

نشریه مهندسی سازه و ساخت (علمی - پژوهشی)

www.jsce.ir

مطالعه اثر اندازه چشمه سخت کننده‌ها بر روی رفتار غیرخطی دیوارهای برشی فولادی

مجید قلهکی^{۱*}، مهدی کریمی^۲، قاسم پاچیده^۳

۱- دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران

۲- دانشجوی دکتری مهندسی سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران

۳- دانشجوی دکتری مهندسی سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران

چکیده

گسترش استفاده از دیوارهای برشی فولادی به عنوان یکی از انواع سیستم باربر جانبی در طراحی سازه‌ها و یا مقاوم‌سازی سازه‌های موجود، موجب افزایش توجه محققان نسبت به بررسی دقیق تر رفتار و عملکرد آن به ویژه تحت اثر بارهای لرزه‌ای گردیده است. استفاده از سخت کننده فولادی به شکل مناسب یکی از روش‌های رایج برای بهبود عملکرد و ارتقاء رفتار این نوع سیستم محسوب می‌گردد. در این مقاله به بررسی اثر اندازه چشمه سخت کننده‌ها بر روی پارامترهای رفتاری غیرخطی این نوع سیستم و به ویژه ضریب رفتار سیستم پرداخته شده است. در این تحقیق یک دیوار برشی فولادی بدون سخت کننده با چهار حالت دارای سخت کننده توسط آنالیزهای عددی مورد مقایسه قرار گرفته است. نتایج به دست آمده با استفاده از روش‌های عددی حاکی از آن است که کوچک شدن اندازه زیر صفحات باعث افزایش محسوس شکل پذیری و ضریب رفتار سیستم می‌گردد. در این تحقیق روابط پیشنهادی برای محاسبه ضریب رفتار بر اساس نسبت ابعادی اندازه چشمه سخت کننده‌ها نیز ارائه گردیده است. در خصوص سازه‌های با سختی زیاد (فرکانس بیشتر از حدود ۲ هرتز) افزایش ضریب رفتار ناچیز بوده و به طور کلی برای این محدوده فرکانسی استفاده از مقداری ثابت برای ضریب رفتار در حدود ۱۱ تا ۱۳ پیشنهاد می‌شود.

کلمات کلیدی: دیوار برشی فولادی، سخت کننده، زیر صفحه، شکل پذیری، ضریب رفتار

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	10.22065/JSCE.2017.86522.1198	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	10.22065/JSCE.2017.86522.1198	۱۳۹۷/۱۲/۲۸	۱۳۹۶/۰۸/۰۲	۱۳۹۶/۰۸/۰۲	۱۳۹۶/۰۷/۲۶	۱۳۹۶/۰۲/۳۱
			مجید قلهکی		*نویسنده مسئول:	
			Mgholhaki@semnan.ac.ir		پست الکترونیکی:	

Investigation of Subpanel Size Effect on Nonlinear Behavior of Steel Plate Shear Wall Systems rebar

Majid gholhaki^{1*}, Ghasem Pachideh², Mahdi Karimi³

1- Associate Professor, Faculty of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, Iran

2- PhD Candidate in Structural Engineering, Faculty of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, Iran

3- PhD Student in Structural Engineering, Faculty of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, Iran

ABSTRACT

Steel plate shear wall (SPSW) systems have been used in recent years in highly seismic areas to resist lateral loads. In general, a steel plate shear wall system consists of a steel plate wall, boundary columns, horizontal floor beams and optional vertical and horizontal stiffener plates. Utilizing stiffener plates causes changing of Steel Plate Shear Wall system behaviour, especially in nonlinear domain. In this paper subpanel size effects have been investigated on such nonlinear behavior. Five cases (one without stiffener and four with stiffener) were considered. A numerical analysis, based on finite element method was performed for each case. These analyses possess a pushover monotonic analysis. Then capacity curvature of system was derived and nonlinear behavior parameters such as "Behaviour Factor" and "Ductility Factor" were calculated by prevailing relationships. Studies show that by reducing of subpanel size, nonlinear characteristics of Steel Plate Shear Wall systems improve considerably. Also some relationships proposed for assessment of nonlinear characteristics of such system. Regarding the structures with high hardness (frequencies greater than about 2 Hz), increase in the behaviour coefficient is negligible, and in general, for this frequency range, it is recommended to use a fixed amount for the behaviour factor ranged from 11 to 13.

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/jsce.2017.86522.1198

*Corresponding author: Majid gholhaki
Email address: : mgholhaki@semnan.ac.ir

ARTICLE INFO

Received: 21/05/2017

Revised: 18/10/2017

Accepted: 24/10/2017

Keywords:

Steel Plate Shear Wall,
Stiffener plate,
Subpanel,
Ductility,
Behavior factor

۱- مقدمه

عملکرد لرزه‌ای دیوارهای برشی فولادی در سال‌های اخیر از جنبه‌های گوناگون توسط محققان مختلف مورد توجه قرار گرفته و تحقیقات آزمایشگاهی و عددی وسیعی نیز تحت بارهای چرخه‌ای و یک جهته بر روی این دیوارها انجام شده است. نتایج این تحقیقات نشانگر سختی زیاد، مقاومت کافی، شکل‌پذیری فوق‌العاده و قابلیت جذب و استهلاک انرژی بالای این سیستم باربر جانبی می‌باشد. رفتار دیوارهای برشی فولادی با ورق نازک و تقویت‌شده توسط علی نیا و دستفان در سال ۲۰۰۶ و ۲۰۰۷ مورد بررسی قرار گرفت. در این مطالعه عددی اثر سخت‌شدگی بر مقاومت نهایی و رفتار چرخه‌ای پانل‌های سخت شده و نازک بررسی گردیده و نتایج نشان داد که میزان بهینه‌ای از سخت‌کننده‌ها باید مورد استفاده قرار گیرد تا صلبیت و شکل‌پذیری کافی حاصل شود. ایشان همچنین با یک مطالعه اجزاء محدودی، تأثیر صلبیت اعضای مرزی را بر رفتار کمانش برشی و فراکمانشی پانل مورد بررسی قرار دادند که حاصل آن تأثیر مستقیم سختی پیچشی اعضای مرزی بر افزایش بار کمانشی و عدم تأثیر آن در مقاومت فراکمانشی بود [۴-۱]. جهت بهبود پایداری و جلوگیری از کمانش ارتجاعی زود هنگام دیوار، مطالعاتی توسط صبوری قمی و همکاران در سال ۲۰۰۷ با استفاده از سخت‌کننده‌های افقی و قائم انجام گرفت. ایشان در مطالعات خود نشان دادند که کاربرد مناسب سخت‌کننده، سختی و جذب انرژی سیستم را افزایش می‌دهد. روشی را نیز جهت تعیین حداقل ممان اینرسی لازم برای سخت‌کننده‌ها جهت جلوگیری از کمانش کلی ورق ارائه نمودند. مقادیر حاصل از روش پیشنهادی ارائه شده توسط آن‌ها، تطبیق خوبی با آزمایشات انجام شده توسط تاکاهاشی و همکاران [۵] نشان داد [۶-۷].

علاوه بر موارد فوق تحقیقات دیگری بر اساس روش مدل‌های نواری نیز صورت گرفت که نتایج آن‌ها مبنای روش طراحی دیوارهای برشی فولادی در آئین‌نامه‌های کانادا (CAN/CSA 2001)، آمریکا (AISC2005) و همچنین FEMA 450 قرار گرفت [۸ و ۹]. جیان‌گونای و همکاران در سال ۲۰۱۳ در مطالعات خود از مدل‌های آزمایشگاهی و عددی استفاده نموده و مقاومت برشی دیوارهای برشی فولادی جدار نازک را در حالت‌های مختلف بدون سخت‌کننده، با سخت‌کننده و دارای بازشو مورد بررسی قرار دادند [۹]. آن‌ها همچنین رابطه ساده‌ای را برای کاهش مقاومت برشی بر اساس میزان درصد بازشو ارائه نمودند.

صبوری و همکاران در سال ۲۰۱۳ در قالب مطالعاتی به روش اجزاء محدود، به بررسی عملکرد پانل میانی نازک بین بازشوها در سیستم دیوار برشی فولادی پرداختند. طبق نتایج به دست آمده، برای اطمینان از وقوع جاری شدن برشی ورق فولادی پانل میانی پیش از جاری شدن سخت‌کننده‌های دوگانه طرفین، محدودیت‌هایی به لحاظ نسبت ارتفاع به عرض پانل میانی و نیز ابعاد سطح مقطع سخت‌کننده وجود خواهد داشت [۱۰].

در سال ۲۰۱۴ نمونه‌های دوطبقه و دارای سه دهانه بدون سخت‌کننده تحت بارهای یک جهته و رفت و برگشتی توسط دوبینا و دینو [۱۱] مورد آزمایش قرار گرفت که نتایج خوب و پایداری از این آزمایش‌ها به دست آمد.

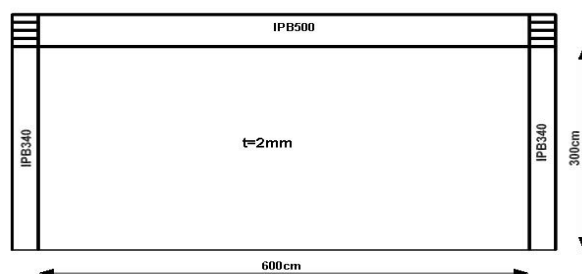
معصومی و همکاران در سال ۲۰۱۴ به بررسی لرزه‌ای قاب‌های فولادی مهاربندی شده که به کمک دیوار برشی فولادی تقویت شده‌اند، پرداختند. بر طبق این پژوهش، رعایت نکات فنی، علمی و اجرایی مانند تعویض سیستم باربر جانبی می‌تواند روشی مناسب جهت مقاوم‌سازی و بهسازی قاب‌های فولادی موجود باشد [۱۲].

مطالعات دیگری توسط منگ و انگ و همکاران در سال ۲۰۱۵ بر روی رفتار دیوارهای برشی فولادی انجام شد، که هدف آن ارزیابی رفتار لرزه‌ای این نوع سیستم سازه‌ای بود [۱۳]. در این تحقیق یک دیوار برشی فولادی سه طبقه بدون سخت‌کننده تحت اثر بارهای رفت و برگشتی (به روش کنترل تغییر مکان) به صورت آزمایشگاهی و همچنین تحلیل‌های عددی مورد مطالعه و بررسی قرار گرفت. طبق مطالعات آن‌ها نسبت طول دهانه به ارتفاع سیستم، اثر قابل ملاحظه‌ای بر روی خواص مقاومتی و رفتار غیرخطی سیستم ندارد. آن‌ها همچنین مقادیری را برای میزان مناسب سختی ستون‌های مرزی پیشنهاد دادند.

کازمی در سال ۲۰۱۶ به بررسی تأثیر آزاد کردن اتصال ورق از ستون‌ها در خصوصیات رفتاری سیستم دیوار برشی فولادی نظیر مقاومت، سختی، شکل‌پذیری و حداکثر تغییرشکل‌های کمانشی تحت بارگذاری استاتیکی غیرخطی پرداخت [۱۴].

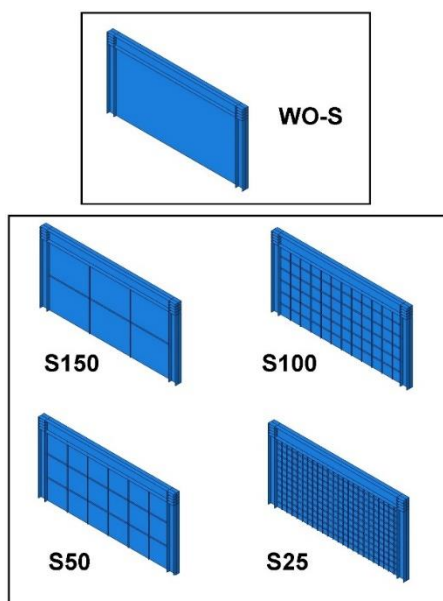
۲- تعریف مسئله و فرضیات

در این تحقیق سعی شده است که با در نظر گرفتن یک دهانه دیوار برشی فولادی با ابعادی که حالتی نزدیک به موارد کاربردی در یک سازه ساختمانی متعارف داشته باشد و سپس بکار بردن فرضیات مناسب در طراحی آن بر مبنای نتایج تحقیقات به دست آمده، اثر اندازه چشمه سخت کننده‌ها (زیر صفحات) بر روی شکل پذیری و ضریب رفتار سیستم‌های دیوار برشی فولادی با سخت کننده مورد ارزیابی قرار گرفته و روابطی نیز بر اساس اندازه این زیر صفحات ارائه گردد. برای رسیدن به این منظور یک پانل دیوار برشی فولادی به طول دهانه ۶ متر و ارتفاع ۳ متر انتخاب گردیده و برای انجام تحلیل‌های عددی بر مبنای روش المان‌های محدود از برنامه Abaqus استفاده گردیده است. ضخامت در نظر گرفته شده برای ورق فولادی پانل نیز برابر ۲ میلی‌متر انتخاب و بر اساس آن مشخصات مناسب برای مقاطع تیر و ستون‌ها به دست آمده است. مشخصات مناسب ذکر شده بدین طریق محاسبه شده است که بر اساس روابط طراحی موجود (AISC2010) [۱۵] تیر و ستون‌ها تحت میدان کششی قطری ایجاد شده توسط ورق دچار کمانش نشده و رفتار برشی دیوار تأمین گردد. فولاد مورد استفاده در طراحی و آنالیز نیز از نوع ST-37 در نظر گرفته شد. مشخصات هندسی دیوار، تیر و ستون‌ها بر اساس فرضیات ذکر شده و محاسبات انجام شده، در شکل ۱ نشان داده شده است.



شکل ۱: مشخصات هندسی دیوار مورد مطالعه

با توجه به اینکه هدف اصلی در این تحقیق بررسی اثر اندازه چشمه‌های سخت کننده‌ها بوده است، دیوار برشی فولادی مورد نظر در حالت‌های بدون سخت کننده به عنوان حالت مبنا و حالت دارای سخت کننده در آرایش‌های مربعی در نظر گرفته شد. اندازه چشمه‌ها نیز در حالت‌های دارای سخت کننده شامل ۲۵، ۵۰، ۱۰۰ و ۱۵۰ سانتی‌متر انتخاب گردید (شکل ۲).



شکل ۲: آرایش سخت کننده‌ها و نام‌گذاری نمونه‌ها

فلسفه اصلی استفاده از سخت‌کننده‌ها آن است که مود کمانش کلی ورق به مود کمانش ورق در زیر صفحات تغییر یابد (شکل ۳) تا بدین‌وسیله از کمانش زود هنگام کلی آن جلوگیری شده و با افزایش ظرفیت آن، رفتار ورق از جنبه‌های مختلف بهبود یابد.



شکل ۳: مودهای مختلف کمانش ورق: کمانش کلی (بالا)، کمانش موضعی در زیر صفحات (پایین) [۶]

بر اساس رابطه ارائه‌شده توسط تیموشنکو برای جلوگیری از کمانش ورق ارتوتروپیک [۱۶]، حداقل ممان اینرسی لازم برای سخت‌کننده به‌اندازه چشمه آن بستگی داشته و با کوچک شدن ابعاد چشمه ممان اینرسی موردنیاز برای سخت‌کننده افزایش می‌یابد. لذا در این تحقیق برای یکسان بودن مشخصات کلیه سخت‌کننده‌ها، ممان اینرسی لازم برای کوچک‌ترین ابعاد چشمه یعنی ۲۵ سانتی‌متر محاسبه و پس از انتخاب مقطع مناسب برای آن، برای سایر سخت‌کننده‌ها با ابعاد بزرگ‌تر نیز از همان مقطع استفاده گردید. در زیر محاسبه ممان اینرسی لازم سخت‌کننده برای زیر صفحه مربعی به ابعاد ۲۵ سانتی‌متر ارائه‌شده است:

$$I \geq 0.0916 \left(\left(\frac{d^2}{S} \right) \left(\frac{K_l}{K_g} \right) - S \right) t^3 \quad (1)$$

$$S = 25 \text{ cm} \quad , \quad d = 300 \text{ cm}$$

$$t = 0.2 \text{ cm} \quad , \quad K_g = 6.9 \quad , \quad K_l = 9.35$$

$$\Rightarrow I \geq 3.56 \text{ cm}^4$$

در این رابطه S بعد چشمه مربعی، d ارتفاع کلی ورق، t ضخامت ورق، k_g ضریب کمانش کلی، k_l ضریب کمانش موضعی (مربوط به زیر صفحات) و I ممان اینرسی لازم برای سخت‌کننده می‌باشد. با توجه به نتیجه به‌دست‌آمده پس از جایگذاری مقادیر عددی هر کمیت، نهایتاً عرض سخت‌کننده برای کلیه نمونه‌ها برابر ۵ سانتی‌متر با ضخامت ۰/۸ سانتی‌متر انتخاب گردید. نسبت عرض به ضخامت انتخاب‌شده (۶/۲۵) معیار کنترل لاغری ارائه‌شده در مبحث دهم مقررات ملی را نیز برآورده می‌نماید [۱۷]. نکته قابل‌ذکر دیگر اینکه اتصال تیرها و ستون‌ها در این تحقیق به‌صورت گیردار در نظر گرفته شد تا در تغییر مکان جانبی فرا ارتجاعی، مقاطع ستون‌ها به‌صورت پلاستیک عمل نموده و بدین ترتیب نتایج قابل‌اطمینان‌تری که به حالت واقعی نزدیک‌تر باشد حاصل گردد. لذا باید گفت که ضریب رفتار به‌دست‌آمده در این تحقیق به دلیل اثر اندرکنشی که سیستم قاب و دیوار بر یکدیگر می‌گذارند، در حقیقت ضریب رفتار چنین سیستمی محسوب می‌گردد و نه یک دیوار برشی فولادی تنها.

۳- اعتبارسنجی مدل‌سازی‌های عددی

به‌منظور صحت سنجی نحوه مدل‌سازی عددی و اطمینان از نتایج حاصل از مدل‌سازی‌های عددی انجام‌شده، مدل‌های آزمایشگاهی بدون سخت‌کننده و دارای سخت‌کننده صیوری و اسعد سجادی [۱۸] جهت مدل‌سازی و اعتبار سنجی انتخاب گردید.



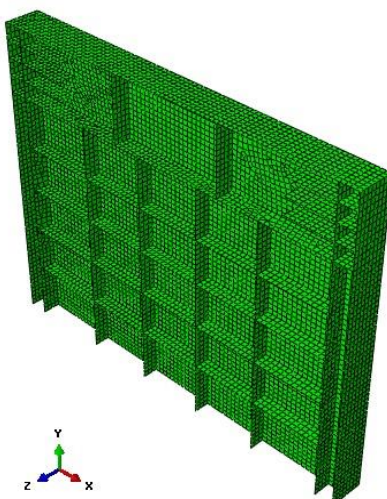
شکل ۴: مدل آزمایشگاهی دیوار برشی فولادی بدون سخت‌کننده (صبوری و اسعد سجادی) [۱۸]

مدل‌های آزمایشگاهی مزبور (شکل ۴ و ۵) شامل یک دیوار برشی فولادی با عرض دهانه ۱۴۱ سانتی‌متر، ارتفاع ۹۶ سانتی‌متر و ضخامت ورق ۲ میلی‌متر با تنش تسلیم $f_y = 192/4$ مگا پاسکال و تنش حد نهایی $f_u = 288/7$ مگا پاسکال و فولاد مقاطع تیر و ستون با تنش تسلیم $f_y = 414/8$ مگا پاسکال و تنش حد نهایی $f_u = 551/7$ مگا پاسکال می‌باشد.



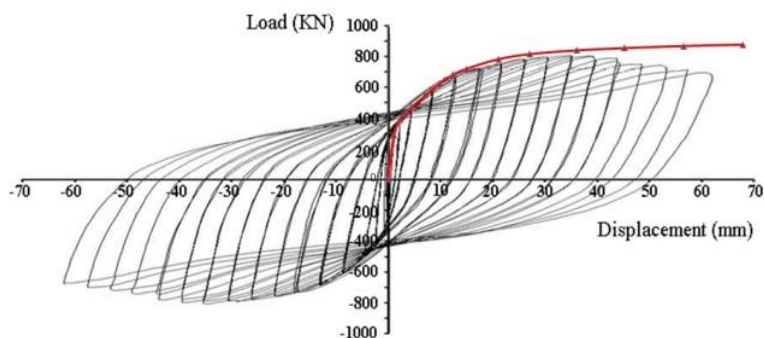
شکل ۵: مدل آزمایشگاهی دیوار برشی فولادی با سخت‌کننده (صبوری و اسعد سجادی) [۱۵]

سخت‌کننده‌های دیوار نیز از همان جنس ورق دیوار با ضخامت ۴ میلی‌متر و عرض ۶ سانتی‌متر می‌باشند. در شکل ۶ مدل شبکه‌بندی شده اجزای محدود نمونه آزمایشگاهی مربوط به حالت دارای سخت‌کننده با استفاده از المان Shell و حداکثر اندازه مش برابر ۲ سانتی‌متر ارائه شده است.

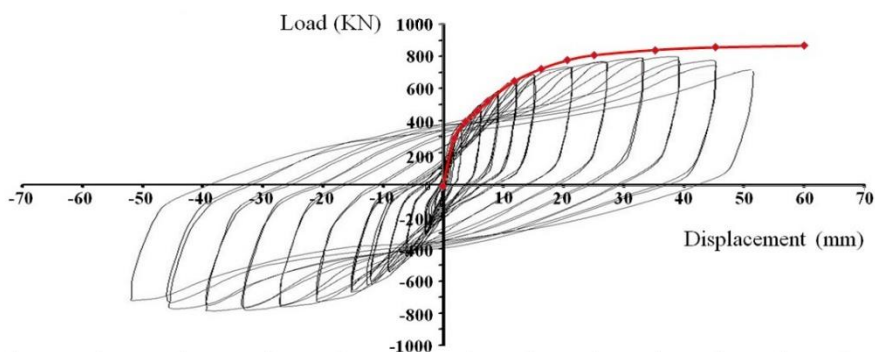


شکل ۶: مدل اجزاء محدود مربوط به نمونه آزمایشگاهی صبوری و اسعد سجادی دارای سخت‌کننده

این مدل و همچنین مدل مربوط به حالت بدون سخت‌کننده در برنامه Abaqus تحت تغییر مکان جانبی یک جهته قرار گرفته و منحنی ظرفیت آن‌ها با پوش منحنی بارگذاری چرخه‌ای که بر اساس پروتکل بارگذاری ATC-24 انجام شده است، مورد مقایسه قرار گرفت. در شکل ۷ و شکل ۸ مقایسه نتایج مدل‌سازی عددی و آزمایشگاهی ارائه گردیده که حاکی از تطابق مناسب نحوه مدل‌سازی با نتایج آزمایشگاهی می‌باشد.



شکل ۷: مقایسه منحنی ظرفیت مدل اجزاء محدود و نمونه آزمایشگاهی دارای سخت‌کننده



شکل ۸: مقایسه منحنی ظرفیت مدل اجزاء محدود و نمونه آزمایشگاهی بدون سخت‌کننده

مقایسه‌ی نمودارها نشان می‌دهد که سختی مدل‌های عددی بخصوص در حوزه پلاستیک تا حدی بیشتر از مدل آزمایشگاهی می‌باشد. این موضوع با توجه به اینکه نمونه‌های آزمایشگاهی تحت بار چرخه‌ای مورد آزمایش قرار گرفته‌اند قابل قبول می‌باشد؛ زیرا در عمل

پس از هر چرخه بارگذاری با وارد شدن ماده به ناحیه غیرخطی مقداری افت یا زوال مقاومت رخ داده که این موضوع در بارگذاری یک جهته به دلیل عدم تکرار بارگذاری و باربرداری با روند کندتری اتفاق می‌افتد. علاوه بر این به دلیل عدم امکان مدل‌سازی شکست‌ها، پاره شدگی‌ها و ... (که در مصالح ورق و اتصالات در حین چرخه‌های بارگذاری آزمایشگاهی رخ داده) در مدل اجزاء محدود، طبیعتاً این مدل رفتار را تا حدودی سخت‌تر از مدل واقعی برآورد می‌کند. لذا در حالیکه افت مقاومت در نمونه‌های آزمایشگاهی تقریباً پس از تغییر مکان ۳۰ میلی‌متری آغاز شده است ادامه آنالیز عددی مدل‌های مزبور نشان داد که این افت در مدل‌های عددی در تغییر مکانی حدود ۶۵ میلی‌متر آغاز می‌شود.

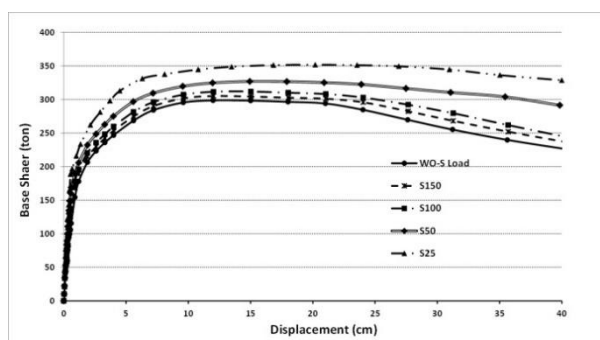
۴- مدل‌سازی عددی نمونه‌ها

مدل‌سازی عددی نمونه‌های مورد بررسی با استفاده از نرم‌افزار Abaqus که برنامه‌ای جامع و مناسب جهت اجرای انواع تحلیل‌های عددی محسوب می‌گردد، انجام شده است. برای تحقق تغییر مکان جانبی سیستم به‌جای اعمال نیروی جانبی، تغییر مکان‌های موردنظر مستقیماً به بال فوقانی تیر اعمال گردید. برای این منظور از تحلیلگر Abaqus/Explicit برنامه که برای انجام تحلیل‌های شبه استاتیکی مناسب می‌باشد استفاده گردید. نوع المان اجزای محدود مورد استفاده به‌طور کلی در کلیه تحلیل‌ها المان S4R که به معنای المان Shell چهار گره‌ای با انتگرال‌گیری کاهش‌یافته می‌باشد انتخاب شده است؛ البته لازم به ذکر است که با توجه به اینکه در پروسه شبکه‌بندی مدل، از شبکه‌بندی خودکار استفاده شده است، در برخی نواحی برای انطباق با هندسه مدل از المان‌های مثلثی نیز به تعداد بسیار کم هم استفاده گردیده است. حداکثر بعد المان‌ها در کلیه مدل‌ها از ۵ سانتی‌متر تجاوز نمی‌کند که این موضوع با توجه به حداقل بعد هندسی اجزای مدل‌های مورد استفاده، سرعت تحلیل و دقت مورد نیاز برحسب تجربه تحلیل‌های عددی انتخاب شده است.

میزان تغییر مکان جانبی انتخاب شده در آنالیزهای مونوتونیک انجام شده با توجه به هدف این تحقیق، یعنی محاسبه پارامترهای رفتار غیرخطی سیستم از جمله ضریب رفتار R و ضریب تغییر مکان غیر الاستیک C_d نمونه‌ها صورت گرفته است. با توجه به روش مورد استفاده در محاسبه ضریب رفتار یعنی روش دوخطی یوانگ که در آن منحنی ظرفیت با یک منحنی دوخطی معادل می‌گردد، میزان تغییر مکان جانبی بایستی آن قدر ادامه یابد تا شاخه نزولی منحنی تشکیل و در ادامه منحنی دوخطی را قطع نماید. لذا با انجام چند بار آنالیز برای هر نمونه میزان تقریبی این تغییر مکان‌ها مشخص گردید. حداکثر تغییر مکان اعمال شده در این تحلیل‌ها بر اساس توضیحات مذکور برابر ۴۰ سانتی‌متر بوده است.

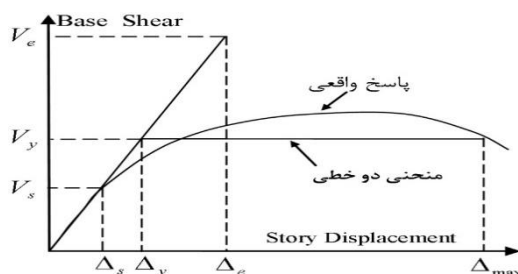
۵- محاسبه پارامترهای غیرخطی نمونه‌ها

با انجام تحلیل‌های موردنظر و پس از عملیات پس پردازش بر روی نتایج تحلیل‌های عددی، منحنی‌های ظرفیت به دست آمده به صورت یکجا در شکل ۹ ارائه گردیده است. این منحنی‌ها بیانگر تغییر مکان بالاترین نقطه مدل در مقابل نیروی برشی ایجاد شده در سیستم می‌باشند.



شکل ۹: منحنی‌های ظرفیت به دست آمده از انجام آنالیزهای عددی غیرخطی بر روی نمونه‌های مختلف

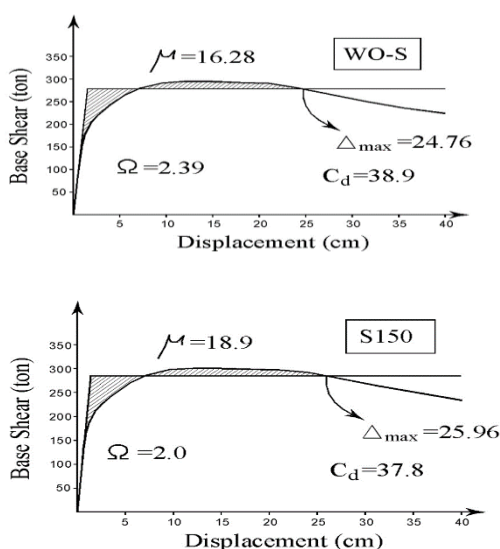
با استفاده از این منحنی‌ها امکان محاسبه شکل‌پذیری μ_s ، ضریب تغییر مکان غیر الاستیک C_d ، ضریب مقاومت افزون Ω و به‌ویژه ضریب رفتار R سازه که در طراحی سازه‌ها نقش مهمی را ایفا می‌نمایند فراهم می‌گردد. روش به‌کاررفته برای محاسبه پارامترهای ذکرشده در این مقاله روش دوخطی یوانگ می‌باشد. در این روش منحنی ظرفیت سیستم سازه‌ای با یک منحنی دوخطی معادل می‌گردد (شکل ۱۰).



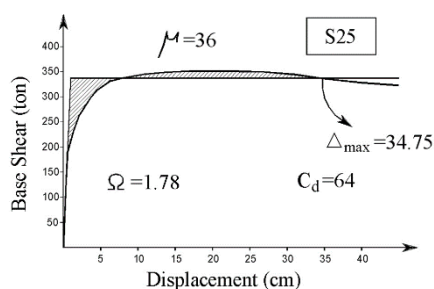
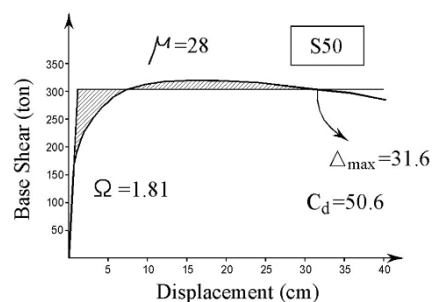
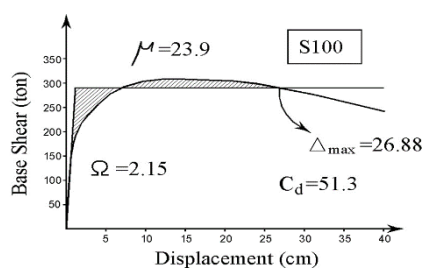
شکل ۱۰: منحنی رفتار واقعی سیستم و مشخصات منحنی دوخطی یوانگ

نحوه معادل‌سازی منحنی ظرفیت واقعی با یک منحنی دوخطی به روش یوانگ با برآورده شدن دو شرط زیر حاصل می‌گردد: اول اینکه شیب اولیه منحنی واقعی که بیانگر سختی الاستیک سیستم می‌باشد بایستی با شیب بخش اول منحنی دوخطی برابر باشد. دوم اینکه سطح زیر دو منحنی (منحنی ظرفیت واقعی و منحنی دوخطی ایدئال شده) که نشان‌دهنده انرژی تلف‌شده در سیستم تحت بار یک جهته می‌باشد نیز باید در هر دو منحنی با یکدیگر برابر شوند. لذا می‌توان گفت شرط اول، سختی سیستم را در رفتار الاستیک ارائه نموده و برآورده شدن شرط دوم نیز منجر به مشخص شدن حداکثر ظرفیت باربری (نقطه تسلیم منحنی دوخطی) و حداکثر تغییر شکل سیستم با فرض رفتار دوخطی برای آن می‌گردد.

به‌منظور محاسبه ضریب رفتار هر نمونه، منحنی‌های شکل ۹ در نمودارهای جداگانه مورد بررسی قرار گرفته و پس از انجام فرآیند ذکرشده فوق برای هر نمونه، نتیجه آن در منحنی‌های ۱۰ ارائه گردیده است.



شکل ۱۱: منحنی‌های رفتار واقعی سیستم‌های معادل شده با منحنی دوخطی یوانگ



ادامه شکل ۱۱:

همان‌طور که پیش از این در بخش اعتبارسنجی مدل‌سازی‌های عددی با ذکر دلایل بیان گردید، اعمال بارگذاری یک جهته باعث می‌شود که زوال مقاومت مقداری دیرتر در نمونه اتفاق افتاده و شاخه نزولی منحنی‌ها دیرتر تشکیل گردد. روش به‌کاررفته در این تحقیق برای رفع این مشکل که باعث افزایش ظاهری پارامترهای به‌دست‌آمده از روی کمیت افقی نمودارها (تغییر مکان‌ها) شده است، این است که نمونه بدون سخت‌کننده عددی (نمونه WO-S) با نمونه بدون سخت‌کننده آزمایشگاهی مورد مقایسه قرار گرفته و با کالیبره نمودن این دو نمونه ضریب کالیبراسیون به‌دست‌آمده بر روی پارامترهای مرتبط با تغییر مکان یعنی μ_s و C_d در کلیه مدل‌ها اعمال گردد. لذا مقادیر نشان داده‌شده در نمودارهای ۰ مقادیر خام قبل از اعمال ضریب کالیبراسیون می‌باشد. در جدول ۱ مقادیر مربوطه قبل و بعد از اعمال ضرایب کالیبراسیون نشان داده‌شده‌اند. پیوندهای ارائه‌شده در این جدول برای نمونه‌های مختلف بر اساس میزان جرم فرضی که منطبق بر نقطه (Δ_s, V_s) در شکل ۱۰ برای هر نمونه باشد (نقطه نظیر شروع تسلیم) محاسبه‌شده‌اند.

با توجه به اینکه ضریب μ_s و C_d برای نمونه آزمایشگاهی به ترتیب برابر ۱۲/۹ و ۲۹/۷ بوده است، ضریب کالیبراسیون برای این دو پارامتر به ترتیب برابر ۰/۷۹۲ و ۰/۷۶۳ خواهد بود.

جدول ۱: ضریب شکل‌پذیری و ضریب تغییر مکان غیر الاستیک (مقادیر اولیه و مقادیر کالیبره شده)

نمونه	T (sec)	μ_s	C_d	کالیبره شده μ_s	کالیبره شده C_d
WO-S	۰/۱۶۰	۱۶/۳	۳۸/۹	۱۲/۹	۲۹/۷
S150	۰/۱۶۶	۱۸/۹	۳۷/۸	۱۵/۰	۲۸/۸
S100	۰/۱۴۵	۲۳/۹	۵۱/۳	۱۸/۹	۳۹/۱
S50	۰/۱۵۹	۲۸	۵۰/۶	۲۲/۲	۳۸/۶
S25	۰/۱۴۸	۳۶	۶۴/۰	۲۸/۵	۴۸/۸

اکنون با داشتن پارامترهای فوق و استفاده از رابطه پیشنهاد شده توسط نیومارک و هال می‌توان ضریب رفتار نمونه‌ها را محاسبه نمود. بر اساس رابطه پیشنهادی مذکور ضریب رفتار نمونه‌ها از حاصل ضرب سه ضریب، یعنی ضریب کاهش‌ی مربوط به شکل‌پذیری R_μ ، ضریب مقاومت افزون Ω و ضریب نامعینی R_s حاصل می‌گردد. ضریب R_μ تابعی از میزان شکل‌پذیری و پیروی سیستم بوده که برای محدوده پیوندهای طیفی مختلف روابط زیر توسط نیومارک و هال پیشنهاد گردیده است [۱۹]:

$$R_\mu = \mu_s \quad \text{در نواحی سرعت و تغییر مکان ثابت} \quad (۲)$$

$$R_\mu = \sqrt{2\mu_s - 1} \quad \text{در نواحی شتاب ثابت} \quad (۳)$$

رابطه ۲ برای سازه‌های نسبتاً سخت (فرکانس طبیعی بیش از حدود ۲ هرتز) و رابطه ۳ نیز برای سازه‌های با سختی کمتر (فرکانس طبیعی کمتر از حدود ۲ هرتز) قابل استفاده می‌باشد.

جدول ۲: ضریب رفتار نمونه‌ها بر اساس رابطه ۲ (سازه‌های نسبتاً سخت)

نمونه	A	μ_s	C_d	Ω	R
WO-S	۱	۱۲/۹	۲۹/۷	۲/۳۹	۱۱/۹
S150	۰/۱۲۵۰	۱۵/۰	۲۸/۸	۲/۰۰	۱۰/۸
S100	۰/۰۵۵۶	۱۸/۹	۳۹/۱	۲/۱۵	۱۳/۱
S50	۰/۰۱۳۹	۲۲/۲	۳۸/۶	۱/۸۱	۱۱/۹
S25	۰/۰۰۳۵	۲۸/۵	۴۸/۸	۱/۷۸	۱۳/۳

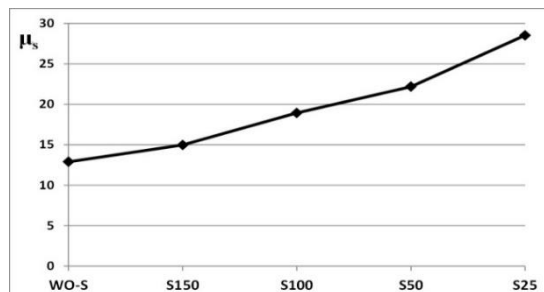
در جدول ۲ ضریب رفتار نمونه‌ها بر اساس رابطه ۲ (سازه‌های نسبتاً سخت) و بر اساس رابطه ۳ (سازه‌های نرم‌تر) ارائه شده است.

جدول ۳: ضریب رفتار نمونه‌ها بر اساس رابطه ۳ (سازه‌های با سختی متوسط و کم)

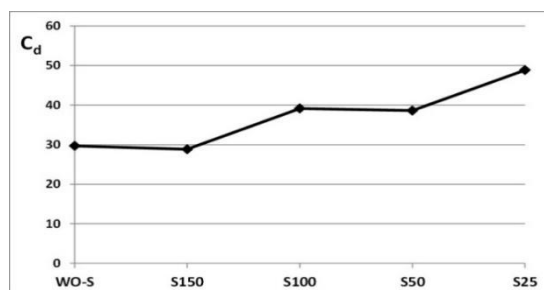
نمونه	A	μ_s	C_d	Ω	R
WO-S	۱	۱۲/۹	۲۹/۷	۲/۳۹	۳۰/۸
S150	۰/۱۲۵۰	۱۵/۰	۲۸/۸	۲/۰۰	۲۹/۹
S100	۰/۰۵۵۶	۱۸/۹	۳۹/۱	۲/۱۵	۴۰/۷
S50	۰/۰۱۳۹	22.2	۳۸/۶	۱/۸۱	۴۰/۱
S25	۰/۰۰۳۵	۲۸/۵	۴۸/۸	۱/۷۸	۵۰/۸

۶- تفسیر نتایج و ارائه روابط پیشنهادی

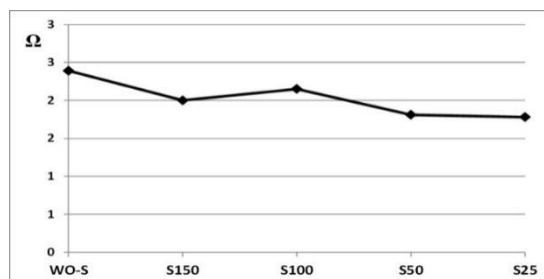
روند تغییرات پارامترهای تعیین کننده رفتار غیرخطی سیستم‌های بررسی شده در شکل‌های ۱۲ الی ۱۵ ارائه شده است.



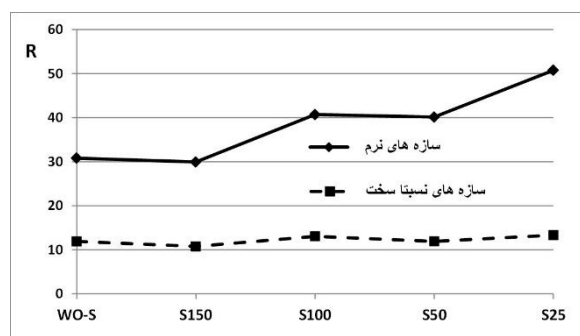
شکل ۱۱: روند تغییرات ضریب شکل پذیری μ_s



شکل ۱۲: روند تغییرات ضریب تغییر مکان غیر الاستیک C_d



شکل ۱۳: روند تغییرات ضریب مقاومت افزون Ω



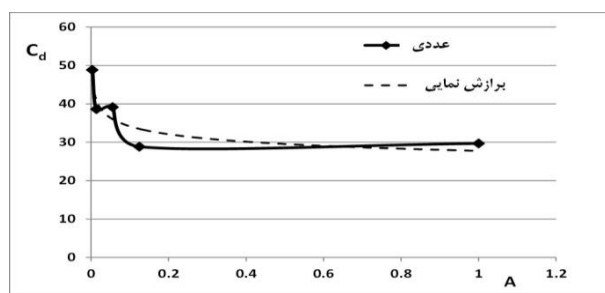
شکل ۱۴: روند تغییرات ضریب رفتار R

مشاهده نمودارهای شکل‌های ۱۲ الی ۱۵ حاکی از آن است که پارامترهای ضریب شکل پذیری، ضریب تغییر مکان غیر الاستیک و همچنین ضریب رفتار با کوچک شدن اندازه زیر صفحات روند افزایشی و ضریب مقاومت افزون روند کاهشی را نشان می‌دهد.

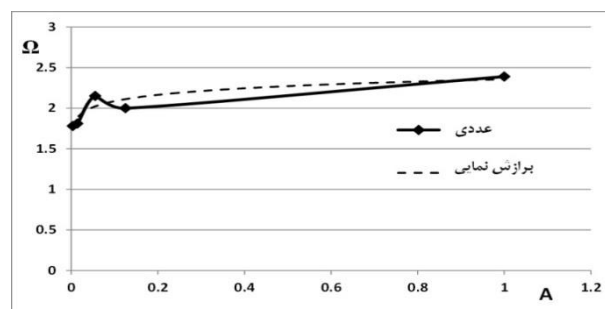
برای حصول روابطی که تغییرات پارامترهای مربوط را برحسب اندازه چشمه به دست دهد، انتخاب کمیته مناسب که بیانگر اثر واقعی اندازه زیر صفحات باشد ضروری می‌باشد؛ لذا روند تغییرات نمودارهای فوق و پراکندگی داده‌ها اگرچه ظاهراً روندی خطی را نشان می‌دهد اما بنا به دلیل ذکر شده انتخاب برازش خطی برای آن‌ها صحیح نمی‌باشد.

باملاحظه مشخصات هندسی نمونه‌ها می‌توان مشاهده نمود که چشمه سخت‌کننده‌ها همگی به شکل مربع هم‌اندازه بوده و همچنین ابعاد کلی ورق فولادی نیز به صورت مضرب کاملی از بعد زیر صفحه‌ها می‌باشد. لذا یک‌راه مناسب برای تعمیم نتایج به دست آمده آن است که ابعاد زیر صفحات به صورت بدون بعد تبدیل گردند. برای این منظور استفاده از نسبت مساحت زیر صفحه به مساحت کلی ورق کمیته منطقی برای بیان نحوه اثرگذاری اندازه زیر صفحات به نظر می‌رسد. در صورتی که این کمیت یعنی مساحت نسبی چشمه به مساحت کلی ورق با A نشان داده شود، پارامترهای رفتاری سیستم دیوار برشی فولادی را می‌توان برحسب A بیان و آن را در قالب رابطه‌ای ارائه نمود. در جدول ۲ و ۳ مساحت نسبی A در کنار نام هر نمونه ذکر گردیده است.

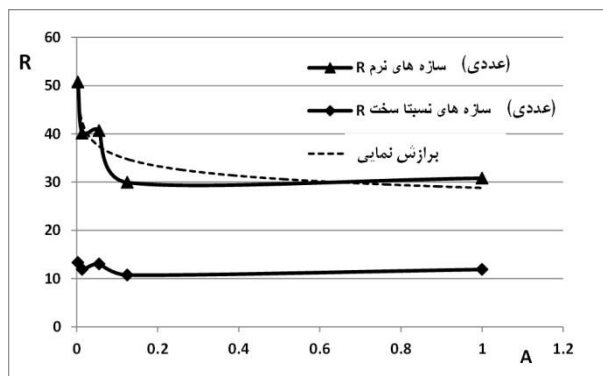
از بین پارامترهای ارائه شده در نمودارهای شکل ۱۱ الی شکل ۱۴ پارامترهای ضروری مورد نیاز در طراحی یک سازه شامل ضریب تغییر مکان غیر الاستیک، ضریب مقاومت افزون و ضریب رفتار است؛ لذا برای ارائه رابطه‌ای جهت برآورد تغییرات آن‌ها برحسب ابعاد چشمه سخت‌کننده‌ها، روند تغییرات این پارامترها مجدداً برحسب پارامتر A در شکل‌های ۱۶ الی ۱۸ ارائه شده است.



شکل ۱۵: روند تغییرات ضریب تغییر مکان غیر الاستیک برحسب مساحت نسبی زیر صفحه



شکل ۱۶: روند تغییرات ضریب مقاومت افزون برحسب مساحت نسبی زیر صفحه



شکل ۱۷: روند تغییرات ضریب رفتار برحسب مساحت نسبی زیر صفحه

نمودارهای شکل ۱۶ الی ۱۸ نشان می‌دهد که با کوچک شدن مساحت نسبی زیر صفحات روند تغییرات پارامترهای مورد مطالعه به سرعت افزایش می‌یابد. یک استثناء موجود مربوط به ضریب رفتار سازه‌های سخت می‌باشد که روند تغییرات آن بسیار ناچیز بوده و مقادیر تقریباً ثابتی را نشان می‌دهد. علت این امر آن است که با توجه به اینکه ضریب رفتار از حاصل ضرب ضریب کاهشی مقاومت افزون و ضریب شکل پذیری حاصل می‌شود و برای سازه‌های سخت با پیروید کوتاه این دو ضریب روندی مخالف یکدیگر دارند، لذا حاصل ضرب آن‌ها مقداری تقریباً ثابت را نشان داده است.

با توجه به اینکه روند تغییرات برای مقادیر بزرگ A بسیار تدریجی و با کوچک شدن مقادیر A تغییرات شدیداً افزایش می‌یابد، بهترین نوع منحنی در این حالت برای برازش، از نوع نمایی و یا لگاریتمی است. در ادامه روابط نمایی به دست آمده مربوط به برازش منحنی‌های ضریب تغییر مکان الاستیک، ضریب مقاومت افزون و ضریب رفتار ارائه شده است.

$$C_d = 27.75A^{-0.09} \quad (4)$$

$$\Omega = 2.36A^{0.053} \quad (5)$$

ضریب رفتار برای سازه‌های سخت (پیروید کمتر از ۰/۵ ثانیه) مقداری ثابت و برابر میانگین مقادیر تحلیل‌های عددی:

$$R = 12.2 \quad (6)$$

و برای سازه‌های با سختی متوسط تا نرم:

$$R = 28.8A^{-0.09} \quad (7)$$

که در آن A نسبت مساحت چشمه سخت‌کننده به مساحت ورق پانل است. مطابق رابطه (۷) با تغییر مساحت چشمه‌ها از ۱۵۰ به ۲۵ سانتی‌متر مربع (۱۵۰-۱۰۰-۵۰-۲۵) مقدار ضریب رفتار به ترتیب برابر ۳۴/۷۳، ۳۷/۳۵، ۴۲/۳۲ و ۴۷/۹۱ به دست می‌آید. بر طبق این نتایج، با کاهش مساحت چشمه‌ها ضریب رفتار تا ۳۸٪ افزایش می‌یابد. همچنین ضریب رفتار سازه‌های نرم در حدود ۳ الی ۴ برابر بیشتر از ضریب رفتار سازه‌های سخت می‌باشد.

۷- نتیجه‌گیری

نتایج به دست آمده نشان می‌دهد که سیستم سازه‌ای دیوار برشی فولادی در حوزه غیرخطی رفتاری مطلوب را از خود نشان می‌دهد. افزایش شاخص‌های نشان‌دهنده رفتار مطلوب دیوار و به‌طور کلی با کوچک شدن مساحت نسبی چشمه به مساحت کل (پارامتر A) تا مقدار ۰/۱۵ تدریجی و سپس به سرعت افزایش می‌یابد.

در خصوص سازه‌های با سختی زیاد (فرکانس بیشتر از حدود ۲ هرتز) افزایش ضریب رفتار ناچیز بوده و به‌طور کلی برای این محدوده فرکانسی استفاده از مقداری ثابت برای ضریب رفتار (مقداری بین ۱۱ تا ۱۳) پیشنهاد می‌شود.

در خصوص سازه‌های با سختی متوسط و کم (نرم)، مقدار ضریب رفتار وابسته به مساحت چشمه‌ی سخت‌کننده‌ها به مساحت ورق پانل (A) بوده و برابر است با $28.8A^{-0.09}$ که با کاهش مساحت چشمه‌ها از ۱۵۰ به ۲۵ سانتی‌متر مربع، مقدار ضریب رفتار تا ۳۸٪ افزایش می‌یابد.

سیستم دیوار برشی فولادی سیستمی با سختی و قابلیت جذب انرژی بالا محسوب گردیده و در زمینه مقاوم‌سازی با استفاده از روابط ارائه‌شده می‌توان میزان انرژی تلف‌شده توسط سیستم را برحسب اندازه چشمه سخت‌کننده طوری تنظیم نمود تا با کاهش طیف نیاز و افزایش طیف ظرفیت، نقطه عملکردی بسیار اقتصادی عاید طراح گردد.

مراجع

- [1] Alinia MM., Dastfan M., (2006). "Behaviour of thin steel plate shear walls regarding frame members". Int J Constr Steel Research, 62(7), 730–8.
- [2] Alinia MM., Dastfan M., (2007). "Cyclic behavior, deformability and rigidity of stiffened steel shear panels". Int J Constr Steel Reserch, 63(4), 554 - 63.
- [3] Alinia MM., Dastfan M., (2007). "The effect of surrounding members on the buckling of shear panels". ICASS07-Oxford, Britain.
- [4] Alinia MM., Dastfan M., (2005). "The effects of surrounding members on postbuckling behaviour of thin steel plate shear walls". Advances in steel structures, Vol. 2. p. 1427–32.
- [5] Takahashi Y, Takemoto T, Tagaki M., (1973). "Experimental study on thin steel shear walls and particular bracings under alternative horizontal load". IABSE Symposium: resistance and ultimate deformability of structures acted on by well defined repeated loads. Lisbon, Portugal, 185–191.
- [6] Sabouri-Ghomi S., Kharrazi M.H.K., Mam-Azizi S., Asad Sajadi R., (2008). "Buckling behavior improvement of steel plate shear wall systems". Journal of the Structural Design of Tall and Special Buildings. Vol. 17, pp. 823-837.
- [7] Asad Sjjady, Seyed Ramin Sabori, (2011) "Determination of the moment of necessary inertia to prevent buckling of the steel shear walls with hardener using analytical", Sixth International Conference on Seismology and Earthquake Engineering, Tehran .
- [8] Shishkin JJ, Driver RG, Grondin GY., (2009). "Analysis of steel plate shear walls using the modified strip model". ASCE Journal of Structural Engineering. 135(11), 1357-66.
- [9] J. G. Nie, L. Zhu, J. S. Fan, and Y. L. Mo, (2013). "Lateral resistance capacity of stiffened steel plate shear walls," Thin-Walled Struct. vol. 67, pp. 155–167.
- [10] Sabouri S., Ahouri E., Mamazizi S., (2009) "Study of unstiffened central panel between two openings in steel plate shear walls with stiffeners", Journal of civil engineering (school of engineering), 24(1), 15-34.
- [11] D. Dubina and F. Dinu, (2014). "Experimental evaluation of dual frame structures with thin-walled steel panels" Thin-Walled Struct. vol. 78, pp. 57–69.
- [12] Massumi A., Shekari M., Ahmadi M., (2014) "Evaluation of Seismic Strengthening of Steel Braced Frames using Steel Shear Walls", The Modares Journal of civil engineering, 13(5), 65-78.
- [13] M. Wang, Y. Shi, J. Xu, W. Yang, and Y. Li, (2015). "Experimental and numerical study of unstiffened steel plate shear wall structures" J. Constr. Steel Res., vol. 112, pp. 373–386.
- [14] Kazemi, A., (2016) "A study on the behavior of steel plate shear wall connected to frame beams only." MSc Thesis, Department of Civil Engineering, Shakhesh pajouh research Institute, Esfahan, Iran.
- [15] AISC. (2005). Seismic provisions for structural steel buildings. ANSI/AISC 341-05.
- [16] Timoshenko SP., Gere JM., (1961). Theory of Elastic Stability. McGraw-Hill, NewYork.
- [17] The tenth issue of Iran's national building code, (2013) "the design and implementation of Steel Buildings.
- [18] Sabouri, Saeed and Asad Sajjadi, (2008), "Experimental study of behavior and energy absorption coefficient of ductile steel shear walls with stiffening and hardening", Journal of Structural Steel, No. 3.
- [19] Newmark N.M., Hall W.J., (1982). "Eathquake Spectra and Design". Earthquake Engineering Research Institute, El Cerrito, Calif.