای روش فون میسز داریم:

$$(\sigma_{xx} - \sigma_{yy}) + \sigma_{yy}^2 + \sigma_{xx}^2 + 6\tau_{xy}^2 - 2\sigma_0^2 = 0 \quad (۸)$$

با جایگذاری معادلات (۵) و (۶) در معادله (۷)، معادله زیر برای دستیابی به تنشی که در آن تسلیم اتفاق می‌افتد به دست می‌آید:

$$3\tau_{cr}^2 + 3\tau_{cr}^2 \cdot \sigma_{ty} \cdot \sin 2\theta + \sigma_{ty}^2 - \sigma_0^2 = 0 \quad (۹)$$

در این حالت، نیروی برشی ورق هنگام جاری شدن برابر است با:

$$K_v = 5.34 + \frac{4}{(d/b)^2} \quad \frac{d}{b} \leq 1 \quad (۳)$$

$$K_v = 4 + \frac{5.34}{(d/b)^2} \quad \frac{d}{b} \geq 1$$

در این روابط  $\tau_{cr}$  تنش بحرانی،  $v$  ضریب پواسون،  $t$  ضخامت ورق و  $b$  عرض پانل برشی است.

در صورت ضخیم بودن ورق فولادی به طوری که تنش برشی بحرانی از تنش برشی حد جاری شدن یعنی  $\tau_y$  تجاوز نماید، در آن صورت از نقطه نظر تئوریک، ورق فولادی زمانی جاری خواهد شد که:

معمولاً تنش‌های ورق در دیواربرشی فولادی بین ۳۵ تا ۵۵ درجه می‌باشند که فرض تنش حدوداً ۴۵ درجه از دقت بالایی برخوردار است. اگر زاویه‌ی میدان کششی به وجود آمده ۴۵ درجه فرض شود، تنش‌های درون صفحه معادل تسلیم ورق فولادی بدون منظور نمودن تنش‌های بحرانی هنگام کمانش برابر خواهد بود با:

$$\sigma_{xx} = \sigma_{ty} \cdot \sin^2 \theta \quad (۵)$$

$$\sigma_{yy} = \sigma_{ty} \cdot \cos^2 \theta \quad (۶)$$

$$\tau_{xy} = \tau_{cr} + 0.5F_{ty} \cdot \sin 2\theta \quad (۷)$$

همچنین در وضعیتی که ورق فولادی تحت برش خالص باشد، معیار جاری شدن بر مبنای معیار تسلیم فون

<sup>۱</sup> von Mises

$$A_{Br} = \frac{l^2 \cdot t \cdot L}{2.6h^2} \quad (16)$$

در رابطه فوق، ضریب پواسون مصالح فولادی برابر ۰/۳ منظور شده است. سطح مقطع مهاربند معادل، مقاومت بیشتری از صفحه فولادی خواهد داشت. پس ظرفیت آن بایستی به صورت زیر اصلاح شود. با توجه به اینکه محققان نشان داده‌اند، زاویه میدان کشش قطری در دیوار برشی فولادی حدوداً برابر ۴۵ درجه است، لذا برای دستیابی به معادلات تک قطری معادل از این ایده استفاده می‌کنیم. اگر مقاومت جانبی مهاربند معادل و دیوار برشی را مساوی هم قرار دهیم، با داشتن سختی هر دو مقطع می‌توان به رابطه اصلاح شده دست یافت که به صورت زیر به دست می‌آید.

$$V_{u Br} = F_{wu} \quad (17)$$

$$\delta_{Br} = U_{we} \cdot \cos \beta \quad (18)$$

$$V_{u Br} = \frac{E \cdot A_{Br}}{L_{Br}} \cdot U_{we} \cdot \cos \beta \quad (19)$$

$$\frac{E \cdot A_{Br}}{L_{Br}} \cdot U_{we} \cdot \cos \beta = 0.5L \cdot t_w \cdot \sigma_0 \cdot U_{we} \quad (20)$$

با اعمال تنش اصلاح شده، ظرفیت نهایی مهاربند بر ظرفیت واقعی دیوار برشی فولادی منطبق خواهد شد.

#### ۴- بررسی دقت روش پیشنهادی

##### ۴-۱- معرفی مدل آزمایشگاهی چهار طبقه دانشگاه

##### آلبرتا

به منظور بررسی صحت نتایج روش پیشنهادی، نتایج مدل آزمایشگاهی چهار طبقه دانشگاه آلبرتا (هندسه و بارهای اعمالی مطابق مرجع [۷]) با نتایج روش پیشنهادی مقایسه شده است. این مدل آزمایشگاهی یکی از معتبرترین مدل‌های دنیا بوده که ملاک مطالعات بسیاری از محققان دنیا در دقت سنجی نتایج یا بررسی رفتار دیوار برشی فولادی می‌باشد. شکل ۸ هندسه و

$$V_{wu} = b \cdot t \left( \tau_{cr} + \frac{1}{2} \sigma_{ty} \cdot \sin 2\theta \right) \quad (10)$$

با استفاده از اصول آنالیز پلاستیک بر مبنای روش انرژی، با مساوی قرار دادن دو سطح تغییرمکان، تغییرمکان حد تسلیم به صورت زیر محاسبه می‌گردد:

$$\left( \frac{1}{4} \sigma_{ty} \cdot \sin 2\theta \right) t \cdot b \cdot U_{wpb} = \frac{\sigma_{ty}^2}{2E} h \cdot b \cdot t \quad (11)$$

در رابطه فوق،  $h$  ارتفاع قاب و  $E$  مدول الاستیسیته می‌باشد. سایر پارامترها قبلاً معرفی شده‌اند.

بنابراین تغییرمکان ورق برشی  $U_w$  برابر است با:

$$U_w = \left( \frac{\tau_{cr}}{G} + \frac{2\sigma_{ty}}{E \cdot \sin 2\theta} \right) d \quad (12)$$

در این رابطه،  $G$  مدول برشی ورق است.

با داشتن نیروی برشی به دست آمده از رابطه (۱۰) و تغییرمکان برشی، رابطه (۱۱)، سختی برشی ورق فولادی برابر است با:

$$K_w = \left( \frac{b \cdot t}{d} \right) \left( \frac{\tau_{cr} + 0.5\sigma_{ty} \cdot \sin 2\theta}{\frac{\tau_{cr}}{G} + \frac{2\sigma_{ty}}{E \cdot \sin 2\theta}} \right) \quad (13)$$

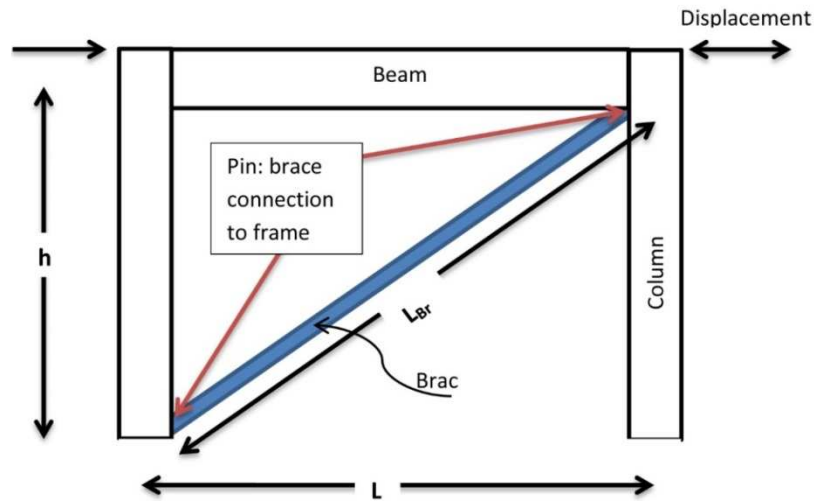
از طرفی سختی محوری قطری مهاربند ( $E \cdot A / L$ ) که  $L$  طول مهاربند،  $E$  مدول الاستیسیته و  $A$  سطح مقطع مهاربند است) با استفاده از زاویه قرارگیری مهاربند نسبت به افق، قابل تبدیل به سختی برشی بوده و برابر است با:

$$K_{br} = \frac{E \cdot A}{L} \cos^2 \theta \quad (14)$$

همچنین با مساوی قرار دادن سختی برشی مهاربند قطری معادل  $\Delta_{Brace}$  و ورق فولادی  $U_{we}$ ، می‌توان به سطح مقطع مهاربند  $A_{Br}$  تک قطری معادل ورق دست یافت که در شکل (۷) به صورت شماتیک نمایش داده شده است. لذا پس از ساده سازی، سطح مقطع قطری معادل به صورت زیر به دست می‌آید.

$$\Delta_{Brace} = U_{we} \quad (15)$$

بارهای اعمالی وارد بر مدل چهار طبقه مذکور را نشان می‌دهد.



شکل ۷- تک قطری معادل.

دیوار برشی فولادی در دسترس است که می‌توان تیرها و ستون‌ها را از نوع المان Beam188 یا Beam189 انتخاب نمود و صفحه فولادی را از نوع Shell81، Shell43 و Shell143 انتخاب نمود. اما برای افزایش دقت مدل‌سازی، از المان Shell181 برای مدل‌سازی تمام اجزا شامل تیر، ستون و صفحه فولادی استفاده شده است. هرچند چنین روندی باعث افزایش زمان تحلیل می‌شود، اما دقت بالایی نسبت به استفاده از ترکیب المان‌های Beam و Shell دارد. همچنین المان Shell181 قابلیت در نظر گرفتن کرنش‌های پلاستیک و تغییر شکل‌های بزرگ را دارا می‌باشد. از طرفی، از دقت بالایی برای مدل‌سازی صفحات با وجود تسلیم و کمانش برخوردار است.

#### ۴-۴- بارگذاری

مطابق مرجع [۳] در این تست آزمایشگاهی، مطابق شکل ۸ دو نوع بارگذاری ثقلی و جانبی به مدل اعمال شده است. ابتدا بار ثقلی به‌منظور لحاظ نمودن اثرات  $P-\Delta$  بر روی سازه در انتهای ستون‌های تراز آخر اعمال شده است. سپس بار جانبی در تراز طبقات به مقدار مساوی به‌صورت رفت و برگشتی به سازه اعمال شده است. در حین اعمال بار جانبی رفت و برگشتی، مقدار بار ثقلی

در گزارش آزمایش این مدل چهار طبقه، تنها نتیجه عملکرد طبقه اول منتشر شده است. لذا نمونه آزمایشگاهی با استفاده از نرم‌افزار ANSYS تحلیل شده و پس از اطمینان از صحت مدل‌سازی، به‌منظور دستیابی به منحنی بار-تغییرمکان سایر طبقات از نتایج نرم‌افزار ANSYS به‌عنوان معیار کنترل و مقایسه نتایج استفاده می‌شود.

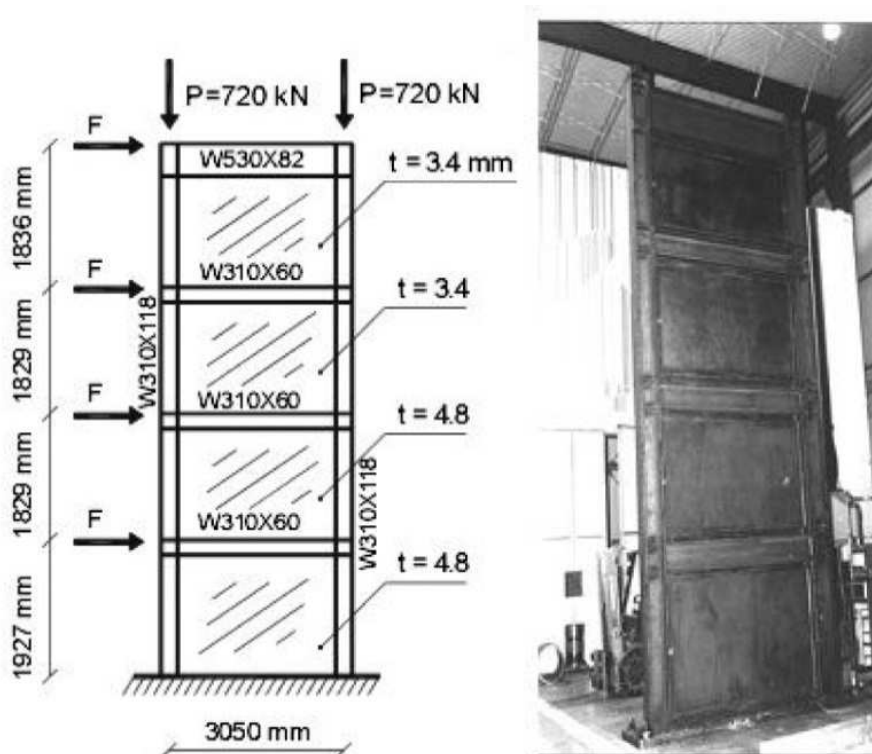
#### ۴-۲- مدل‌سازی المان محدود

در این مدل آزمایشگاهی اتصال تیرها به ستون از نوع خمشی است. همچنین سازه به‌صورت صلب به کف متصل شده است. این شرایط در نرم‌افزار با مش‌بندی و ممزوج کردن آنها انجام شد. برای دستیابی به المان‌بندی بهینه، سازه با تعداد مش‌بندی‌های مختلف مورد تحلیل قرار گرفت و با افزایش تعداد مش‌ها خطا محاسبه گردید که در شکل ۹ نمایش داده شده است. براساس این شکل، با افزایش تعداد المان بیش از ۸۷۵ المان، خطا بسیار کم می‌شود، لذا تعداد ۱۰۰۰ المان برای مدل‌سازی و مش‌بندی مدل انتخاب شد.

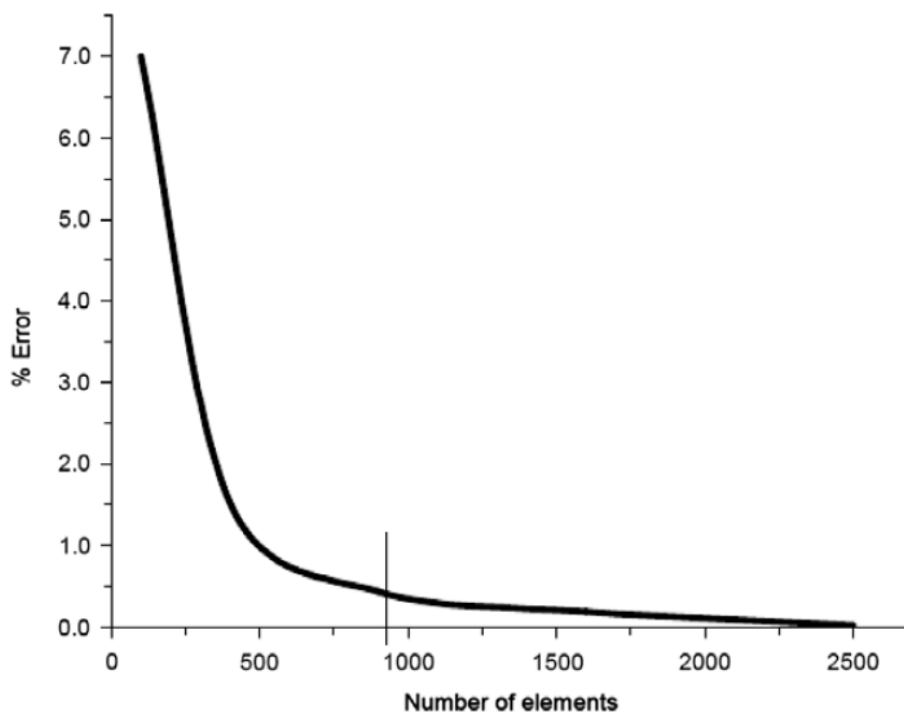
#### ۴-۳- انتخاب نوع المان در مدل‌سازی المان محدود

در نرم‌افزار ANSYS المان زیادی برای مدل‌سازی

ثابت نگه داشته شده است. بر این اساس در مدل المان محدود نیز چنین شرایط بارگذاری اعمال گردید.



شکل ۸- مدل چهار طبقه دانشگاه آلبرتا [۷].



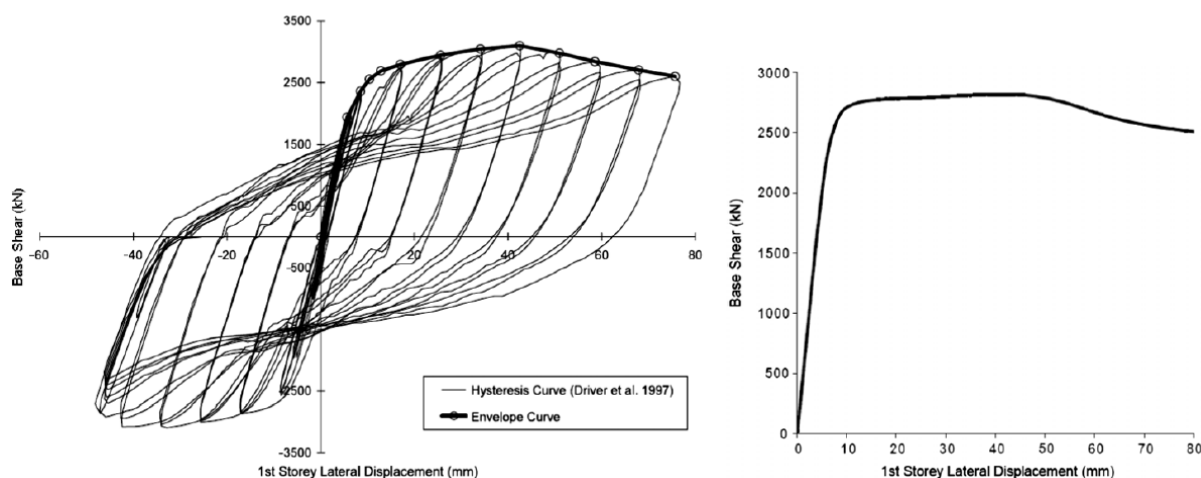
شکل ۹- انتخاب تعداد المان در مش بندی.

برای سادگی کار، پوش منحنی هیستریزس مدل آزمایشگاهی در شکل ۱۰ استخراج شده است که نتایج

۴-۵- مقایسه نتایج المان محدود و آزمایشگاهی

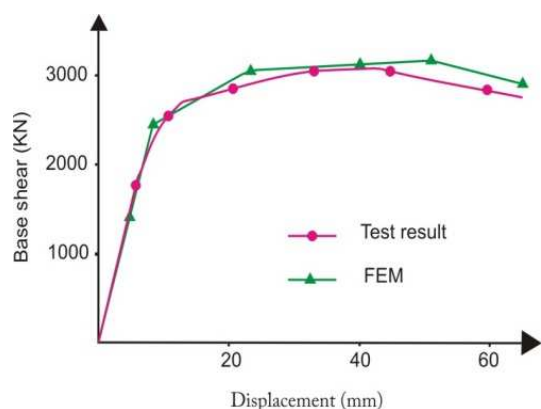


مدلسازی المان محدود با این منحنی بار-تغییرمکان حاصل از تست آزمایشگاهی مقایسه خواهد شد.



شکل ۱۰- استخراج پوش ظرفیت با استفاده از منحنی هیستریزیس.

پیشنهادی، پارامترهای لرزه‌ای از جمله سختی، جذب انرژی، شکل‌پذیری با توجه به حد تسلیم و حد گسیختگی، مقاومت متناظر با تسلیم و مقاومت نهایی را با دقت مناسبی برآورد می‌نماید که نشان از کارایی بالای این روش در مدل‌سازی دیوارهای برشی فولادی لاغر در حوزه خطی و غیرخطی دارد.



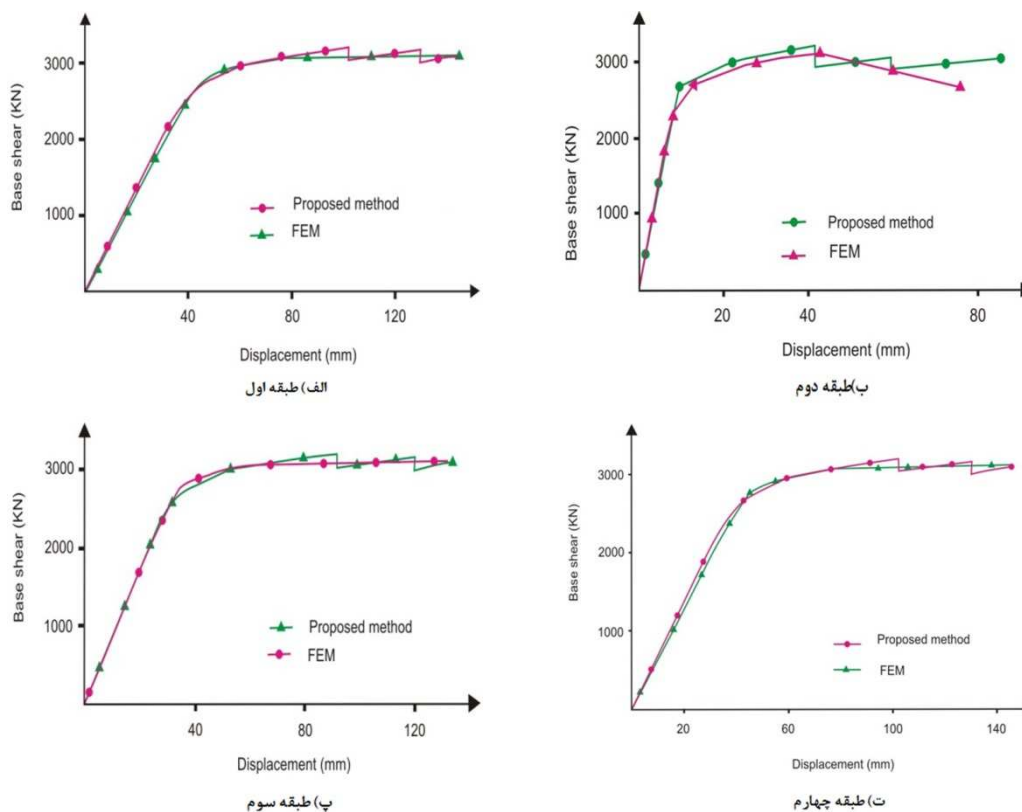
شکل ۱۱- مقایسه نتایج مدل آزمایشگاهی با روش المان محدود.

نکته قابل توجه آن است که زمان تحلیل روش پیشنهادی در حدود ۲۰ برابر کمتر از روش مدل‌سازی المان محدود به طول انجامید.

در شکل ۱۱ نتایج تست آزمایشگاهی و مدل‌سازی المان محدود با هم مقایسه شده‌اند که حاکی از دقت مناسب نرم‌افزار ANSYS است. در این شکل سختی الاستیک ناشی از مدل‌سازی عددی کاملاً منطبق بر نتیجه آزمایشگاهی بوده همچنین رفتار در ناحیه فرا ارتجاعی را با دقت بسیار خوبی نشان می‌دهد. لذا با حصول اطمینان از نتایج مدل‌سازی عددی می‌توان نتایج سایر طبقات را براساس خروج این نرم‌افزار ملاک بررسی و دقت سنجی روش ارائه شده قرار داد.

در شکل ۱۲، نتایج حاصل از مدل‌سازی مذکور با استفاده از روش المان محدود و روش پیشنهادی با استفاده از تک المان قطری مقایسه شده است. در تمامی نمودارها تقریباً سختی الاستیک حاصل از هر دو روش بر هم منطبق بوده که حاکی از دقت بالای روش پیشنهادی در ناحیه الاستیک دارد.

دیگر مقایسه را می‌توان در رفتار غیرالاستیک بررسی نمود که هر دو منحنی از همگرایی قابل قبولی برخوردار بوده که سطح زیر منحنی یکسانی را نتیجه می‌دهند. از طرفی حد گسیختگی متناظری خواهند داشت. لذا چنین می‌توان برآورد نمود که روش



شکل ۱۲- منحنی بار-تغییر مکان مدل آزمایشگاهی با روش پیشنهادی.

فولادی با استفاده از جوش آرگون بر روی ورق‌های از پیش تعیین شده نصب گردید. در دو انتهای محل اتصال تیر به ستون، ورق‌هایی جهت محل نصب پیستون اعمال بار جانبی تعبیه گردید. این مدل تحت بارگذاری جانبی رفت و برگشتی قرار گرفت، که میدان کشش قطری تشکیل شده در ورق فولادی آن در شکل نمایان است.

## ۵- مطالعه آزمایشگاهی

پس از مقایسه روش پیشنهادی با مدل آزمایشگاهی دانشگاه آلبرتا کانادا، یک مدل آزمایشگاهی که در پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله تست شده است مورد بررسی قرار می‌گیرد. در شکل ۱۳ این مدل آزمایشگاهی نمایش داده شده است. پس از مهیاسازی قاب محیطی و تکمیل جوشکاری آن، ورق



شکل ۱۳- مدل آزمایشگاهی.

## ۶- نتیجه گیری

در این مقاله یک روش ابتکاری جهت تحلیل غیرخطی دیوار برشی فولادی لاغر ارائه گردید که براساس آن ورق فولادی به صورت تک المان قطری خرپایی جایگزین می شود و برآورد نتایج در حوزه الاستیک و غیرالاستیک را با دقت بالایی دارد. نتایج تحلیل های انجام شده عبارتند از:

- با استفاده از روش پیشنهادی می توان در طراحی براساس سطوح عملکردی بهره جست که این شرایط در دیگر روش های پیشنهادی تاکنون قابل انجام نیست.

- با توجه به اینکه ورق فولادی با یک المان قطری خرپایی جایگزین می شود، لذا زمان تحلیل به طور قابل ملاحظه ای کاهش می یابد. حتی در مدل سازی با استفاده از مدل خرپایی آیین نامه کانادا، زمان تحلیل به ۰/۱ کاهش خواهد یافت.

- مقایسه نتایج نشان می دهد مدل ارائه شده سختی الاستیک را تقریباً منطبق بر نتایج آزمایشگاهی ارائه می نماید.

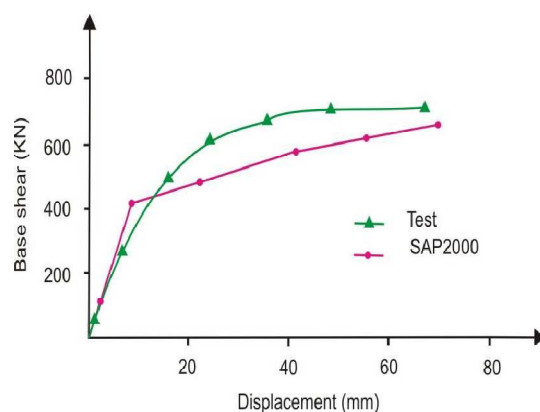
- مقایسه نتایج المان محدود و مدل پیشنهادی نشان می دهد که مدل پیشنهادی مقاومت و تغییرمکان حد تسلیم را با دقت بالایی نشان می دهد.

## قدردانی

بدین وسیله از جناب دکتر ناطقی الهی برای در اختیار گذاردن نتایج آزمایشگاهی، همچنین دست اندرکاران پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله به خاطر کمک شایان در جهت بهبود این مقاله، صمیمانه تشکر و قدردانی می گردد. امید است این مقاله یادآور زحمات ایشان باشد.

طراحی نمونه به نحوی صورت گرفته تا میدان کشش قطری در ورق تشکیل شود. بدین منظور، ضخامت ورق ۰/۶ میلی متر و قاب محیطی از IPB 160 (تیر فوقانی به صورت دوپل) تشکیل شده است. همچنین ورق دیوار دارای ابعاد ۱۲۰۰ میلی متر ارتفاع و ۱۸۰۰ میلی متر طول می باشد. مشخصات مکانیکی شامل تنش تسلیم و تنش گسیختگی برای قاب و ورق، به ترتیب عبارت است از: ۳۶۰، ۴۶۰، ۳۰۰ و ۴۲۰ مگاپاسکال.

در شکل ۱۴ حداکثر نقاط لوپ منحنی هیستریزس نمونه آزمایشگاهی با روش پیشنهادی که در مدل سازی SAP مدل شده است، مقایسه شده است. نکته حائز اهمیت در طراحی لرزه ای سازه ها برآورد سختی، مقاومت و شکل پذیری سیستم می باشد که مدل پیشنهادی هر سه پارامتر را با دقت بالایی نتیجه می دهد. همچنین همانگونه که از این شکل دیده می شود، سختی الاستیک، تغییرمکان متناظر با گسیختگی سازه (در جهت محاسبه شکل پذیری) و مقاومت نهایی سیستم حاصل از مدل پیشنهادی همگرایی قابل قبولی با نتیجه آزمایشگاهی دارد. علاوه بر آن، برآورد نیروی متناظر با تشکیل اولین مفصل پلاستیک در ورق با استفاده از روش تک المان قطری از دقت بالایی برخوردار است. همچنین وجود ورق های اضافی در دو انتهای تیر، نحوه اتصال دو تیر فوقانی، خصوصیات مکانیکی مصالح و سایر شرایط آزمایشگاهی باعث شده که منحنی های آزمایشگاهی و مدل های عددی تفاوت هایی داشته باشند.



شکل ۱۴- مقایسه مدل آزمایشگاهی و مدل پیشنهادی

## مراجع

- [۱] وتر، م. ق.، قمری، علی. (۱۳۹۵). "ارائه میراگر برشی جدید برای بهبود رفتار سازه‌ها"، مجله علمی و پژوهشی سازه و فولاد.
- [2] Jahanpour, A., Moharrami, H., & Aghakoochak, A. (2011). Evaluation of ultimate capacity of semi-supported steel shear walls. *Journal of Constructional Steel Research*, 67(6), 1022-1030.
- [3] Sahebjam, A., & Showkati, H. (2016). Experimental study on the cyclic behavior of perforated CFRP strengthened steel shear walls. *Archives of Civil and Mechanical Engineering*, 16(3), 365-379.
- [4] Huang, Z., & Liew, J. R. (2016). Structural behavior of steel-concrete-steel sandwich composite wall subjected to compression and end moment. *Thin-Walled Structures*, 98, 592-606.
- [5] Huang, Z., Liew, J. R., Xiong, M., & Wang, J. (2015). Structural behavior of double skin composite system using ultra-lightweight cement composite. *Construction and Building Materials*, 86, 51-63.
- [6] Seo, J., Varma, A. H., Sener, K., & Ayhan, D. (2016). Steel-plate composite (SC) walls: In-plane shear behavior, database, and design. *Journal of Constructional Steel Research*, 119, 202-215.
- [7] CSA, C. (2001). CSA S16-01. *Limit States Design of Steel Structures*, Canadian Standards Association, Willowdale, Ontario, Canada.
- [8] A. I. S. C. (1999). Load and Resistance Factor Design Specification for structural steel buildings'. American Institute of Steel Construction. Inc., Chicago, IL.
- [9] Thorburn, L. J., Kulak, G. L., & Montgomery, C. J. (1983). Analysis of steel plate shear walls, *Structural Engineering report no 107, Edmonton (AB) Dep Civil Eng, University of Alberta*.
- [10] Thorburn, L. J., Kulak, G. L., & Montgomery, C. J. (1983). Analysis of steel plate shear walls, *Structural Engineering report no 107, Department of Civil Engineering University of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada*.
- [11] Timler, P. A., & Kulak, G. L. (1983). Experimental study of steel plate shear walls, *Structural Engineering Report No. 114, Department of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada*
- [12] Tromposch, E. W., & Kulak, G. L. (1987). Cyclic and static behaviour of thin panel steel plate shear walls. *Structural Engineering Report No. 145, Department of Civil Engineering, University of Alberta*.
- [13] Driver, R. G., Kulak, G. L., Kennedy, D. L., & Elwi, A. E. (1998). Cyclic test of four-story steel plate shear wall. *Journal of Structural Engineering*, 124(2), 112-120.
- [14] Driver, R. G., Kulak, G. L., Elwi, A. E., & Kennedy, D. L. (1998). FE and simplified models of steel plate shear wall. *Journal of Structural Engineering*, 124(2), 121-130.
- [15] Rezai, M. (1999). Seismic behavior of steel plate shear walls by shake table testing, *Doctoral dissertation, University of British Columbia*.
- [16] Caccese, V., Elgaaly, M., & Chen, R. (1993). Experimental study of thin steel-plate shear walls under cyclic load. *Journal of Structural Engineering*, 119(2), 573-587.
- [17] Elgaaly, M., Caccese, V., & Du, C. (1993). Postbuckling behavior of steel-plate shear walls under cyclic loads. *Journal of Structural Engineering*, 119(2), 588-605.
- [18] Elgaaly, M., & Liu, Y. (1997). Analysis of thin-steel-plate shear walls. *Journal of Structural Engineering*, 123(11), 1487-1496.
- [19] Elgaaly, M. (1998). Thin steel plate shear walls behavior and analysis. *Thin-Walled Structures*, 32(1), 151-180.
- [20] Mimura, H., & Akiyama, H. (1977). Load-deflection relationship of earthquake resistant steel shear walls with a developed diagonal tension field. *Transactions of AIJ*, 260(in Japanese).
- [21] Sabouri-Ghomi, S., Ventura, C. E., & Kharrazi, M. H. (2005). Shear analysis and design of ductile steel plate walls. *Journal of Structural Engineering*, 131(6), 878-889.
- [22] Kharrazi, M. H., Prion, H. G., & Ventura, C. E. (2008). Implementation of M-PFI method in design of steel plate walls. *Journal of Constructional steel research*, 64(4), 465-479.

**M. Q. Vetr**

Assistant Professor, Structural  
Engineering Research Center,  
International Institute of  
Earthquake Engineering and  
Seismology.

**e-mail:** vetr@iiees.ac.ir

**A. Ghamari\***

Lecturer, Faculty of  
Engineering,  
Islamic Azad University of  
Darrehshahr.

**e-mail:** ghaytool@yahoo.com

**Presenting a Simple Model to Nonlinear Analysis of Thin Steel Plate Shear Wall**

*Despite of the adequate performance of thin Steel Plate Shear Wall (SPSW) in last earthquakes and also during studies performed in the laboratories in all of the world, some problems and some defects such as lack of capability of commercial civil engineering software for modeling of the buckling and post buckling under lateral loading, lack of national Cod in this field of steel structures, have made an obstacle about its expanding in civil projects. Based on these mentioned problems, in this paper, a new and innovative model (method) is presented that the steel plate replaced with diagonal single brace member. This proposed method decrease analysis time due to decreased elements comparing with other presented methods. In other hand, the proposed method (model) provide a capability for static analysis and dynamic analysis of structures. Comparing the experimentally results with the proposed method shows a good convergence on stiffness and ultimate strength.*

**Keywords:** Steel shear wall, Seismic behavior, Equivalent brace, Nonlinear analysis.

---

\* Corresponding author