

## Development of a new computational method based on truss elements to investigate the nonlinear behavior of steel plate shear wall

Babak Moradnezhad<sup>1</sup>, Mohsen Oghabi<sup>2\*</sup>, Mehrzad TahamouliRoudsari<sup>2</sup>, Mehrdad Movahednia<sup>3</sup>

1- Ph.D. candidate, dept. of Civil engineering, Kermanshah branch, Islamic Azad University, Kermanshah, Iran

2- Assistant Professor, dept. of Civil engineering, Kermanshah branch, Islamic Azad University, Kermanshah, Iran

3- Assistant Professor, dept. of Civil engineering, Eslamabad-E-Gharb branch, Islamic Azad University, Eslamabad-E-Gharb, Iran

### ABSTRACT

Investigation of the nonlinear behavior of steel plate shear walls (SPSWs) requires complex non-linear finite element analyses. These analyses have some drawbacks namely convergence problems, time-consuming, and the need for expertise. Therefore, it is necessary to propose a comprehensive method that can solve the problems of current methods. In this research, a novel approach based on the use of axial members to evaluate the nonlinear behavior of SPSWs with any arbitrary configuration is developed. The innovation of the proposed method is that the obstacles in modeling of shear walls with different shapes and aspect ratios have been solved. Moreover, due to the low computational cost of this method, i.e., a 60% reduction in modeling time, and a saving of 92% and 66% in analysis time in static and cyclic loading, respectively, full-scale structures can be analyzed with acceptable accuracy. In addition, owing to its comprehensiveness, this method can be placed in existing commercial software, or it is possible to be developed as software. To evaluate the efficiency of the proposed method, 4 different SPSWs with different mechanical and geometric characteristics were analyzed using the proposed method. The results showed a good agreement between the outputs of the proposed method and the actual behavior of the SPSW, which verifies the suitable performance of the method. The results of analysis using the proposed method indicated that the maximum shear stress ratio occurs at the lower H/L and thickness. In addition, increasing the thickness and H/L of the infill results in an increase in the shear that can be tolerated by the section as well as a reduction in the stress ratio. The average of reduction for an increase in thickness and H/L is 61.8% and 72 %, respectively.

### ARTICLE INFO

**Receive Date:** 25 May 2022

**Revise Date:** 16 October 2022

**Accept Date:** 27 October 2022

### Keywords:

Equivalent truss method  
Steel plate shear wall  
Full-scale analysis  
Load bearing capacity  
Initial stiffness

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://doi.org/10.22065/jsce.2022.344008.2827>

\*Corresponding author: Mohsen Oghabi.

Email address: m.oghabi@iauksh.ac.ir

## توسعه روش نوین محاسباتی بر اساس اعضای خرپایی جهت بررسی رفتار غیرخطی دیوارهای برشی فولادی

بابک مرادنژاد<sup>۱</sup>، محسن عقابی<sup>۲\*</sup>، مهرزاد تحملی رودسری<sup>۲</sup>، مهرداد موحدنیا<sup>۳</sup>

۱- دانشجوی دکتری مهندسی سازه، گروه مهندسی عمران، واحد کرمانشاه، دانشگاه آزاد اسلامی، کرمانشاه، ایران

۲- استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد کرمانشاه، دانشگاه آزاد اسلامی، کرمانشاه، ایران

۳- استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد اسلام آبادغرب، دانشگاه آزاد اسلامی، اسلام آبادغرب، ایران

### چکیده

بررسی رفتار غیرخطی دیوارهای برشی فولادی تحت بارهای جانبی ملزم به انجام مدل‌سازی‌های پیچیده در حیطه تغییرشکل‌های فرار تجمعی می‌باشد. این مدل‌سازی‌ها به دلیل نیاز به زمان زیاد مدل‌سازی و تحلیل، نیاز به داشتن دانش تخصصی در زمینه روابط اجزا محدود و همچنین حساسیت خروجی‌های تحلیل نسبت به مشخصات مصالح و ابعاد سازه، امکان استفاده عموم مهندسیین را فراهم نخواهد کرد. از طرف دیگر، به دلیل حجم بالای محاسبات، امکان مدل‌سازی سازه‌های تمام مقیاس را به آسانی فراهم نمی‌کند. بنابراین در این تحقیق رویکردی نوین بر پایه به کارگیری اعضای محوری به منظور ارزیابی پاسخ غیرخطی دیوارهای برشی فولادی ارائه گردید. نوآوری روش پیشنهادی در این است که موانع موجود در مدل‌سازی دیوارهای برشی با شکل‌ها و نسبت‌های ابعادی مختلف بر طرف شده و به دلیل سرعت محاسباتی بالای این روش (صرفه‌جویی ۶۰ درصدی در زمان پیش‌پردازش، ۹۲ درصدی در زمان تحلیل در بارگذاری استاتیکی و ۶۶ درصدی در بارگذاری چرخه‌ای)، سازه‌های تمام مقیاس با سرعت بالا و دقت قابل قبول تحلیل می‌شوند. علاوه، این روش به دلیل جامعیت، امکان قرارگیری در نرم‌افزارهای تجاری موجود را داشته و یا می‌توان با بهره‌گیری از زبان برنامه‌نویسی و دستورالعمل ارائه شده در این تحقیق، نرم‌افزاری مبتنی بر این رویکرد نوین توسعه داد. به منظور ارزیابی کارایی روش پیشنهادی، ۴ دیوار مختلف برشی با مشخصات مکانیکی و هندسی متفاوت با استفاده از روش پیشنهادی مدل‌سازی و تحلیل شد. نتایج حاکی از تطابق مناسب بین خروجی‌های روش پیشنهادی و رفتار واقعی دیوار برشی فولادی داشت که نشان دهنده صحت عملکرد این روش می‌باشد. نتایج تحلیل عددی با استفاده از روش پیشنهادی نشان داد که به ازای نسبت ابعاد کم و ضخامت‌های کم دیوار برشی، نسبت تنش برشی بیشینه مقدار خود را دارد. علاوه، افزایش ضخامت ورق میانی و همچنین افزایش  $H/L$  موجب افزایش برش قابل تحمل توسط مقطع و کاهش نسبت تنش می‌گردد. این کاهش به طور متوسط برای ضخامت  $1/8$  درصد و برای  $H/L$  حدود ۷۲ درصد می‌باشد.

کلمات کلیدی: روش خرپایی معادل، دیوار برشی فولادی، تحلیل سازه تمام-مقیاس، ظرفیت باربری، سختی اولیه

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	<a href="https://doi.org/10.22065/jsce.2022.344008.2827">https://doi.org/10.22065/jsce.2022.344008.2827</a>	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	10.22065/jsce.2022.344008.2827	۱۴۰۲/۰۵/۳۱	۱۴۰۱/۰۸/۰۵	۱۴۰۱/۰۸/۰۵	۱۴۰۱/۰۳/۲۴	۱۴۰۱/۰۳/۰۴
			*نویسنده مسئول:		محسن عقابی	
			پست الکترونیکی:		m.oghabi@iauksh.ac.ir	

## ۱- مقدمه

هر سازه برای مقابله با نیروهای جانبی به سیستم باربر جانبی نیاز داشته تا بتواند مقاومت و پایداری سازه را در برابر این نیروها حفظ کند. از جمله سیستم‌های رایج می‌توان به دیوار برشی فولادی<sup>۱</sup>، قاب خمشی، سیستم مهاربندی و سیستم‌های دوگانه اشاره کرد که هر یک از این سیستم‌ها دارای مزایا و معایبی هستند. دیوار برشی فولادی، شکل‌پذیری و قابلیت جذب انرژی مناسبی داشته که سبب می‌شود استفاده از این نوع سیستم افزایش یابد [۱]. این نوع سیستم باربر جانبی از ورق‌های فولادی نازکی که در داخل قاب خمشی قرار می‌گیرند، ساخته می‌شود. این امر موجب کاهش وزن سازه و در نتیجه نیروهای ناشی از زلزله گشته و همچنین کاهش هزینه‌های ساخت را نیز در بر خواهد داشت [۲]. این سیستم علاوه بر دارا بودن سختی جانبی مناسب، شکل‌پذیری بهتری نیز نسبت به دیوار برشی بتنی دارد. از معایب این سیستم می‌توان به اشغال یک دهانه از قاب به طور کامل اشاره کرد که برای تمامی سیستم‌های دیوار برشی صادق می‌باشد.

امروزه با گسترش ساخت و ساز ساختمان‌های مرتفع و استفاده از دیوار برشی فولادی، جنبه‌های تحقیقاتی آن از جمله شناخت رفتار غیرخطی در دستور کار محققین قرار گرفت. رفتار غیرخطی شامل تسلیم و کمانش، نحوه افزایش ظرفیت باربری با اجرای ورق‌های تقویتی، نحوه اجرا و اتصال به تیرها و ستون‌های سازه می‌باشد. تحقیقات متعددی در جهت شناخت رفتار این سیستم سازه‌ای شامل آزمایش‌های تجربی و مدلسازی صورت گرفته است. انجام آزمایش‌های تجربی به دلیل محدودیت‌هایی از جمله هزینه و عدم دسترسی به سازه‌های تمام مقیاس و همچنین محدودیت در تعداد نمونه‌های مورد آزمایش، امکان بررسی جامع را در این زمینه فراهم نخواهد کرد. از سوی دیگر مدلسازی‌های نرم‌افزاری انجام شده نیز بر پایه اعضای صفحه‌ای دارای مولفه‌های تنش و تغییرشکل در سه بعد می‌باشد. این تحقیقات نیز به دلیل نیاز به مدلسازی و تحلیل در نرم‌افزارهای تحقیقاتی (غیرتجاری) دارای پیچیدگی‌هایی از جمله داشتن دانش تخصصی در زمینه اجزا محدود، زمان بالای مدلسازی در نرم‌افزار و همچنین زمانبر بودن فرآیند تحلیل و دستیابی به نتایج می‌باشد. از طرف دیگر، در روش اجزای محدود، قضاوت مهندسی بر روی نتایج به دست آمده از تحلیل نیاز بوده که از محدوده دانش اکثر مهندسين فراتر است.

در این مقاله سعی بر آنست در ابتدا معرفی جامعی از روش‌های نواری<sup>۲</sup> ارائه شده به منظور تحلیل دیوارهای برشی فولادی صورت گیرد و سپس رویکردی نوین بر اساس اعضای خرپایی جهت بررسی رفتار غیرخطی دیوارهای برشی فولادی پیشنهاد شود. در این رویکرد کلیه مولفه‌های تنش و تغییرشکل در اعضای صفحه‌ای دیوار برشی فولادی، به مولفه‌های صرفاً محوری تبدیل خواهد شد که با وجود کاهش قابل توجه در زمان مدلسازی و تحلیل، امکان دستیابی به نتایجی دقیق را در خصوص رفتار غیرخطی دیوارهای برشی فولادی جهت استفاده مهندسين محاسب فراهم خواهد نمود. به این منظور از فرضیه میدان‌های کششی و فشاری و جایگزینی اعضای خرپایی بهره گرفته می‌شود. به طوریکه اعضای خرپایی در جهت تنش‌های محوری (کششی یا فشاری) تعبیه خواهند شد. در این صورت کلیه مولفه‌های تنش محوری و برشی موجود در دیوار صرفاً به تنش‌های کششی یا فشاری تبدیل می‌شود. این مهم علاوه بر امکان مدلسازی در نرم‌افزارهای تجاری در دسترس، زمان مدلسازی و تحلیل سازه را به طور چشمگیری کاهش خواهد داد. همچنین به دلیل آشنایی و یا تسلط اکثر مهندسين با نرم‌افزارهای تجاری در دسترس، رویکرد ارائه شده بدون نیاز به دانش تخصصی بالا در مدلسازی، امکان دستیابی مهندسين را به رفتار غیر خطی این سازه‌ها فراهم خواهد نمود.

این روش با توجه به فراهم آوردن امکان دستیابی عموم مهندسين به رفتار غیرخطی دیوارهای برشی فولادی در عین سادگی و عدم نیاز به دانش تخصصی در زمینه مربوطه و همچنین قابلیت پیاده سازی در نرم‌افزارهای تجاری قابل دسترس، می‌تواند مورد توجه استانداردها و آیین‌نامه‌های مربوطه نیز قرار گیرد. علاوه بر این به دلیل کاهش تعداد اعضای خرپایی مورد نیاز برای شبیه‌سازی رفتار دیوار برشی از نظر تخمین مقاومت و رفتار کلی سازه، می‌توان تحلیل‌های متعدد و در مقیاس واقعی انجام داد. به دلیل صرفه جویی در زمان مدلسازی و حل، از این رویکرد نوین می‌توان در تحقیقات صورت گرفته در زمینه تحلیل قابلیت اطمینان سازه‌های تمام مقیاس استفاده کرد. بعلاوه، این روش به دلیل جامعیت، امکان به کارگیری در نرم‌افزارهای تجاری موجود را داشته و یا می‌توان با بهره‌گیری از زبان برنامه نویسی و دستورالعمل ارائه شده در این تحقیق، نرم‌افزاری مبتنی بر این رویکرد نوین توسعه داد.

<sup>1</sup> Steel plate shear wall

<sup>2</sup> Strip models

## ۲- تاریخچه توسعه مدل‌های تحلیلی برای دیوارهای برشی فولادی

تحقیقات بر روی دیوارهای برشی فولادی به منظور ارائه مدل‌های تحلیلی از اوایل دهه ۷۰ میلادی آغاز شد. تمامی تحقیقات صورت گرفته از آغاز تاکنون موید این مطلب هستند که یک دیوار برشی فولادی که به خوبی طراحی شده است می‌تواند موثرترین و مقرون به صرفه ترین سیستم باربر جانبی باشد [۳]. طراحی‌های اولیه دیوارهای برشی فولادی بر مبنای ایده ممانعت از کمانش برشی ورق میانی دیوار در برابر بارهای طراحی بود. این نوع طراحی هرگونه مقاومت پس کمانشی را نادیده می‌گرفت. پس از مدتی، نتیجه بر این شد که کمانش نمی‌تواند محدوده رفتار مناسب دیوار برشی فولادی را به خوبی بیان کند. زمانیکه ورق میانی دیوار برشی فولادی به خوبی طراحی شود، سازوکار خرابی دیوار از برش درون صفحه به میدان کشش قطری پس از کمانش تغییر می‌کند.

در سال ۱۹۷۳ تاکاهاشی و همکاران<sup>۳</sup> دستورالعملی برای طراحی دیوارهای برشی حاوی سخت کننده برای جلوگیری از کمانش الاستیک ورق‌های میانی ارائه دادند. بعلاوه، مدل اجزا محدودی نیز برای بررسی رفتار درون صفحه این نوع دیوارها ساخته و تحلیل شد. این مدل به خوبی چرخه‌های هیستریزیس را دنبال می‌کرد. نتایج تحقیق نشان داد که از نظریه برش، که در آن برش افقی توسط خاصیت تیری شکل دیوار برشی انتقال می‌یابد، می‌توان برای محاسبه سختی و مقاومت تسلیم دیوار برشی فولادی حاوی سخت کننده استفاده کرد [۴].

در سال ۱۹۸۳ توربرن و همکاران<sup>۴</sup> مدل تحلیلی ساده‌ای با نام مدل چند نواری<sup>۵</sup> برای بررسی رفتار برشی ورق‌های نازک سخت نشده واقع در دیوارهای برشی فولادی ارائه دادند [۵]. این مدل بر مبنای نظریه میدان کشش قطری خالص که در سال ۱۹۳۱ توسط واگنر<sup>۶</sup> ارائه شده بود، قرار داشت. مقاومت برشی ورق میانی پیش از کمانش نادیده گرفته می‌شد که سبب می‌شد تنها سازوکار باقی مانده برای تخمین ظرفیت باربری دیوار، میدان کششی باشد که این یکی از فرضیات این مدل بود. در این مدل، که به عنوان مدل نواری نیز شناخته می‌شود، میدان کشش قطری با استفاده از چندین عضو محوری دو سر مفصل کششی که به صورت مایل در جان قاب فولادی قرار داده شده اند، مدل شده است (شکل ۱). زاویه قرار گیری این نوارها به گونه‌ایست که به موازات میدان کشش قطری باشد. هر نوار مساحتی برای با عرض نوار در ضخامت ورق میانی دیوار برشی فولادی دارد. در مدل پیشنهادی، فرض می‌شود تیرهای میانی صلبیت خمشی بینهایت دارند. زاویه قرارگیری میدان کشش قطری بر اساس اصل کار مجازی و در نظر گرفتن انرژی میدان کشش قطری و انرژی محوری تیرها و ستون‌ها به دست می‌آید. رابطه پیشنهادی برای تعیین زاویه قرار گیری میدان کشش قطری، یعنی  $\alpha$ ، در زیر آمده است:

$$\tan \alpha = \sqrt[4]{\frac{1 + \frac{Lt_p}{2A_c}}{1 + \frac{ht_p}{A_b}}} \quad (1)$$

در این رابطه و همانطور که در شکل ۱ نشان داده شده است،  $\alpha$  زاویه قرار گیری میدان کشش قطری،  $t_p$  ضخامت ورق میانی،  $L$  عرض دهانه،  $h$  ارتفاع دیوار، و  $A_b$  و  $A_c$  به ترتیب مساحت تیر و ستون می‌باشد. این مدل توسط چندین نمونه آزمایشگاهی که توسط تیملر و کولاک<sup>۷</sup> در سال ۱۹۸۳ ساخته شدند، راستی‌آزمایی شد. این مدل با تغییراتی اندک، همچنان جزء مدل‌هایی است که کاربرد داشته و طراحی دیوارهای برشی فولادی بر مبنای آن صورت می‌گیرد [۶].

در سال ۱۹۸۳ توربرن و همکاران مدلی خرابی برای تحلیل دیوارهای برشی فولادی با ورق‌های میانی نازک با نام مدل خرابی معادل<sup>۸</sup> پیشنهاد دادند [۵]. در این مدل سختی ورق میانی برابر با سختی به دست آمده از مدل چند نواری بود. علیرغم سهولت این مدل، با این حال مدل چند نواری به دلیل دقت بالاتر محبوبیت بیشتری دارد. بعلاوه این روش نمی‌تواند توزیع نیروهای ایجاد شده به علت ورق

<sup>3</sup> Takahashi et al.

<sup>4</sup> Thorburn et al.

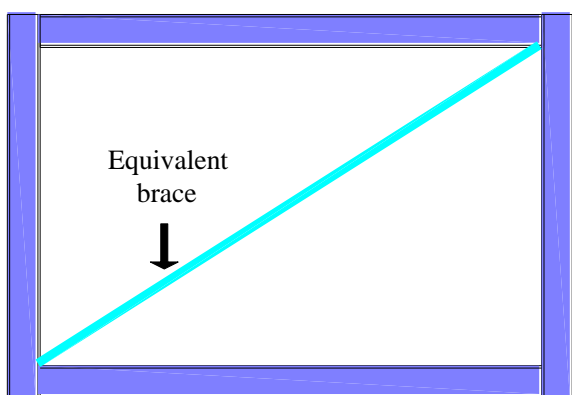
<sup>5</sup> multi-strip model

<sup>6</sup> Wagner

<sup>7</sup> Timler and Kulak

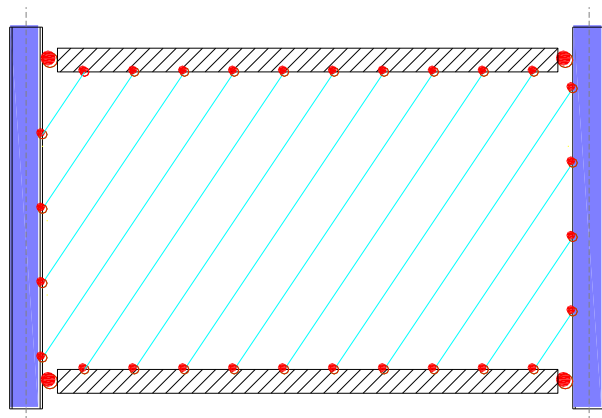
<sup>8</sup> equivalent (story) brace model

میانی دیوار برشی فولادی بر اعضای مرزی را در نظر بگیرد. در شکل ۲ تصویری از مدل پیشنهادی توسط توربرن و همکاران آورده شده است. مساحت مهاربند قطری نشان داده شده در شکل ۲ از طریق رابطه ۲ به دست می‌آید که در آن،  $\varphi$  زاویه مهاربند با ستون می‌باشد.



شکل ۲: مدل خرابی معادل پیشنهاد شده توسط توربرن و همکاران [۵]

$$A = \frac{tL \sin^2 2\alpha}{2 \sin \varphi \sin 2\varphi}$$



شکل ۱: تصویری از مدل نواری پیشنهاد شده توسط توربرن و همکاران [۵]

(۲)

به منظور بررسی مدل نواری پیشنهاد شده توسط توربرن و همکاران، تیملر و کولاک در سال ۱۹۸۳ آزمایش‌های تمام مقیاسی بر روی دیوارهای برشی فولادی صورت دادند [۷]. مواردی که در تحقیق آنها ارزیابی شد، نحوه توسعه میدان کشش قطری در ورق میانی دیوار برشی فولادی، رفتار خارج از صفحه ورق میانی تحت بارهای سرویس، و ظرفیت باربری نهایی سیستم بود. در این تحقیق، رابطه ارائه شده برای تخمین زاویه قرارگیری میدان کشش قطری، یعنی  $\alpha$ ، اصلاح شده و مبنای این اصلاح، اضافه شدن انرژی کرنشی خمشی ستون‌ها به روابط استفاده شده برای محاسبه انرژی توسط توربرن و همکاران بود که در رابطه ۳ آورده شده است.

$$\tan \alpha = \sqrt[4]{\frac{1 + \frac{Lt_p}{2A_c}}{1 + ht_p \left( \frac{1}{A_b} + \frac{h^3}{360I_c L} \right)}} \quad (۳)$$

تمامی متغیرها در رابطه ۳ همانند رابطه ۱ بوده و تنها  $I_c$  به عنوان ممان اینرسی ستون‌ها اضافه شده است. مقایسه نتایج آزمایشگاهی با نتایج به دست آمده از روش پیشنهادی نشان از تطابق مناسب بین نتایج داشت. این اطلاعات در نسخه S16 استاندارد فولاد کانادا به عنوان روشی برای تحلیل دیوارهای برشی سخت نشده اضافه شد [۷]. همچنین رابطه‌ای نیز برای تعیین زاویه میدان کشش قطری در دیوارهای برشی فولادی با اتصالات صلب تیر به ستون توسط این محققین پیشنهاد شد که در زیر آورده شده است. تمامی متغیرهای این رابطه در قسمت قبل تشریح شده و فقط  $I_b$  به عنوان ممان اینرسی تیر در نظر گرفته می‌شود.

$$\tan \alpha = \sqrt[4]{\frac{1 + Lt_p \left( \frac{1}{A_c} + \frac{L^3}{120I_b h} \right)}{1 + ht_p \left( \frac{1}{A_b} + \frac{h^3}{360I_c L} \right)}} \quad (۴)$$

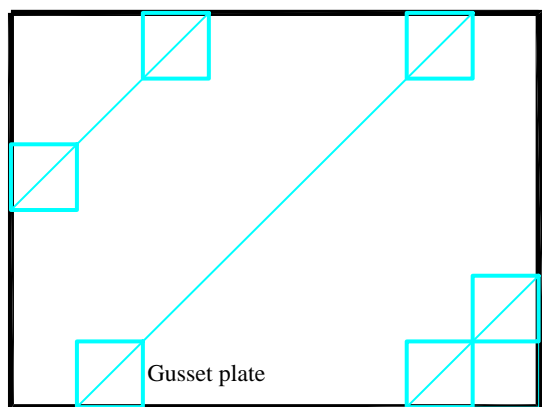
در سال ۱۹۹۳ مدلی با نام مدل نواری قطری<sup>۹</sup> توسط الگالی و همکاران<sup>۱۰</sup> برای پیش‌بینی رفتار چرخه‌ای دیوارهای برشی فولادی پیشنهادی شد [۸]. همانطور که در شکل ۳ نشان داده شده است، اعضای قطری خرپا برای مدل کردن رفتار میدان کشش قطری در جهات مخالف هم تعبیه شده اند. این اعضا قادر هستند رفتار چرخه‌ای رفت و برگشتی به دلیل بارگذاری چرخه‌ای را به خوبی شبیه‌سازی کنند.

<sup>۹</sup> Diagonal Strip Model

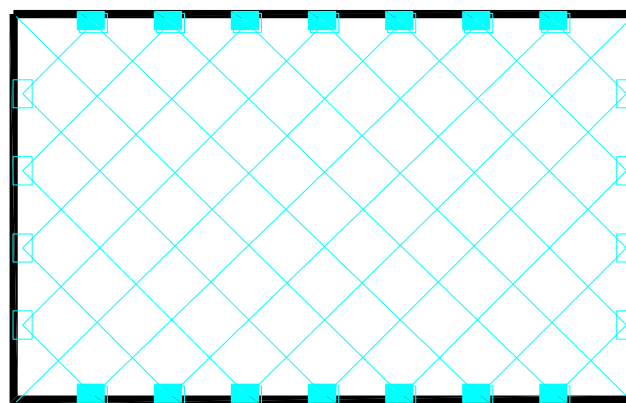
<sup>۱۰</sup> Elgaaly et al.

اگرچه این مدل در قیاس با مدل چند نواری از نظر محاسباتی پیچیده و زمانبر می‌باشد، با این حال در سال‌های اخیر مشاهده شده که برای تحلیل‌های غیرخطی و تاریخچه زمانی در سیستم‌های دیوار برشی به خوبی عمل خواهد کرد [۶].

در سال ۱۹۹۷ الگالی و لیو<sup>۱۱</sup> نشان دادند که توزیع کرنش در ورق میانی دیوار برشی فولادی در امتداد نوارهای کشش قطری یکنواخت نبوده و در مجاورت اعضای مرزی نرخ بالاتری دارد (شکل ۴). در نتیجه، تسلیم شدن نوارهای کششی در اطراف اعضای مرزی آغاز شده و سپس به تدریج به سمت مرکز نوارها پیش می‌روند. بر این اساس، الگالی و لیو مدل پیشنهاد شده توسط توربرن و همکاران را اصلاح کردند. مدل اصلاحی این محققین به گونه‌ای بود که بتواند توزیع غیر یکنواخت کرنش در امتداد نوارهای کششی را شبیه‌سازی کند. در این مدل، نوارها با استفاده از ورق‌های اتصال مربعی شکل در دو انتها به اعضای مرزی متصل می‌شدند. ابعاد این ورق‌های اتصال با برابر قرار دادن تنش برشی کمانشی ورق اتصال مربعی با تنش تسلیم برشی مصالح ورق میانی تعیین می‌شود. مساحت ورق اتصال نشان دهنده یک چشمه اتصال در مجاورت اعضای مرزی است که منجر به برش پیش از کمانش می‌شود. به منظور ساده سازی تحلیل، اعضای ساخته شده متشکل از ورق‌های اتصال و نوارها با اعضای خرپایی با زاویه ۴۵ درجه جایگزین شدند. محققین فرض کردند که رابطه تنش-کرنش برای اعضای خرپای معادل به صورت سه خطی، یعنی الاستیک، الاستوپلاستیک و کاملاً پلاستیک می‌باشد. مقایسه نتایج به دست آمده از این مدل و داده‌های آزمایشگاهی نشان از تطابق مناسب نتایج دارند [۹].



شکل ۴: مدل پیشنهادی توسط الگالی و لیو [۹]



شکل ۳: مدل نواری قطری پیشنهادی توسط الگالی و همکاران [۸]

بر اساس نتایج به دست آمده از مطالعات آزمایشگاهی صورت گرفته در دانشگاه بریتیش کلمبیا کانادا، مشاهده شد که زاویه نوارهای کششی در دیوار برشی فولادی در گوشه‌های دیوار به ۹۰ درجه نزدیک تر شده و در نواحی میانی بیشتر به سمت افقی شدن پیش می‌روند. دلیل این امر اساساً به اندرکنش میان قاب و اعضای مرزی شامل تیر و ستون‌ها مرتبط می‌باشد [۱۰]. بر مبنای این نتیجه گیری و برای غلبه بر ضعف مدل چند نواری، رضائی در سال ۱۹۹۹ روش مدل نواری چند زاویه‌ای<sup>۱۲</sup> را پیشنهاد داد. شمای کلی این مدل در شکل ۵ آورده شده است. به علاوه، معادلات حاکم و همچنین روابط مورد نیاز به منظور تعیین سطح مقطع هر نوار نیز توسط رضائی تبیین شد. رضائی نشان داد که روش چند نواری برای گستره وسیعی از دیوارهای برشی فولادی پاسخ‌های با دقت بسیار اندک ارائه می‌کند [۱۰].

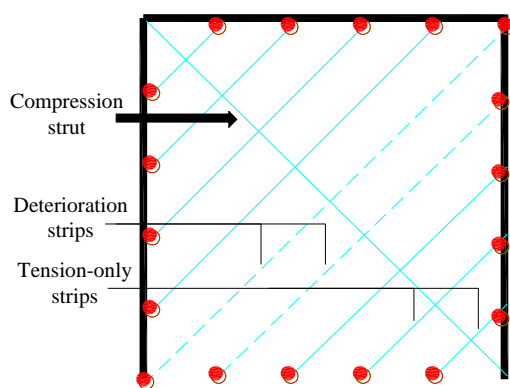
همانطور که در شکل ۵ مشاهده می‌شود، روش پیشنهادی توسط رضائی دارای ۵ نوار با زاویه‌های مختلف می‌باشد. دلیل انتخاب زاویه‌های مختلف، ارائه راه حلی برای در نظر گرفتن تغییرات زاویه میدان کششی در نقاط مختلف ورق میانی دیوار برشی فولادی بود. علیرغم پیش بینی‌های منطقی این روش، مشاهده شده است که این روش در تخمین ظرفیت نهایی دیوار تا حدی محافظه کارانه عمل کرده و در مقایسه با روش چند نواری، پیچیدگی بیشتری دارد در حالیکه تاثیر چندانی بر دقت پاسخ‌های به دست آمده ندارد [۶].

<sup>11</sup> Elgaaly and Liu

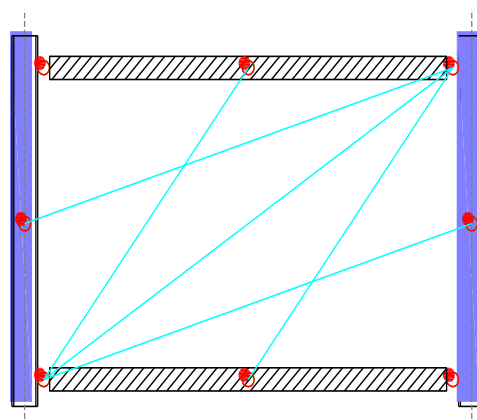
<sup>12</sup> multi-angle strip model

با توجه به بررسی‌های صورت گرفته، روش نواری نمی‌تواند به عنوان ابزار تحلیلی قابل اطمینانی برای دیوارهای برشی فولادی با هر نوع هندسه‌ای به کار رود [۱۰ و ۱۱]. بعلاوه، سختی اولیه نمونه‌ها در این روش کمتر تخمین زده می‌شود. در روش نواری، تنها میدان کششی خالص در نظر گرفته می‌شود در حالیکه رفتار ورق میانی پیچیده‌تر از فرضیات صورت گرفته در این روش می‌باشد [۱۲]. اگرچه میدان‌های کششی در ورق میانی تاثیر اندکی بر روی رفتار سازه دارد، با این حال دو ناحیه در مجاورت اعضای مرزی وجود دارد که می‌تواند نیروی فشاری چشمگیری را تحمل کند. این نواحی سختی اضافه‌ای به سیستم اعمال می‌کنند که با روش نواری قابل تخمین نیست.

مدل چند نواری پیشنهادی توسط توربرن و همکاران در سال ۱۹۸۳ مقاومت فشاری پیش از کمانش ورق میانی دیوار برشی فولادی را نادیده می‌گیرد. همچنین، مدل پیشنهادی سختی الاستیک و ظرفیت نهایی دیوار برشی فولادی را دست پایین تخمین زده زیرا که تاثیر اندک فشار قطری پیش از کمانش را در نظر نمی‌گیرد. بعلاوه، این روش زوال تدریجی مقاومت دیوار برشی فولادی را نیز در چرخه‌های تغییرمکانی بزرگ نادیده می‌گیرد. برای غلبه بر این ضعف‌ها، شیشکین و همکاران<sup>۱۳</sup> در سال ۲۰۰۹ مدل چند نواری اولیه را به منظور دستیابی به پاسخ‌های دقیقتر اصلاح کردند (شکل ۶). اصلاح مدل اولیه به نحوی بود که علاوه بر نوارهای موجود در مدل توربرن، نوارهایی عمود بر آنها در قطر فشاری نیز قرار داده شد. این عضو قطری سبب می‌شد سختی اولیه که در مدل نواری کمتر از نمونه آزمایشگاهی بود، تا حدودی درست تخمین زده شود و از طرفی کمانش‌های فشاری ایجاد شده ناشی از بارگذاری جانبی شبیه سازی شود. در انتها نیز به منظور نشان دادن کارایی مدل پیشنهادی، تحلیلی کمی صورت گرفته و برخی عوامل موثر بر رفتار دیوار برشی فولادی به صورت عددی بررسی شد [۱۳].



شکل ۶: مدل چند نواری اصلاح شده [۱۳]



شکل ۵: مدل نواری چند زاویه ای پیشنهادی توسط رضائی [۱۰]

در سال ۲۰۰۹، توپکایا و آتاسوی<sup>۱۴</sup> دو روش برای تحلیل دیوارهای برشی فولادی پیشنهاد دادند. روش اول بر مبنای فرضیه تیر عمیق و به صورت دستی و تقریبی بود. روش دوم نیز روشی عددی بر اساس مدل خرابایی بود. مقایسه سختی به دست آمده از دو روش پیشنهادی با نمونه آزمایشگاهی نشان از کارایی مناسب این روش‌ها دارد. در شکل ۷ تصویری از مدل پیشنهادی بر مبنای مدل خرابایی آورده شده است. نتایج نشان از تطابق مناسب پاسخ‌ها با نمونه‌های آزمایشگاهی داشت؛ با این حال، فرضیات بسیار و ساده‌سازی‌های زیادی در این مدل صورت گرفته که سبب می‌شود این روش برای تمامی دیوارهای برشی فولادی جوابگو نباشد [۱۴].

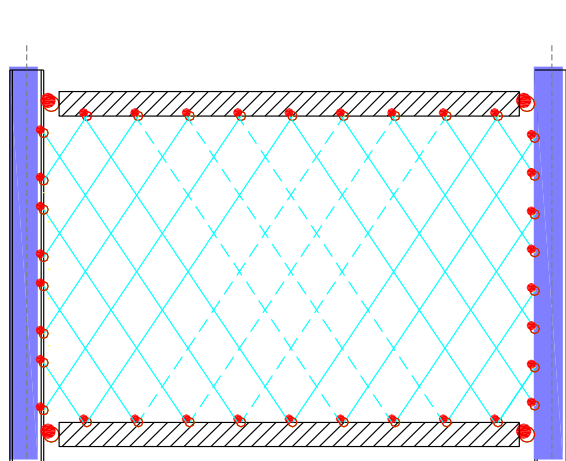
در سال ۲۰۱۲ گو و همکاران<sup>۱۵</sup> مدل نواری را برای تحلیل دیوارهای برشی فولادی بهبود داده و نتایج به دست آمده از این روش را با نتایج آزمایشگاهی مقایسه کردند [۱۵]. در مدل اصلاحی، تاثیر میدان‌های فشاری نیز دیده شده و رفتاری متفاوت برای میدان‌های فشاری در مقایسه با میدان‌های کششی ارائه گردید. روابط تنش کرنش فشاری و کششی برای مدل پیشنهادی به صورت کلی در شکل ۸ نشان داده شده است. در این شکل، خطوط توپر مشخصات مکانیکی مشابه با ورق میانی دیوار برشی داشته و خطوط خط چین دارای

<sup>13</sup> Shishkin et al.

<sup>14</sup> Topkaya and Atasoy

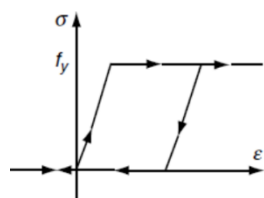
<sup>15</sup> Guo et al.

مشخصاتی متفاوت و مشابه با نمودارهای ساده شده تنش کرنش فشاری و کششی می‌باشند. عوامل مختلفی در تعیین تعداد نوارهایی که دارای رفتاری متفاوت از ورق میانی دیوار برشی هستند، دخیل بوده و تعیین تعداد آن‌ها به تحلیل‌های بیشتری نیاز دارد که تاکنون توسط این محققین بیان نگردیده است. با این حال عنوان شده که افزایش تعداد این نوارها منجر به بهبود دقت در مدلسازی شده ولی منجر به افزایش حجم محاسبات و افزایش زمان تحلیل می‌گردد [۱۵]. در این روش فرض می‌شود ستون‌ها و تیر به صورت کاملاً صلب هستند.

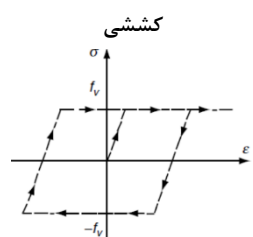


مدل نواری ترکیبی

شکل ۸: مدل پیشنهادی در تحقیق [۱۵]



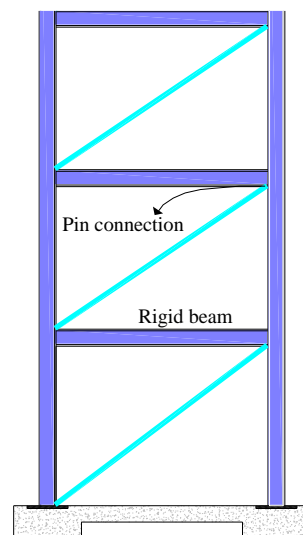
رابطه تنش کرنش برای میدان



کششی

رابطه تنش کرنش برای میدان

فشاری



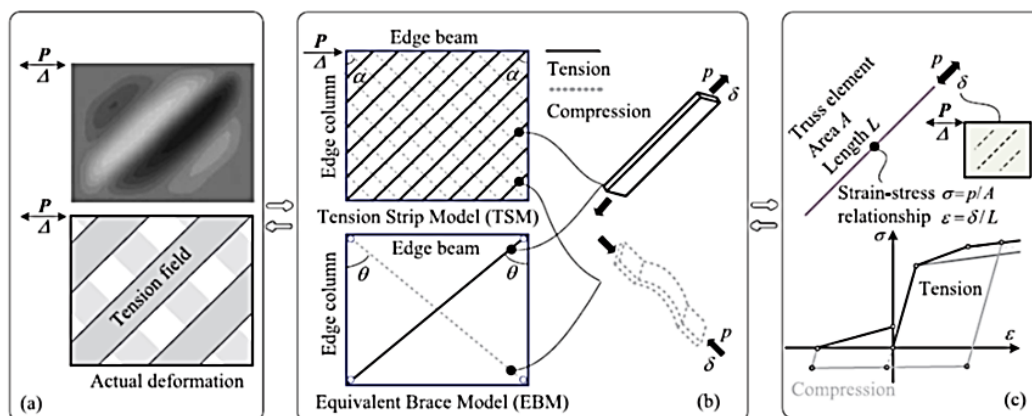
شکل ۷: مدل پیشنهادی در تحقیق [۱۴] بر

مبنای مدل خریابی

به منظور پیش بینی موثر و دقیق پاسخ لرزه‌ای دیوارهای برشی فولادی با استفاده از روش نواری ساده شده، مدل محوری معادلی توسط وانگ و یانگ<sup>۱۶</sup> در سال ۲۰۱۸ پیشنهاد شد [۱۶]. در این روش، با استفاده از منحنی‌های اسکلتون<sup>۱۷</sup>، سخت شدگی چرخه‌ای و تاثیر اثر بوشینگر<sup>۱۸</sup> در بارگذاری و باربرداری لحاظ شد. این مدل با تعدادی نمونه آزمایشگاهی راستی‌آزمایی شد و در نهایت تحلیلی کمی برای ارزیابی تاثیر نسبت عرض به ضخامت و الگوهای بارگذاری صورت پذیرفت. نتایج تحلیل نشان داد که روش حاضر به صورت بهتری می‌تواند رفتار چرخه‌ای دیوار برشی فولادی را با لحاظ کردن دامنه وسیعی از نسبت‌های عرض به ضخامت و مصالح مختلف فولادی ارزیابی کند. در شکل ۹ مدل پیشنهادی توسط این محققین آورده شده است.

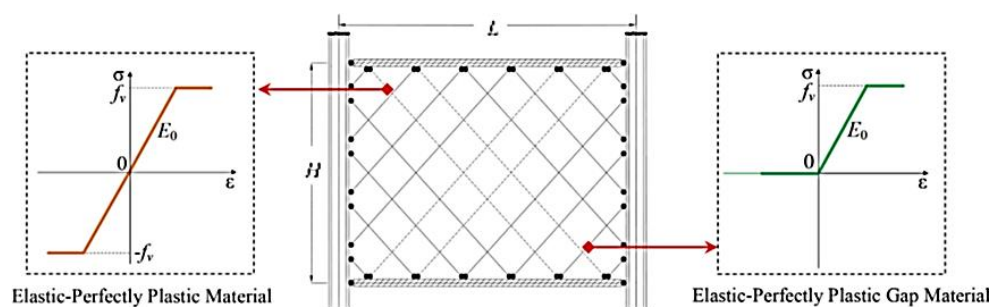
<sup>16</sup> Wang and Yang<sup>17</sup> Skeleton<sup>18</sup> Bauschinger effect





شکل ۹: مدل پیشنهادی توسط [۱۶]

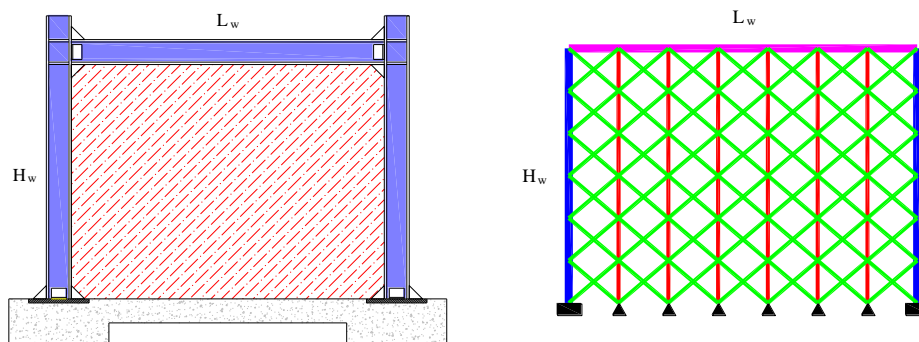
بای و همکاران<sup>۱۹</sup> در سال ۲۰۲۱ از روشی ساده شده بر مبنای تحلیل چند مودال برای تحلیل لرزه‌ای سازه‌های بلند مرتبه حاوی دیوار برشی فولادی بهره بردند. از یک سازه ۱۵ طبقه حاوی دیوار برشی فولادی برای راستی‌آزمایی مدل پیشنهادی و نشان دادن روش طراحی بر مبنای این مدل، استفاده شد. در تحلیل دیوارهای برشی از روش نواری بهره برده شد تا بتوان از سرعت بالای این روش برای تحلیل سازه‌های بلندمرتبه استفاده شود. در شکل ۱۰ تصویری از مدل استفاده شده نشان داده شده است. این روش مشابه روش ارائه شده توسط گو و همکاران [۱۵] بود با این تفاوت که در این مدل تیر و ستون‌ها به صورت صلب فرض نشده و تنها از دو نوار میانی برای اختصاص دادن مشخصات مکانیکی متفاوت از ورق میانی دیوار برشی بهره گرفته شد. نتایج نشان داد که روش پیشنهادی منجر به بهبود کارایی طراحی‌های موجود در آئین نامه برای سازه‌های حاوی دیوار برشی فولادی می‌شود. پاسخ دینامیکی سازه چند درجه آزاد با سیستم معادل یک درجه آزاد جایگزین شده که این امر منجر به کاهش چشمگیر زمان تحلیل به خصوص برای سازه‌های بلند مرتبه می‌گردد [۱۷].



شکل ۱۰: مدل نواری استفاده شده در تحقیق [۱۷]

مردانژاد و همکاران در سال ۲۰۲۲ روشی مبتنی بر مدل نواری برای تحلیل غیرخطی دیوارهای برشی فولادی ارائه دادند. در این روش، دیوار برشی فولادی به اعضای صفحه‌ای مربعی و یا تقریباً مربعی تبدیل شده و هر یک از این اعضای صفحه‌ای با اعضای خرپایی جایگزین می‌شوند. این روش قادر است رفتار دیوار برشی فولادی با هر هندسه‌ای را تخمین زده و همچنین می‌تواند محل و میزان خرابی ایجاد شده در سازه را تعیین کند. بعلاوه، روش مذکور قادر است دیوارهای برشی فولادی با سخت کننده و یا حاوی بازشو را نیز مدلسازی و تحلیل کند. از مزایای این روش می‌توان به دقت و سرعت بالای آن اشاره کرد. در شکل ۱۱ تصویری از مدل پیشنهادی آورده شده است.

<sup>19</sup> Bai et al.



شکل ۱۱: مدل نواری استفاده شده در تحقیق [۱۸]

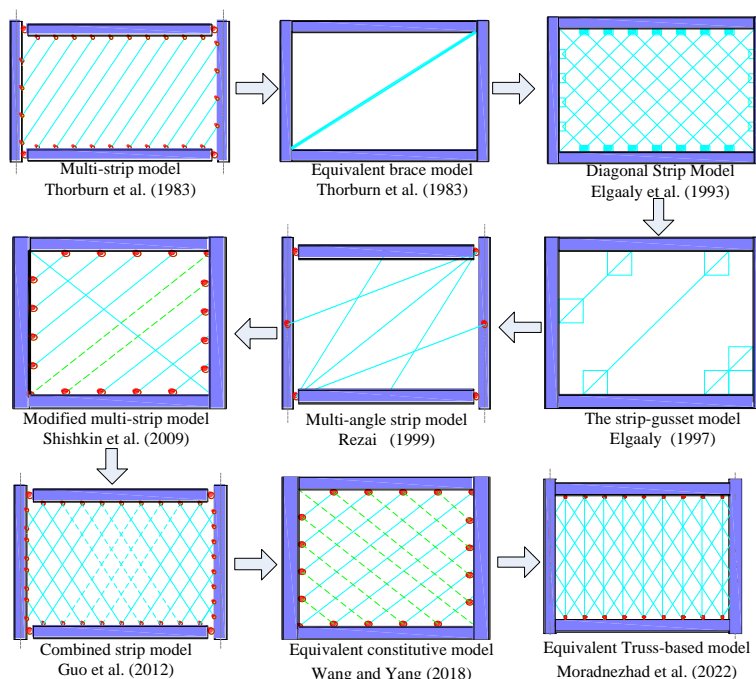
## ۲-۱- جمع بندی روش‌های نواری پیشنهادی

توانمندی عظیمی در کاربرد سیستم‌های دیوار برشی فولادی در مناطق با لرزه‌خیزی زیاد و خیلی زیاد وجود دارد. مزایای کاربرد دیوارهای برشی فولادی موجب می‌شود سازه‌های ساخته شده با این نوع سیستم باربرجانبی اقتصادی تر بوده و عملکردی مناسب تر نسبت به سایر سیستم‌های باربر جانبی از خود به نمایش بگذارد. با این وجود کاربرد این نوع سیستم در سال‌های اخیر به دلیل محدودیت‌های ارائه شده در آئین‌نامه‌ها در طراحی محافظه‌کارانه و یا طراحی بیش از حد نیاز<sup>۲۰</sup> دیوار برشی فولادی و همچنین زمان‌بر بودن تحلیل دیوارهای برشی فولادی، کاهش یافته است [۶]. با در نظر داشتن این مطلب که عمده استانداردهای طراحی در سراسر جهان به سمت طراحی بر اساس عملکرد<sup>۲۱</sup> در حال گذار هستند، بنابراین نیاز به یک روش قوی، دقیق و در عین حال ساده برای برآورده کردن نیازهای طراحی بر مبنای عملکرد به خوبی احساس می‌شود. اگرچه قوش و همکاران<sup>۲۲</sup> در سال ۲۰۰۹ [۱۹] روشی بر مبنای عملکرد برای طراحی لرزه‌ای دیوارهای برشی فولادی ارائه دادند، اما جامعیت این روش پیشنهادی مورد سوال است. همانطور که در شکل ۱۲ به صورت کلی دیده می‌شود، قسمت اعظم کارهای صورت گرفته بر مبنای روش نواری ارائه شده در سال ۱۹۹۷ و اصلاح آن می‌باشد. از طرفی، با توجه به گسترش روز افزون کاربرد دیوارهای برشی فولادی و همچنین نیاز به مرتفع سازی در بسیاری از نقاط جهان، نیاز به یک روش نوین، سریع، دقیق و جامع که بتواند مشکلات روش‌های پیشین را مرتفع ساخته و از مقبولیت در جامعه مهندسی نیز برخوردار باشد، به خوبی احساس می‌شود. روش نوین پیشنهادی در این تحقیق که جزئیات آن در ادامه آورده شده است، می‌تواند با کاهش چشمگیر در زمان مدلسازی و تحلیل سازه‌های حاوی دیوار برشی فولادی، راه را برای تحلیل تمام مقیاس و به تعداد زیاد هموار سازد. از طرفی، این روش نیاز به در نظر گرفتن مشخصات مکانیکی و یا معیارهای تسلیم پیچیده نداشته و این امر کاربرد این روش را برای عموم مهندسی و محققین فراهم می‌کند. از طرف دیگر، با توجه به کاهش تعداد اعضا در سیستم خرابایی پیشنهادی، احتمال واگرایی تحلیلی کاهش یافته و همچنین پتانسیل به کارگیری این روش نوین در زبان‌های برنامه نویسی به منظور توسعه نرم افزار تحلیلی افزایش می‌یابد.

<sup>20</sup> Over-designed

<sup>21</sup> Performance-based design

<sup>22</sup> Ghosh et al.

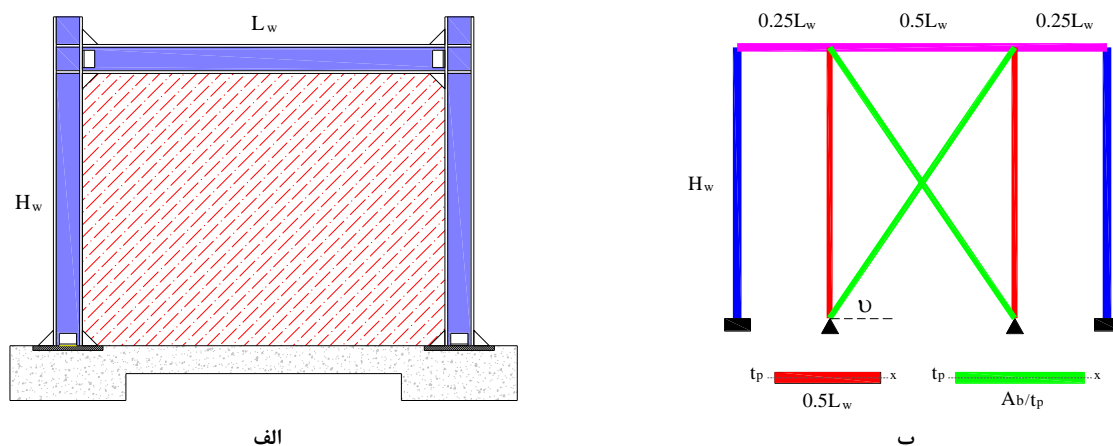


شکل ۱۲: جمع بندی کارهای ارائه شده در زمینه ارائه مدل برای تحلیل دیوارهای برشی فولادی بر مبنای روش نواری

### ۳- روش نوین محاسباتی بر اساس اعضای خریایی

برای بیان روش محاسباتی به منظور تحلیل غیرخطی دیوارهای برشی فولادی، نیاز است نحوه قرارگیری اعضای خریای معادل بیان گردد. در شکل ۱۳ تصویری از یک دیوار برشی فولادی به همراه سیستم خریای معادل آن آورده شده است. همانطور که مشاهده می‌شود پنل فولادی محصور توسط یک خریای ساده دارای چهار عضو شامل دو عدد عضو قائم (ستونک) و دو مهاربند همگرای ضربردی شکل جاگزین می‌شود. ستونک‌ها در خریای معادل که به رنگ قرمز نشان داده شده‌اند، در وسط دهانه قاب به فاصله نصف طول دهانه قرار می‌گیرند. در این مدل مهاربندها (اعضای سبز رنگ) نیز به صورت قطری تعبیه خواهند شد. کلیه اتصالات اعضای خریای معادل (ستونک‌ها و مهاربندها) به تکیه‌گاه و به تیر فوقانی قاب به صورت مفصلی می‌باشد و هیچ گونه لنگر خمشی توسط این اعضا منتقل نمی‌شود. اعضای قاب خمشی نیز شامل تیر فوقانی و ستون‌های کناری با اتصالات گیردار به یکدیگر و نیز به فونداسیون متصل شده‌اند.

بررسی تحقیقات گذشته در زمینه رفتار دیوارهای برشی فولادی نشان می‌دهد [۲۰-۲۳] که ورق میانی فولادی تحت بارهای توام قائم و جانبی متحمل تنش‌های قائم فشاری و برشی خواهد شد. عمده تنش قائم فشاری ایجاد شده در این ورق‌ها ناشی از بارهای ثقلی بر روی تیر فوقانی است. در صورت طراحی بهینه این عضو برابر ثقلی و کنترل تغییرشکل آن طبق استانداردهای موجود می‌توان اثر تنش قائم در ورق را به حداقل رساند. از طرف دیگر، در ورق‌های لاغر یا به عبارتی قاب‌های با نسبت ارتفاع به طول دهانه بیشتر از یک، لنگرهای خمشی درون صفحه ایجاد شده در ورق نیز منجر به ظهور تنش‌های قائم کششی و فشاری ناشی از بار جانبی به ترتیب در پاشنه و پنجه ورق فولادی خواهد شد. به طور کلی رفتار این سازه‌ها توسط تغییرشکل‌های برشی تعیین خواهد شد. سختی برشی در این ورق‌ها در مقایسه با سختی خمشی آنها بسیار بالا بوده و در نتیجه عمده تنش‌ها به صورت برشی ظاهر می‌شوند. مود خرابی نیز در این سازه‌ها عمدتاً به صورت کمانش قطری بوده که ثابت کننده این ادعاست [۲۴ و ۲۵].



شکل ۱۳: الگوی قرارگیری مهاربندها و ستونکها در مدل پیشنهادی

از رفتار ورق‌های میانی دیوار برشی فولادی می‌توان نتیجه گرفت که جهت تخمین رفتار واقعی آن‌ها توسط سیستم خرابایی، سیستم معادل باید از نظر مولفه‌های سختی قائم، برشی و خمشی کاملاً قادر به انتقال تنش‌های به وجود آمده تحت بارهای ثقلی و جانبی باشد. به این منظور جهت تعیین مشخصات هندسی اعضای خرابی معادل (ستونک‌ها و مهاربندها) مولفه‌های سختی آن‌ها شامل سختی-های قائم، برشی و نرمال برابر سختی ورق میانی واقعی قرار داده خواهد شد.

### ۳-۱- تعیین سطح مقطع ستونک‌ها

به منظور تعیین سطح مقطع ستونک‌ها فرض می‌شود که اعضای قائم به تنهایی در تحمل تنش‌های قائم ناشی از بارهای ثقلی دخیل هستند. بنابراین، سختی قائم محوری در ورق میانی فولادی باید برابر سختی قائم محوری مجموع ستونک‌های خرابی معادل باشد. شایان ذکر است که مدول الاستیسیته در هر دو سیستم واقعی و خرابی معادل یکسان است و در نتیجه تساوی سختی‌های محوری به تساوی سطوح مقطع خلاصه می‌شود. روابط ۵ و ۶ به ترتیب بیان کننده سطح مقطع ورق میانی فولادی و سیستم معادل خرابی می‌باشد. با تساوی روابط ۱ و ۲ سطح مقطع هر یک از ستونک‌های خرابی که برابر نصف سطح مقطع دیوار است بدست می‌آید (رابطه ۳).

$$A_{panel} = t_p L_w \quad (5)$$

$$A_{system} = \sum_{n=1}^2 A_{pn} = 2A_c \quad (6)$$

$$A_c = \frac{1}{2} t_p L_w \quad (7)$$

که در این روابط  $t_p$ ،  $L_w$  و  $A_c$  به ترتیب ضخامت پتل فولادی، طول دهانه قاب و سطح مقطع ستونک می‌باشد.

### ۳-۲- تعیین فاصله بین ستونک‌های خرابی (دهانه خرابی)

همانطور که گفته شد جهت تخمین رفتار واقعی ورق میانی محصور در قاب فولادی باید رفتار خمشی درون صفحه آن نیز به درستی توسط سیستم معادل خرابایی لحاظ گردد. فرض می‌شود که بار جانبی وارد بر سازه توسط مهاربندها تحمل شده، در نتیجه با تساوی سختی‌های خمشی درون صفحه دو سیستم، طول دهانه خرابی معادل تعیین می‌گردد. از آنجاییکه مدول الاستیسیته در هر دو حالت یکسان است، در نتیجه تساوی سختی‌ها به تساوی ممان‌های اینرسی ورق میانی در دیوار برشی فولادی و خرابی معادل منجر می‌گردد. با فرض اینکه فاصله ستونک‌های خرابی برابر نصف دهانه قاب اصلی بوده (شکل ۱۳-ب) ممان اینرسی سیستم معادل طبق رابطه ۸ بیان می‌شود.

$$I_{system} = \sum_{n=1}^2 I_{cn} = \sum_{n=1}^2 i_{cn} + A_{cn} d_n^2 = 2 \times \frac{1}{12} t_p \left(\frac{L_w}{2}\right)^3 + 2 \times \frac{1}{12} t_p L_w \left(\frac{L_w}{4}\right)^2 = \frac{1}{12} t_p L_w^3 \quad (8)$$

مقدار بدست آمده برابر ممان اینرسی درون صفحه ورق میانی دیوار برشی فولادی حول وسط دهانه قاب می باشد. در نتیجه می توان گفت فاصله بین ستونک های خریای معادل برابر نصف دهانه قاب بوده که در وسط دهانه قاب به صورت متقارن تعبیه می گردند (شکل ۱۳-ب).

### ۳-۳- تعیین سطح مقطع مهاربندها

با برابر قرار دادن سختی های برشی ورق فولادی و سیستم خریایی معادل آن مطابق شکل ۱۳-ب سطح مقطع مهاربندها نیز تعیین می گردد. روابط ۹ و ۱۰ به ترتیب سختی های برشی ورق فولادی و خریای معادل آن را ارائه می دهند.

$$K_{panel} = \frac{GL_w t_p}{1.2 H_w} \quad (9)$$

$$K_{system} = \frac{2EA_b}{L_b} (\cos \theta)^2 \quad (10)$$

در این روابط  $\theta$  و  $L_b$  به ترتیب زاویه مهاربند با افق و طول آن می باشد که بر اساس شکل ۱۳-ب طبق روابط ۱۱ و ۱۲ می توان طول مهاربند و  $(\cos \theta)^2$  را بدست آورد:

$$L_b = \sqrt{\left(\frac{L_w}{2}\right)^2 + (H_w)^2} \quad (11)$$

$$(\cos \theta)^2 = \frac{\left(\frac{L_w}{2}\right)^2}{\left(\frac{L_w}{2}\right)^2 + (H_w)^2} \quad (12)$$

حال پس از جایگزینی روابط ۱۱ و ۱۲ در روابط سختی سیستم های واقعی و معادل (روابط ۹ و ۱۰) و حل معادله تساوی سختی ها، مقدار سطح مقطع هر یک از مهاربندها طبق رابطه ۱۳ تعیین می گردد.

$$A_b = \frac{G t_p \left(\left(\frac{L_w}{2}\right)^2 + (H_w)^2\right)^{1.5}}{0.6 E L_w H_w} \quad (13)$$

همانطور که در شکل ۱۳-ب نیز نشان داده شده است مقطع ستونک ها و مهاربندها در مدل محاسباتی باید به صورت مستطیل به عرض  $t_p$  (ضخامت پنل فولادی) در نظر گرفته شود. این مقاطع متناسب با رنگ اعضا به ترتیب با قرمز و سبز در شکل مشاهده می گردد.

### ۳-۴- مشخصات غیرخطی اعضای سیستم خریایی معادل

مصالح فولادی مصالحی همگن بوده به این معنی که مشخصات مکانیکی آن در جهات مختلف ثابت می باشد. در این صورت می توان از مقاومت فشاری و کششی فولاد جهت تعیین مقاومت ستونک ها و مهاربندها در سیستم خریای معادل بهره گرفت. در مورد مقاومت کششی می توان گفت که در تمام اعضای سیستم خریای معادل برابر مقاومت تسلیم فولاد می باشد. جهت تعیین مقاومت فشاری اعضا نیز با استفاده از مشخصات هندسی مقطع، مقاومت کمانشی آن تعیین می گردد زیرا در برخی حالات مقاومت کمانشی بر مقاومت تسلیم ارجح می گردد. در شکل ۱۴ رفتار محوری اعضا نشان داده شده است. شایان ذکر است که رفتار پساتسلیم در این منحنی از منحنی تنش-کرنش فولاد در حالت کششی استخراج شد. مقادیر مقاومت های کششی، فشاری، کرنش تسلیم و کرنش متناظر با تنش کمانشی در ستونک های سیستم معادل به ترتیب طبق روابط ۱۴، ۱۵، ۱۶ و ۱۷ قابل محاسبه است

$$F_t = F_y \quad (14)$$

$$F_c = \frac{\pi^2 E}{12 \left(\frac{H_w}{t_p}\right)^2} \leq F_y \quad (15)$$

$$\varepsilon_y = \frac{F_y}{E} \quad (16)$$

$$\varepsilon_{bu} = \frac{\pi^2}{12E \left(\frac{H_w}{l_p}\right)^2} \leq \varepsilon_y \quad (17)$$

مقادیر مقاومت‌های فشاری و کرنش متناظر با تنش کمانشی در مهاربندهای سیستم معادل نیز به ترتیب طبق روابط ۱۸ و ۱۹ بدست می‌آید.

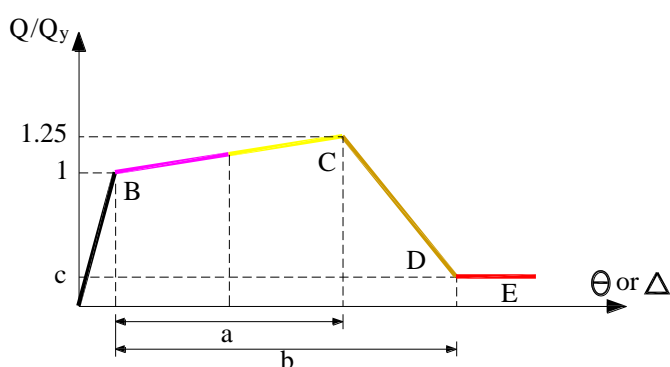
$$F_c = \frac{\pi^2 E}{12 \left(\frac{L_b}{l_p}\right)^2} \leq F_y \quad (18)$$

$$\varepsilon_{bu} = \frac{\pi^2}{12E \left(\frac{L_b}{l_p}\right)^2} \leq \varepsilon_y \quad (19)$$

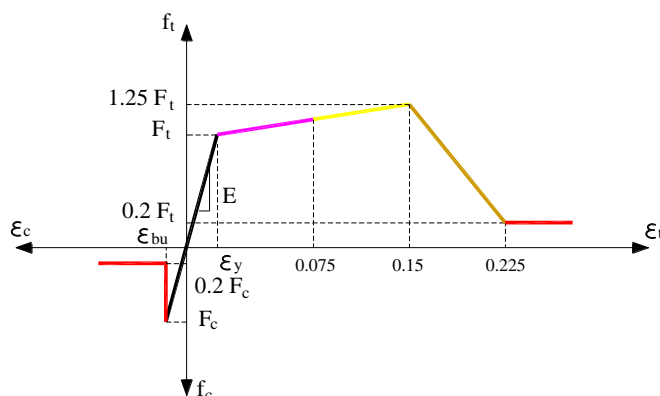
همچنین با توجه به شکل ۱۴ سختی اولیه در هر دو حالت کششی و فشاری بر اساس مدول الاستیسیته فولاد تعیین می‌گردد. مقاومت فشاری اعضا با توجه به کمانش از مقاومت کششی کمتر می‌باشد و پس از کمانش، افت شدید مقاومت اتفاق خواهد افتاد. چنانچه که عنوان شد، به منظور تعیین مقاومت کمانشی اعضا از مشخصات هندسی مقطع اعضا در سیستم خرپای معادل بهره برده خواهد شد.

### ۳-۵- مشخصات غیرخطی اعضای مرزی

رفتار غیرخطی بار-تغییرمکان یا لنگر-دوران در تیر و ستون‌های قاب اصلی (اعضای مرزی) به صورت مفصل پلاستیک متمرکز مطابق شکل ۱۵ در نظر گرفته می‌شود. متغیرهای  $a$ ،  $b$  و  $c$  طبق آیین نامه FEMA-273 برای مفاصل پلاستیک خمشی M3، مفاصل اندرکنشی بار محوری و لنگر خمشی P-M3 و همچنین مفاصل برشی V2 قابل استخراج می‌باشند [۲۶]. در شکل ۱۵،  $\Delta$  و  $\theta$  به ترتیب تغییرمکان و دوران در مفصل پلاستیک را نشان می‌دهند،  $Q$  نیز نشان دهنده مقاومت می‌باشد. سختی اولیه اعضا مطابق با مشخصات مکانیکی آن‌ها شامل مدول الاستیسیته و مدول برشی بدست می‌آید. مقاومت نهایی ناشی از سخت شوندگی در اعضای فولادی ۲۵ درصد بیشتر از مقاومت تسلیم در نظر گرفته می‌شود.



شکل ۱۵: رفتار کلی مفاصل پلاستیک خمشی و برشی اختصاص یافته به تیرها و ستون‌ها طبق FEMA-273 [۲۶]



شکل ۱۴: رفتار محوری استخراج شده جهت ستون‌ها و مهاربندهای سیستم خرپای معادل [۱۸]

## ۳-۶- راستی آزمایی سیستم خرپای معادل

## ۳-۶-۱ رفتار استاتیکی

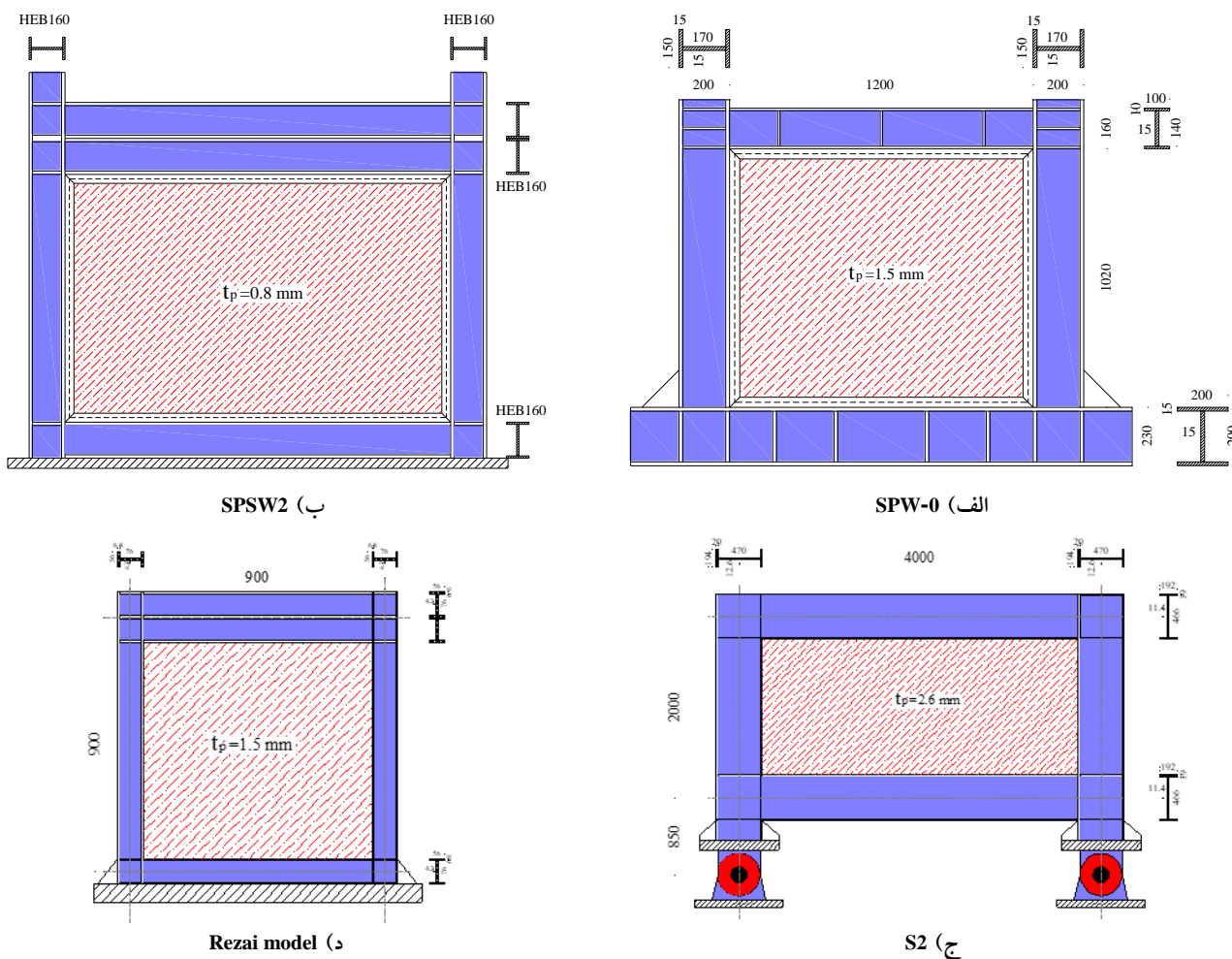
در این بخش سعی بر آن است که توانایی مدل خرپایی پیشنهادی در تخمین رفتار دیوارهای برشی فولادی تحت بار جانبی با استفاده از نمونه‌های آزمایشگاهی راستی آزمایی شود. همانطور که پیشتر عنوان شد، یکی از قابلیت‌های روش پیشنهادی، امکان به کارگیری آن در نرم افزارهای تجاری مرسوم به منظور سهولت در کاربرد به وسیله مهندسیین محاسب می‌باشد. برای این منظور، در تعیین پاسخ‌ها از نرم افزار SAP2000 V20.2.1 بهره برده شد [۲۷]. اعضای مرزی، ستونک‌ها و مهاربندها در نرم افزار با استفاده از عضو تیر<sup>۲۳</sup> مدلسازی شد. به منظور اطمینان از صحت پاسخ‌های دریافتی از نرم افزار و روش پیشنهادی، چهار قاب خمشی حاوی دیوار برشی فولادی که به صورت آزمایشگاهی بررسی شده بودند، انتخاب گردید. تمامی دیوارهای برشی فولادی مورد بررسی دارای تکیه‌گاه گیردار بوده و در قسمت فوقانی تحت بار جانبی قرار گرفتند. در بررسی آزمایشگاهی این دیوارها، تغییرمکان عمود بر صفحه محدود شده بود. برای همه نمونه‌ها نتایج حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی به روش پیشنهادی شامل رفتار بار-تغییرمکان با نتایج آزمایشگاهی و مدل‌سازی به روش اجزای محدود و همچنین روش خرپای معادل مقایسه شده است. مشخصات مکانیکی و هندسی نمونه‌های آزمایشگاهی انتخاب شده به ترتیب در جدول ۱ و شکل ۱۶ آورده شده است. متغیرهای ارائه شده شامل مدول الاستیسیته و مقاومت تسلیم مصالح تیر<sup>۲۴</sup>، ستون‌ها<sup>۲۵</sup> و ورق میانی دیوار برشی فولادی<sup>۲۶</sup> می‌باشد. به دلیل سهولت در مدلسازی دیوارهای برشی فولادی با روش پیشنهادی، از ذکر جزئیات مدلسازی صرف نظر شد. نحوه مدلسازی بر اساس توضیحات ارائه شده در بخش ۳ و شکل ۱۳ می‌باشد.

در شکل ۱۷ نمودار بار-تغییرمکان نمونه‌های معرفی شده آورده شده است. در این تصاویر، نمودارهای به دست آمده از تحقیقات آزمایشگاهی و مدلسازی با استفاده از روش ارائه شده در [۱۸] به همراه روش خرپای معادل پیشنهادی با نام Macro ارائه گردیده است. همانطور که مشاهده می‌شود، رفتار بار-تغییرمکان جانبی بدست آمده از روش پیشنهادی با رفتار بار-تغییرمکان تجربی و همچنین مدل-سازی به روش ETB<sup>۲۷</sup> که توسط نویسندگان در مرجع [۱۸] توسعه داده شده است، برای کلیه دیوارهای برشی فولادی مورد مطالعه، مقایسه شده است. در تمامی نمودارها، محورهای افقی و قائم به ترتیب تغییر مکان افقی بالای دیوار برشی و برش پایه را نشان می‌دهند. در جدول ۲ مقدار خطا از نظر بار بیشینه، سختی معادل، شکل‌پذیری و انرژی جذب شده برای مدل پیشنهادی در مقایسه با مدل ETB و نمونه آزمایشگاهی آورده شده است. این امر با ترسیم نمودار دو خطی ایده‌آل برای نمودارهای بارافزون نمونه‌ها انجام پذیر است.

جدول ۱: مشخصات مکانیکی نمونه‌های آزمایشگاهی انتخاب شده جهت راستی آزمایی

نمونه	مرجع	مدول الاستیسیته (GPa)			تنش تسلیم (MPa)		
		Panel	Column	Beam	Panel	Column	Beam
SPW-0	[۲۱]	۲۰۰	۲۰۰	۲۰۰	۲۲۲	۲۸۰	۲۵۴
SPSW2	[۲۸]	۲۰۴	۲۰۷	۲۰۷	۲۸۰	۴۰۰	۴۰۰
S2	[۲۹]	۲۰۰	۲۰۶	۲۰۶	۱۶۵	۳۴۵	۳۴۵
Rezai	[۱۰]	۲۰۰	۲۰۰	۲۰۰	۳۱۰	۳۸۰	۳۸۰

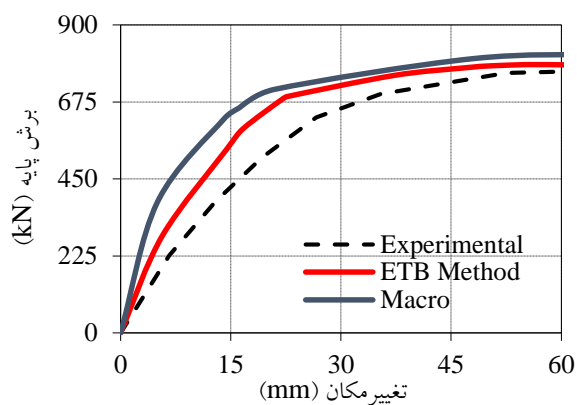
<sup>23</sup> Beam<sup>24</sup> Beam<sup>25</sup> Column<sup>26</sup> Panel<sup>27</sup> Equivalent truss based



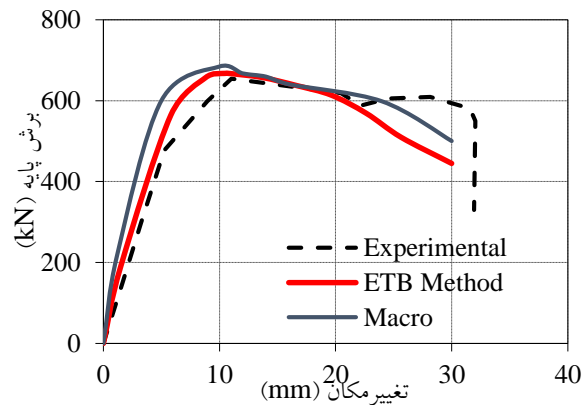
شکل ۱۶: مشخصات هندسی نمونه‌های آزمایشگاهی

در نمونه SPW-0، مقایسه نمودارهای بار-تغییر مکان بدست آمده از روش بزرگ-مقیاس پیشنهادی و روش ETB با نمودار تجربی نشان می‌دهد که مقدار بار حداکثر به ترتیب به میزان ۵ و ۲٪ خطا تخمین زده شده است. بعلاوه، هر دو روش مبتنی بر اعضای خرابی توانستند به خوبی رفتار پس از بار بیشینه<sup>۲۸</sup> را پیش بینی کنند. بعلاوه سختی معادل پیش بینی شده توسط روش پیشنهادی و ETB به ترتیب ۱۹ و ۶٪ با نمونه آزمایشگاهی اختلاف دارد. در مورد نمونه SPSW2 که دیوار برشی فولادی با نسبت ارتفاع به عرض کمتر از یک می‌باشد، نمودار بار-تغییر مکان بدست آمده از روش پیشنهادی با نمودارهای تجربی و عددی بدست آمده از روش ETB در شکل ۱۷-ب مقایسه شده است. در این نمونه هم انطباق قابل قبولی در مورد رفتار بار-تغییر مکان پیش‌بینی شده توسط روش پیشنهادی در مقایسه با نتایج تجربی و روش ETB مشاهده می‌شود. مقدار ظرفیت برشی این دیوارهای برابر ۷۶۴ kN برای نمونه SPSW2 می‌باشد که به درستی توسط روش بزرگ-مقیاس پیشنهادی با خطای حدود ۷ درصدی تخمین زده شده است. این خطا در روش ETB برای نمونه SPSW2 به میزان حدود ۳٪ می‌باشد. با این حال، سختی تخمینی توسط روش پیشنهادی تطابق مناسبی با نمونه آزمایشگاهی نداشت. برای نمونه S2، مقدار بار بیشینه در نمونه آزمایشگاهی و مدلسازی به روش ETB به ترتیب ۲۰۶۰ و ۲۱۰۱ kN بود که این مقادیر توسط روش بزرگ-مقیاس پیشنهادی برابر با ۲۱۲۱ kN و به میزان حدود ۳٪ خطا نسبت به نمونه آزمایشگاهی تعیین شد. خطای رو مقدار خطای موجود در تخمین بار بیشینه توسط روش بزرگ-مقیاس در نمونه Rezai نسبت به نمونه آزمایشگاهی برابر با ۱/۵ درصد بود که در مقایسه با روش ETB با میزان خطای ۲ درصد عملکرد بهتری داشت.

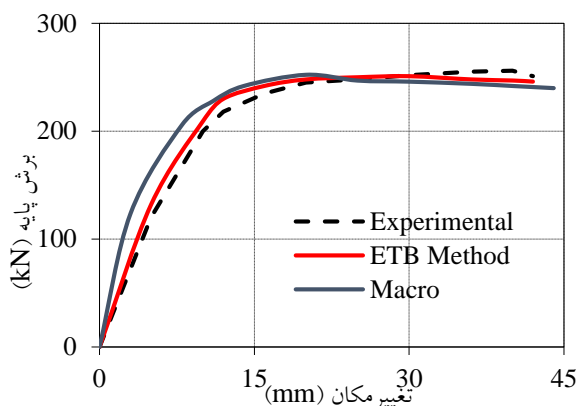




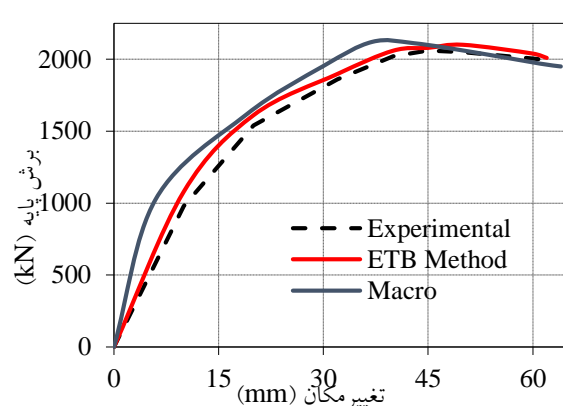
ب



الف



د



ج

شکل ۱۷: نمودار بار تغییر مکان نمونه‌های الف (SPW-0، ب. SPSW2، ج. S2، د. Rezai)

جدول ۲: مقادیر بار پیشینه، سختی معادل، انرژی جذب شده و شکل پذیری به همراه میزان خطا

نمونه	بار پیشینه (kN)			سختی معادل (kN/mm)			انرژی جذب شده (kN-m)			شکل پذیری		
	آزمایشگاهی	ETB	Macro	آزمایشگاهی	ETB	Macro	آزمایشگاهی	ETB	Macro	آزمایشگاهی	ETB	Macro
SPW-0	۶۵۴	۶۶۷ (/۲)	۶۸۴ (/۵)	۸۸/۵	۹۳/۴ (/۶)	۱۰۵/۲ (/۱۹)	۱۶/۹۳	۱۶/۰۹ (/۵)	۱۷/۱۲ (/۱)	۴/۵	۴/۴ (/۲)	۵/۰ (/۱۱)
SPSW2	۷۶۴	۷۸۴ (/۳)	۸۱۵ (/۷)	۲۹/۳	۴۰/۱ (/۳۷)	۵۸/۳ (/۹۹)	۳۳/۷۲	۴۵/۹۸ (/۳۶)	۴۹/۳۴ (/۴۶)	۲/۸	۴/۱ (/۴۶)	۵/۵ (/۹۶)
S2	۲۰۶۰	۲۱۰۱	۲۱۲۱	۹۰	۱۰۱/۶	۱۱۷/۰	۹۸/۱۷	۱۰۱/۳۱	۱۰۹/۵۲	۳/۱	۳/۴	۳/۷

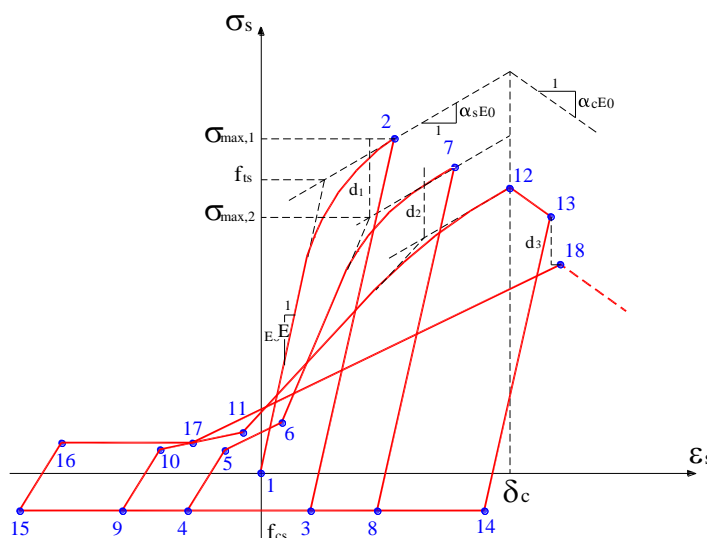
		(/۲)	(/۳)		(/۱۳)	(/۳۰)		(/۳)	(/۱۲)	(/۱۰)	(/۱۹)
Rezai	۲۵۶	۲۵۱	۲۵۲	۲۴/۴	۲۷/۶	۳۶/۴	۸/۹۱	۹/۰۲	۹/۷۳	۵/۰	۶/۷
		(/۲)	(/۲)		(/۱۳)	(/۴۹)		(/۱)	(/۹)	(/۱۴)	(/۵۲)

### ۳-۶-۲ رفتار چرخه ای

به منظور ارزیابی کارایی مدل پیشنهادی در برابر بارهای چرخه‌ای، دو نمونه آزمایشگاهی تحت بارهای چرخه‌ای تحلیل شدند. تاکنون مدل‌های مختلفی برای رفتار چرخه‌ای دیوار برشی فولادی ارائه شده است. در اینجا، از مدل جلالی و بنزاده که قابلیت در نظر گرفتن کماتش ورق میانی دیوار برشی را دارد، استفاده شد [۲۹]. رابطه تنش-کرنش چرخه‌ای برای به کارگیری در اعضای مدل بزرگ-مقیاس در شکل ۱۸ آورده شده است. همانطور که مشاهده می‌شود، پس از تسلیم، چرخه‌ها دچار زوال می‌شوند که میزان این زوال توسط رابطه ۲۰ قابل محاسبه می‌باشد.

$$\beta_i = \left( \frac{E_i}{E_i - \sum_{j=1}^i E_j} \right)^c \quad (20)$$

در این رابطه،  $E_i$ ،  $E_t$  و  $E_j$  به ترتیب انرژی تلف شده در  $i$ امین نیم چرخه کششی، انرژی کل جذب شده و انرژی جذب شده در چرخه زام می‌باشد. در رابطه ۲۰،  $c$  عامل واسنجی<sup>۲۹</sup> می‌باشد.



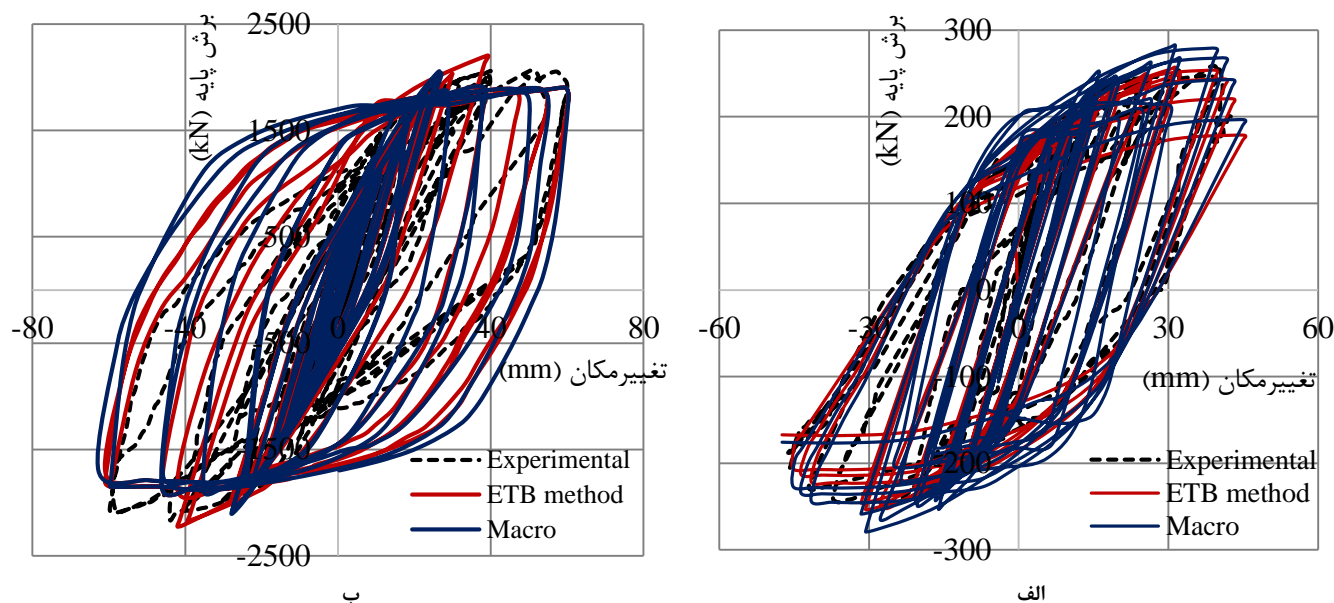
شکل ۱۸: مدل چرخه ای استفاده شده برای اعضای خرابی روش بزرگ-مقیاس پیشنهادی [۲۹]

در شکل ۱۹ نمودار بار-تغییرمکان چرخه‌ای نمونه‌های آزمایشگاهی و مدل‌های عددی آورده شده است. به منظور راستی‌آزمایی از نمونه آزمایشگاهی S2 و Rezai استفاده شد. همانطور که مشاهده می‌شود، دقت روش ETB در تخمین رفتار چرخه‌ای نسبت به روش پیشنهادی در این تحقیق بهتر می‌باشد. بیشینه بار آزمایشگاهی در روش ETB و روش پیشنهادی برای مدل Rezai به ترتیب با ۱ و ۱۱٪ و برای مدل S2 به ترتیب با ۶/۸ و ۱۰٪ خطا تخمین زده شدند. با این حال، تفاوت اصلی این دو روش در زمان مدلسازی و تحلیل بوده که سبب می‌شود استفاده از روش بزرگ-مقیاس علیرغم داشتن مقدار بیشتری خطا، مقرون به صرفه باشد.

می‌توان گفت افزایش خطا در تخمین بار بیشینه و سختی اولیه در بارگذاری استاتیکی و چرخه‌ای توسط روش پیشنهادی را می‌توان با کاهش چشمگیر در زمان مدلسازی و تحلیل دیوار برشی فولادی توجیه کرد. بعلاوه، مدلسازی سازه‌های بزرگ-مقیاس در روش ETB نیاز به صرف زمان و هزینه بیشتری دارد که در اینجا و با روش ارائه شده می‌توان تا حد زیادی بر این مشکل فائق آمد. بنابراین با مقایسه رفتار بار-تغییرمکان دیوارهای برشی فولادی با نتایج آزمایشگاهی و همچنین تحلیل به روش ETB می‌توان گفت که روش بزرگ-

<sup>29</sup> calibration parameter

مقیاس پیشنهادی علیرغم خطای بیشتر نسبت به روش پرجزئیات ETB ولی با هزینه محاسباتی کمتر قادر به تخمین رفتار استاتیکی و چرخه‌ای غیرخطی پنل‌های فولادی به همراه قاب خمشی پیرامونی آن‌ها با استفاده از تعدادی عضو خریایی ساده با حداقل حجم محاسباتی می‌باشد. در جدول ۲ مقایسه‌ای بین زمان مدلسازی و تحلیل برای روش‌های مختلف برای مدلسازی و تحلیل نمونه S2 آورده شده است.



شکل ۱۹: نمودار بار-تغییر مکان چرخه‌ای نمونه الف (Rezai و ب) S2

جدول ۳: مقایسه هزینه محاسباتی روش پیشنهادی با روش ETB

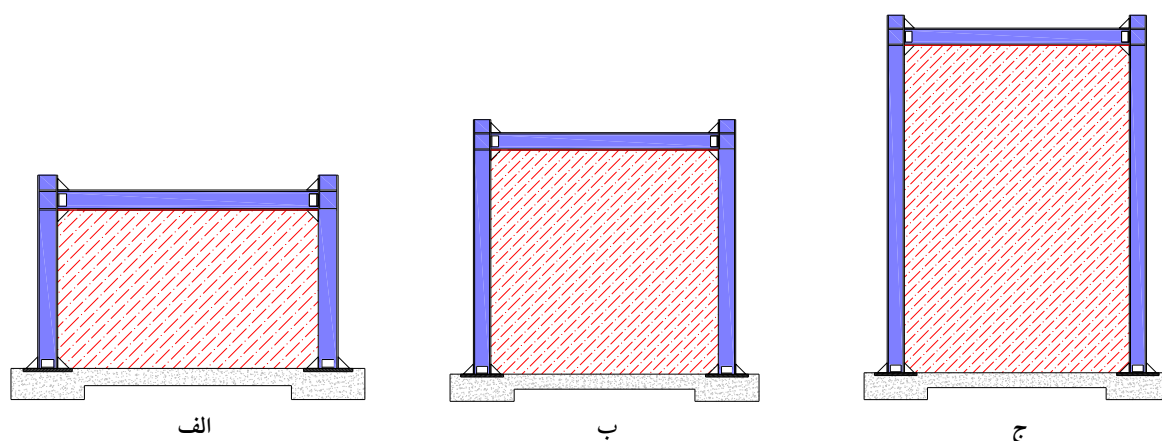
روش	مرجع	زمان مورد نیاز برای پیش پردازش (دقیقه)	زمان مورد نیاز برای تحلیل (دقیقه)	سطح آشنایی با روش‌های پیچیده محاسباتی	دقت نتایج
ETB-S	[۱۸]	۱۵	۳	کم	بالا، جامع
Macro-S		۶	۰/۲۵	کم	متوسط
ETB-C	[۱۸]	۱۵	۲۷	کم	بالا، جامع
Macro-C		۶	۹	کم	متوسط

تحلیل توسط کامپیوتر با DDR3 4 Gb RAM, Intel® Core™i5 2310 M Processor, 500 GB hard disk drive صورت گرفته است. S به منزله بارگذاری استاتیکی و C نشان دهنده بارگذاری چرخه‌ای می‌باشد.

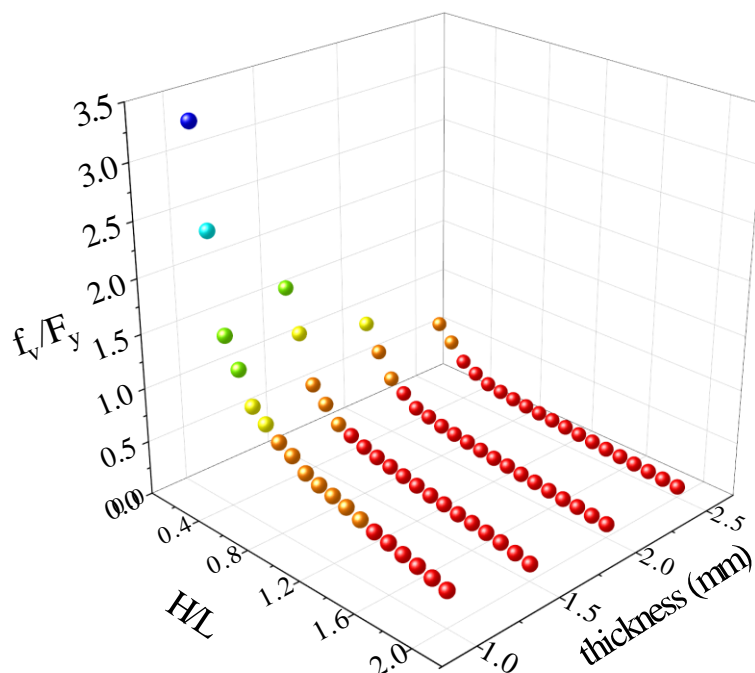
#### ۴- تحلیل عددی با استفاده از روش پیشنهادی

پس از اطمینان از صحت پاسخ‌های دریافتی از روش پیشنهادی، می‌توان انتظار داشت این روش، قابلیت ارائه پاسخ‌های مناسب برای سایر دیوارهای برشی فولادی را نیز دارد. به همین منظور در این بخش، تحلیل‌هایی عددی برای دستیابی به رفتار دیوارهای برشی فولادی با خصوصیات هندسی مختلف، یعنی نسبت‌های متفاوت ابعادی، صورت می‌گیرد. در شکل ۲۰ تصویری شماتیک از سه دیوار با نسبت‌های مختلف ارتفاع به عرض، یعنی نسبت ارتفاع به عرض کمتر از ۱، برابر با ۱ و بیشتر از ۱، آورده شده است. در این بررسی ضخامت ورق میانی نیز به عنوان متغیر در نظر گرفته شد. ذکر این نکته ضروری به نظر می‌رسد که مقاومت برشی محاسبه شده به عنوان تنش برشی قابل تحمل توسط ورق میانی دیوار برشی فولادی بوده و سهم اعضای مرزی در نظر گرفته نشده است. بعلاوه، به منظور ارائه روابط جامع و قابل تعمیم به سایر دیوارهای برشی فولادی با مشخصات مکانیکی و هندسی متفاوت، سعی شد نتایج به دست آمده به صورت نسبی بیان گردد. به همین منظور،  $f_v$  نشان داده شده در شکل ۲۱ به معنی مقاومت برشی قابل تحمل توسط ورق میانی که عبارت است از حاصل تقسیم سهم برش پایه ورق میانی به طول دیوار در ضخامت ورق میانی، و  $f_{v1}$  نیز به عنوان تنش تسلیم مصالح سازنده ورق میانی دیوار برشی تعریف شد.

همانطور که در شکل ۲۱ مشاهده می‌شود، نتایج تحلیل‌های صورت گرفته بر روی دیوارهای برشی فولادی با نسبت ابعاد مختلف و ضخامت‌های متفاوت آورده شده است. می‌توان گفت، با افزایش نسبت ابعاد، نسبت تنش برشی قابل تحمل توسط دیوار به طور متوسط به میزان ۷۵، ۷۳، ۷۰ و ۶۸٪ به ترتیب برای ضخامت‌های ۱، ۱/۵، ۲ و ۲/۵ میلیمتر کاسته می‌شود. یکی از دلایل عمده دخیل در این امر را می‌توان به زاویه انتقال تنش نسبت داد. با افزایش نسبت  $H/L$ ، با فرض ثابت بودن طول دیوار، ارتفاع دیوار افزایش یافته و دیوار لاغر می‌گردد که این حالت متناظر با افزایش زاویه میدان کشش قطری می‌باشد. از آنجاییکه مقاومت برشی قابل تحمل توسط دیوار با زاویه میدان کشش قطری ارتباط مستقیم دارد، افزایش زاویه موجب کاهش برش قابل تحمل خواهد شد. از طرف دیگر، عریض شدن دیوار برشی فولادی سبب می‌شود رفتار دیوار در نواحی خطی و غیرخطی بهبود یابد [۲۲]. نتایج به دست آمده در این قسمت در انطباق کامل با نتایج تحقیقات پیشین می‌باشد [۳۰ و ۳۱]. بعلاوه، افزایش ضخامت نیز موجب کاسته شدن نسبت تنش برشی به تنش تسلیم مقطع شده ولی این کاهش در مقایسه با کاهش به دست آمده از نسبت ابعاد، کمتر می‌باشد. میزان این کاهش برای تمامی نسبت‌های ابعادی به طور متوسط برابر با ۶۱/۸٪ می‌باشد. با توجه به شکل ۲۱ می‌توان گفت با افزایش نسبت ابعاد برای ضخامت‌های مختلف، از نسبت تنش برشی کاسته می‌شود. بعلاوه، افزایش ضخامت نیز موجب کاسته شدن نسبت تنش برشی به تنش تسلیم مقطع شده ولی این کاهش در مقایسه با کاهش به دست آمده از نسبت ابعاد، کمتر می‌باشد.



شکل ۲۰: دیوارهای برشی مورد مطالعه. الف) دیوار برشی فولادی با نسبت ارتفاع به عرض کمتر از ۱ ( $H/L < 1$ ). ب) دیوار برشی فولادی با نسبت ارتفاع به عرض برابر ۱ ( $H/L = 1$ ). ج) دیوار برشی فولادی با نسبت ارتفاع به عرض بیشتر از ۱ ( $H/L > 1$ )



شکل ۲۱: تغییرات مقاومت برشی ورق میانی دیوار برشی فولادی در برابر نسبت ابعاد و ضخامت ورق

## ۵- نتیجه گیری

در این تحقیق بررسی جامعی در زمینه کارهای صورت گرفته بر روی تعیین رفتار دیوارهای برشی فولادی به روش نواری انجام شد. بعلاوه، رویکردی نوین بر پایه به کارگیری اعضای محوری به منظور ارزیابی پاسخ غیرخطی دیوارهای برشی فولادی ارائه گردید. اساس کار روش پیشنهادی تبدیل مولفه‌های تنش و تغییرشکل در اعضای صفحه‌ای دیوار برشی فولادی، به مولفه‌های صرفاً محوری می‌باشد. این امر با وجود کاهش قابل توجه در زمان مدلسازی و تحلیل، امکان دستیابی به نتایج نسبتاً دقیق در خصوص رفتار غیرخطی این سازه‌ها جهت استفاده مهندسی محاسب را فراهم خواهد نمود. در این روش از فرضیه میدان‌های کششی و فشاری و جایگزینی اعضای خرابی با اعضای صفحه‌ای به نحویکه این اعضای محوری در جهت تنش‌های محوری تعبیه شده باشند، بهره برده شد. اهم نتایج به دست آمده از این تحقیق در ادامه آورده شده است.

۱- روش پیشنهادی قادر بود موانع موجود در مدلسازی دیوارهای برشی فولادی با هندسه‌های مختلف را برطرف کرده و به دلیل دارا بودن سرعت محاسباتی و مدلسازی بالا، سازه‌های تمام مقیاس را با دقت قابل قبول تحلیل کند. به دلیل صرفه‌جویی در زمان مدلسازی و حل، از این رویکرد نوین می‌توان در زمینه تحلیل قابلیت اطمینان سازه‌های تمام مقیاس استفاده کرد.

۲- به دلیل جامعیت و سهولت نسبی روش پیشنهادی، امکان به کارگیری آن در نرم‌افزارهای تجاری وجود داشته و یا می‌توان نرم‌افزاری مبتنی بر این رویکرد نوین توسعه داد. دستورالعمل مورد نیاز به منظور توسعه این روش به همراه مشخصات مکانیکی و هندسی مورد نیاز به منظور مدلسازی یک دیوار برشی فولادی به صورت کامل و مفصل تشریح شد. این کار می‌تواند به عنوان مبنایی برای دستیابی به نحوه مدلسازی و تحلیل دیوارهای برشی فولادی در هر نوع نرم‌افزار و یا زبان برنامه نویسی قرار گیرد.

۳- به منظور ارزیابی کارایی روش پیشنهادی، ۴ دیوار مختلف برشی با مشخصات مکانیکی و هندسی متفاوت مدلسازی و تحلیل شد. نتایج حاکی از تطابق مناسب بین خروجی‌های روش پیشنهادی و رفتار واقعی دیوار داشت که نشان دهنده صحت عملکرد این روش می‌باشد. بعلاوه، نتایج به دست آمده از روش پیشنهادی با نتایج مربوط به روش ETB مقایسه و مشاهده شد که روش پیشنهادی ضمن حفظ دقت به میزان قابل قبول، سرعت مدلسازی و تحلیل را به مراتب افزایش داده و منجر به صرفه‌جویی حدود ۶۰٪ در زمان پیش-پردازش، کاهش زمان تحلیل حدود ۹۲٪ در هنگام بارگذاری استاتیکی و ۶۶٪ در بارگذاری چرخه‌ای می‌شود.

۴- با تحلیل عددی دیوارهای مختلف مشاهده شد که با افزایش نسبت ابعاد دیوار، از نسبت تنش برشی قابل تحمل کاسته می‌شود. دلیل این امر را می‌توان به زاویه انتقال تنش نسبت داد. با افزایش نسبت  $H/L$ ، با فرض ثابت بودن طول دیوار، ارتفاع دیوار افزایش یافته و دیوار لاغر می‌گردد که این حالت متناظر با افزایش زاویه میدان کشش قطری می‌باشد. از آنجاییکه مقاومت برشی قابل تحمل توسط دیوار با زاویه میدان کشش قطری ارتباط مستقیم دارد، افزایش زاویه موجب کاهش برش قابل تحمل خواهد شد.

با توجه به نوین بودن روش پیشنهادی، به عنوان پیشنهاد برای پیشبرد تحقیق در این زمینه، می‌توان روش پیشنهادی در این مقاله و یا روش ETB را برای استفاده در سازه‌های چند دهانه و چند طبقه بررسی کرد. بعلاوه، می‌توان با بهره‌گیری از الگوریتم ژنتیک، تعداد اعضای خرپا را کاهش و مقداری بهینه برای آنها ارائه داد.

## مراجع

- [1] Moradi, M. J., & Hariri-Ardebili, M. A. (2019). Developing a library of shear walls database and the neural network based predictive meta-model. *Applied Sciences*, 9(12), 2562. <https://doi.org/10.3390/app9122562>
- [2] Moradi, M. J., Roshani, M. M., Shabani, A., & Kioumars, M. (2020). Prediction of the load-bearing behavior of SPSW with rectangular opening by RBF network. *Applied Sciences*, 10(3), 1185. <https://doi.org/10.3390/app10031185>
- [3] Jin, S., Du, H., & Bai, J. (2021). Seismic performance assessment of steel frame structures equipped with buckling-restrained slotted steel plate shear walls. *Journal of Constructional Steel Research*, 182, 106699. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2021.106699>
- [4] Takahashi, Y., Takemoto, Y., Takeda, T., & Takagi, M. (1973). Experimental study on thin steel shear walls and particular bracings under alternative horizontal load. In *Preliminary Report, IABSE, Symp. On Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well-defined Repeated Loads*, Lisbon, Portugal.
- [5] Thorburn L.J., Kulak G.L. and 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. <https://doi.org/10.7939/R3BG2HB64>
- [6] Ghosh S. and Kharmale S.B. (2010). Research on Steel Plate Shear Wall: Past, Present and Future. *Structural Steel and Castings*, Chapter 2, Nova Science Publishers, Inc., 57-106.
- [7] 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, Canada. <https://doi.org/10.7939/R3C24QV49>
- [8] Elgaaly M., Caccese V. and Du C. (1993). Post-buckling behavior of steel-plate shear walls under cyclic loads, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 119(2), 588-605. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1993\)119:2\(588\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1993)119:2(588))
- [9] Elgaaly, M., & Liu, Y. (1997). Analysis of thin-steel-plate shear walls. *Journal of Structural Engineering*, 123(11), 1487-1496. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1997\)123:11\(1487\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1997)123:11(1487))
- [10] Rezai M. (1999). Seismic Behaviour of Steel Plate Shear Walls by Shake Table Testing. *Ph.D. Dissertation*, Department of Civil Engineering, The University of British Columbia, Vancouver, Canada. <https://dx.doi.org/10.14288/1.0050150>
- [11] Lubell, A. S., Prion, H. G., Ventura, C. E., & Rezai, M. (2000). Unstiffened steel plate shear wall performance under cyclic loading. *Journal of structural Engineering*, 126(4), 453-460. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2000\)126:4\(453\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2000)126:4(453))
- [12] Driver, R. G., (1997). Seismic behaviour of steel plate shear walls, *Doctoral dissertation*, University of Alberta. <https://doi.org/10.7939/R34X54K7Z>
- [13] Shishkin, J. J., Driver, R. G., & Grondin, G. Y. (2009). Analysis of steel plate shear walls using the modified strip model. *Journal of structural engineering*, 135(11), 1357-1366. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000066](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000066)
- [14] Topkaya, C., & Atasoy, M. (2009). Lateral stiffness of steel plate shear wall systems. *Thin-walled structures*, 47(8-9), 827-835. <https://doi.org/10.1016/j.tws.2009.03.006>
- [15] Guo, L., Li, R., Zhang, S., & Yan, G. (2012). Hysteretic analysis of steel plate shear walls (SPSWs) and a modified strip model for SPSWs. *Advances in Structural Engineering*, 15(10), 1751-1764. <https://doi.org/10.1260%2F1369-4332.15.10.1751>
- [16] Wang, M., & Yang, W. (2018). Equivalent constitutive model of steel plate shear wall structures. *Thin-Walled Structures*, 124, 415-429. <https://doi.org/10.1016/j.tws.2017.12.016>

- [17] Bai, J., Zhang, J., Jin, S., Du, K., & Wang, Y. H. (2021). A multi-modal-analysis-based simplified seismic design method for high-rise frame-steel plate shear wall dual structures. *Journal of Constructional Steel Research*, 177, 106484. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2020.106484>
- [18] Moradnezhad, B., Oghabi, M., TahamouliRoudsari, M., & Movahednia, M. (2022). A novel practical truss-based approach for evaluation the non-linear behavior of steel plate shear walls. In *Structures*, 40(16), 370-385. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.03.076>
- [19] Ghosh, S; Das, A; Adam, F. (2009). Design of Steel Plate Shear Walls Considering Inelastic Drift Demand. *Journal of Constructional Steel Research*, 65(7), 1431-1437. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2009.02.008>
- [20] Tasnimi AA, Mohebkhah A. (2011). Investigation on the behavior of brick-infilled steel plate frames with openings, experimental and analytical approaches. *Engineering Structures*. 1;33(3), 968-80. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2010.12.018>
- [21] Sigariyazd MA, Joghataie A, Attari NK. (2016). Analysis and design recommendations for diagonally stiffened steel plate shear walls. *Thin-Walled Structures*. 1;103:72-80. <https://doi.org/10.1016/j.tws.2016.02.008>
- [22] Gholhaki, M., Ahmadnejad, F, Rezaifar, O. (2019). Presentation of a new method for calculating the equivalent thickness to design stiffened steel shear walls using Plate frame interaction model. *Journal of Structural and Construction Engineering*, 6(3), 132-148. (In Persian). <https://doi.org/10.22065/jsce.2019.179141.1830>
- [23] Zabihi, S., Mamazizi, A., (2021). Theoretical investigation of the middle panel in steel plate shear walls with two rectangular openings. *Journal of Structural and Construction Engineering*, 8(10), 252-277. (In Persian). <https://doi.org/10.22065/jsce.2021.265930.2328>
- [24] Shayanfar M, Broujerdian V, Ghamari A. (2020) Numerically and parametrically investigating the cracked steel plate shear walls (SPSWs). *Iranian Journal of Science and Technology, Transactions of Civil Engineering*. 44(2):481-500. <http://doi.org/10.1007/s40996-019-00250-6>
- [25] Gholhaki, M., Rezaifar, O., rahimikhah, M. (2021). Provide Analytical Relationship to Calculate the Strength of Composite Steel Shear Walls by Abaqus software. *Journal of Structural and Construction Engineering*, 8(3), 42-55. (In Persian). <https://doi.org/10.22065/jsce.2019.179141.1830>
- [26] FEMA 273 (1997), FE. *NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings*. Federal Emergency Management Agency.
- [27] Computers and Structures, CSI Inc. (2020). SAP 2000 documentation, Berkeley, California, USA.
- [28] Alavi E, Nateghi F. (2013). Experimental study on diagonally stiffened steel plate shear walls with central perforation. *Journal of Constructional Steel Research*. 1;89:9-20. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2013.06.005>
- [29] Jalali S, Banazadeh M. (2016). Development of a new deteriorating hysteresis model for seismic collapse assessment of thin steel plate shear walls. *Thin-Walled Structure*, 106:244–57. <https://doi.org/10.1016/j.tws.2016.05.008>
- [30] Vian D, Bruneau M, Tsai K-C, Lin Y-C. (2009). Special perforated steel plate shear walls with reduced beam section anchor beams. i: Experimental investigation. *Journal Structural Engineering*;135:211–20. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2009\)135:3\(211\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2009)135:3(211))
- [31] Bypour, M., Kioumars, M., & Yekrangnia, M. (2021). Shear capacity prediction of stiffened steel plate shear walls (SSPSW) with openings using response surface method. *Engineering Structures*, 226, 111340. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111340>