

محاسبه ضریب رفتار سیستم‌های دیوار برشی مرکب با جفت ورق فولادی

حامد رحمن شکرگزار^{۱*}، امین فنادی اصل^۲، هاشم امیدی^۳

۱- استادیار، دانشکده فنی و مهندسی، گروه عمران، دانشگاه محقق اردبیلی، اردبیل، ایران

۲- استادیار، دانشکده فنی و مهندسی، گروه عمران، دانشگاه محقق اردبیلی، اردبیل، ایران

۳- کارشناس ارشد مهندسی سازه، دانشکده فنی و مهندسی، گروه عمران، دانشگاه محقق اردبیلی، اردبیل، ایران

چکیده

یکی از سیستم‌های نوین مقاوم در برابر زلزله سیستم دیوار برشی مرکب فولادی است که دارای سختی، مقاومت و شکل پذیری بسیار بالایی است. مهمترین مزیت این سیستم نسبت به دیوارهای برشی بتن مسلح، ضخامت کمتر، وزن پایینتر، عدم نیاز به آرماتورگذاری و سهولت اجرای آن است. امروزه عملکرد انواع گوناگون این سیستم از طریق مطالعات آزمایشگاهی و عددی تحت تحقیق و بررسی قرار دارد. اما برای تحلیل و طراحی هر سیستم مقاوم در برابر زلزله وجود پارامترهای لرزه‌ای چون ضریب رفتار، ضریب اضافه مقاومت و ضریب تشدید تغییرمکان بسیار مهم و ضروری است. در این مقاله ضریب رفتار دیوارهای برشی فولادی مرکب با جفت ورق فولادی محاسبه و تعیین گردیده است. بدین منظور ساختمان هشت طبقه‌ای با سیستم مزبور و همچنین با دو نسبت طول دهانه دیوار به ارتفاع آن (۱٫۵ و ۲) طراحی گردیده است. برای بررسی میزان تاثیر ضخامت هسته بتنی، سه ضخامت مختلف دیوارها (۵۰، ۱۲۵ و ۲۰۰ میلیمتر) برای هسته بتنی در نظر گرفته شده‌اند. مدل‌سازی سازه در دو حالت یک طبقه و هشت طبقه توسط نرم افزار آباکوس انجام گرفته و جهت محاسبه ضریب رفتار روشی ترکیبی متشکل از تحلیل استاتیکی غیرخطی، تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی و تحلیل دینامیکی خطی پیشنهاد و بکار برده شده است. نتایج بدست آمده نشان داد که افزایش ضخامت هسته بتنی منجر به افزایش شکل پذیری و کاهش ضریب نیرو بر اثر شکل پذیری می‌گردد. همچنین ضریب اضافه مقاومت و ضریب رفتار حاصل شده برای این سیستم به ترتیب ۱٫۷۶ و ۶٫۴۵ حاصل گردیده است.

کلمات کلیدی: دیوارهای برشی فولادی مرکب، ضریب رفتار، ضریب اضافه مقاومت، ضریب کاهش نیرو در اثر شکل پذیری، تحلیل استاتیکی غیرخطی، تحلیل دینامیکی افزایشی غیرخطی، تحلیل دینامیکی خطی

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	10.22065/JSCE.2017.89253.1232	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
		۱۳۹۷/۱۲/۲۸	۱۳۹۶/۰۸/۱۴	۱۳۹۶/۰۸/۱۴	۱۳۹۶/۰۸/۰۳	۱۳۹۶/۰۳/۲۲
حامد رحمن شکرگزار*					*نویسنده مسئول:	
h_rshokrgozar@uma.ac.ir					پست الکترونیکی:	

Concrete Filled Double Steel Plate Shear Wall Response Modification Factor

Hamed Rahman Shokrgozar^{1*}, Amin Ghannadiasl², hashem omidi³

1-Assistant Professor, Faculty of Engineering, Department of Civil Engineering, University of Mohaghegh Ardabili, Ardabil, Iran

2-Assistant Professor, Faculty of Engineering, Department of Civil Engineering, University of Mohaghegh Ardabili, Ardabil, Iran

2- M.Sc. in Structural Engineering, Faculty of Engineering, Department of Civil Engineering, University of Mohaghegh Ardabili, Ardabil, Iran

ABSTRACT

Composite steel shear wall is a newest seismic resistant system that has a high stiffness, strength and ductility. The main advantages of this structural system are lower thickness and weight, don't need to reinforcement and its easy implementation procedure with compared to concrete reinforced shear walls. Recently, the behavior of various types of this seismic resistant system has been investigated through numerical or experimental studies. Response modification factor, over-strength factor and deflection amplification factor are the most important parameters for analysis and design of any seismic resistant system. The response modification factor of concrete filled double steel plate shear wall (CFDPSW) is determined in this paper. For this purpose, an eight-story building with two ratios of wall length to wall heights (1.5 and 2) are designed with CFDPSW system. To investigation the effect of the concrete core thickness, three different thickness (50, 125, 200mm) is considered. The finite-element model of all cases is developed using ABAQUS software and the combination of nonlinear static pushover; nonlinear incremental dynamic and linear dynamic analyses are used for calculation of the response modification factor. The results are shown that the enhancement in the concrete core thickness lead to increasing ductility and decreasing force reduction factor. The over-strength factor and response modification factor are obtained respectively 1.76 and 6.47 for this seismic resistant structural system.

ARTICLE INFO

Received: 12/06/2017

Revised: 25/10/2017

Accepted: 05/11/2017

Keywords:

Concrete filled double steel-plate shear wall, Response modification factor, Over-strength factor, Force reduction factor, Nonlinear Static Pushover Analysis, Nonlinear incremental dynamic analysis, Linear dynamic analysis

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

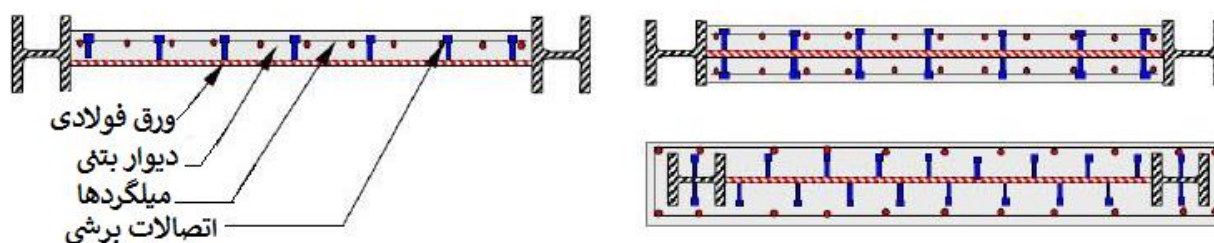
doi: 10.22065/JSCE.2017.89253.1232

*Corresponding author: Hamed Rahman Shokrgozar
Email address: h_rshokrgozar@uma.ac.ir

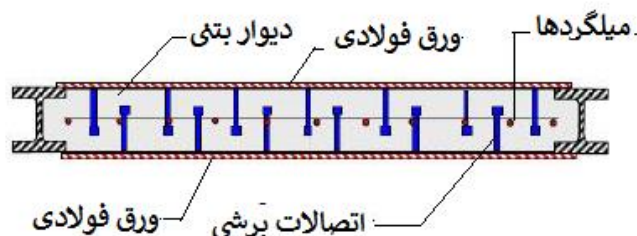
۱- مقدمه

دیوارهای برشی از جمله سیستمهای مقاوم در برابر زلزله است که در انواع مختلف (بتنی مسلح، فولادی و مرکب) مورد پذیرش آیین نامه های مختلف ساختمانی است. تا حدود چهل سال پیش تنها دیوار برشی بتنی مسلح در اکثر ساختمانها مورد استفاده قرار می گرفت. این دیوارها معایبی همچون گسترش ترکهای کششی و یا خردشدگی بتن در نواحی فشاری را دارد که منجر به کاهش شدید مقاومت و سختی سازه می شود [۱]. در ساختمانهای بلند افزایش بارهای محوری ناشی از نیروهای جانبی رفت و برگشتی، کاهش شکل پذیری و ظرفیت تغییر شکل را به دنبال دارد. از سال ۱۹۷۰ ایده دیوارهای برشی فولادی مطرح گردیده و به عنوان سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی مورد استفاده قرار گرفت. این سیستم نیز دارای معایبی چون کاهش مقاومت برشی، سختی و ظرفیت اتلاف انرژی سیستم در صورت کماتش کلی ورق فولادی است. جهت جبران معایب این دو سیستم مقاوم در برابر زلزله ایده دیوار برشی مرکب اخیرا مطرح گردیده است که محاسن دیوار برشی فولادی و بتنی مسلح را بصورت توأم در بر دارد.

به طور کلی دیوارهای برشی مرکب را می توان به دو دسته دیوارهای مرکب متشکل از ورق فولادی و بتن مسلح (SPRC^۱) و دیوارهای مرکب متشکل از دو ورق فولادی و بتن بین آن (CFDSP^۲) کرد، شکل ۱ جزئیات این دو نوع دیوار برشی مرکب را نشان داده شده است [2].



الف) دیوار برشی مرکب متشکل از ورق فولادی و بتن مسلح مرکب (SPRC)



ب) دیوار برشی مرکب متشکل از دو ورق فولادی و بتن بین آن (CFDSP)

شکل ۱: انواع دیوارهای برشی مرکب [۳]

به غیر از تحقیقات انجام یافته در ژاپن و کانادا بر روی دیوار برشی فولادی در دهه ۹۰ میلادی یک سری مطالعات تجربی و عددی نیز در اوایل قرن حاضر میلادی در زمینه دیوار برشی فولادی مرکب صورت گرفته است. آستانه اصل و همکاران در سال ۲۰۰۲ میلادی آزمایشی بر روی دیوارهای برشی مرکب با طرح ساده (دیوار برشی مرکب متشکل از ورق فولادی و بتن مسلح مرکب) و همچنین یک طرح ابتکاری در دانشگاه برکلی کالیفرنیا انجام دادند. تفاوت دیوار برشی مرکب ابتکاری با ساده، وجود یک درز بین دیوار بتنی با تیر و ستونهای کناری بود. نتایج بدست آمده نشان داد که در هر دو سیستم تا تغییر مکان نسبی چهار درصد هیچگونه کاهشی در ظرفیت برشی سیستم اتفاق نیفتاده است و مقاومت سیستم در تغییر مکان نسبی هشت درصد به هشتاد درصد حداکثر ظرفیت برشی آن می رسد. بنابراین هر دو سیستم بکار رفته ظرفیت جذب انرژی و مقاومت بسیار خوبی در برابر بارهای جانبی دارند [۴].

1 steel plate reinforced concrete
2 concrete filled double steel plate

چن و همکاران^۳ در سال ۲۰۱۵، تحقیقی درباره رفتار لرزه‌ای برای دیوار برشی مرکب با دو ورق فولادی- بتن با مقاومت بالا (DSP-HSCW^۴)، انجام دادند. در این پژوهش، سیستم تحت بارگذاری چرخه‌ای قرار گرفت. پارامترهای مورد بررسی در آزمون شامل نسبت بار محوری (بار محوری اعمال شده به ظرفیت باربری) و نسبت فاصله میله رابط به ضخامت ورق فولادی می‌باشد. نتایج آزمایش نشان داد که بر خلاف دیوار معمولی، نمونه دیوار HSC، مقاومت بالا و همچنین ظرفیت تغییر شکل بسیار عالی دارد [۵]. در سال ۲۰۱۴ هو و همکارانش^۵ یک تحقیق عددی بر روی ظرفیت تغییر شکل دیوار برشی فولادی مرکب پر شده با بتن انجام دادند. آنها فرمول ساده‌ای برای پیش بینی انحنای نهایی دیوار برشی مرکب ارائه کردند که بر اساس آن می‌توان با دقت معقولی نسبت به مدل عددی، ظرفیت تغییر شکل و شکل پذیری مقطع دیوار برشی مرکب را پیش بینی کرد [۶]. احمدی و همکارانش در سال ۲۰۱۳ به بررسی فاصله بولت‌ها بر روی رفتار دیوار برشی فولادی مرکب به روش المان محدود پرداخته‌اند. مطالعات آنها نشان داد که افزایش فاصله بین بولت‌ها تا یک حد مشخص، رفتار سیستم را بهبود می‌بخشد و زمانی که فاصله بولت‌ها کم باشد پدیده کمانش به سادگی در گوشه‌های ورق رخ خواهد داد [۷]. نی و همکاران^۶ در سال ۲۰۱۳ و ۲۰۱۴ دیوار برشی مرکب متصل شده فقط به تیرهای قاب را پیشنهاد نمودند که برای کاهش اندازه ستون‌ها بسیار موثر است در این سیستم پیشنهادی دیوار برشی مرکب فقط به تیرهای قاب متصل شده و موجب کاهش نیروی محوری ستون‌ها بخصوص در ساختمان‌های بلند شده و در کاهش ابعاد ستون‌ها موثر است [۲، ۳]. در سال ۲۰۱۲ ژئو و همکاران^۷ با مقایسه رفتار چرخه‌ای قاب مرکب مجهز به دیوار برشی فولادی مرکب و دیوار برشی فولادی معمولی از طریق مطالعه آزمایشگاهی به این نتیجه رسیدند که شکل پذیری و ظرفیت جذب انرژی، ظرفیت باربری و حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی بین طبقه ای قاب مرکب با دیوار برشی فولادی مرکب بالاتر از قاب با دیوار برشی فولادی است [۸]. مطالعه مشابهی در سال ۱۳۹۴ توسط محمود یحیایی و فواد مبارکی مقدم بر روی سازه‌های مرکب متشکل از ستون مرکب و دیوار برشی فولادی پر شده از بتن به روش عددی انجام گردید. مشابه نتایج حاصله از تحقیق ژئو و همکاران مقادیر شکل پذیری، مقاومت نهایی و ظرفیت جذب انرژی سیستم با دیوار برشی مرکب افزایش خوبی داشته است [۱].

همانطور که ذکر شد تاکنون، مطالعات آزمایشگاهی و عددی متعددی در خصوص عملکرد لرزه ای دیوارهای برشی مرکب فولادی انجام شده و بر طبق نتایج حاصله عملکرد آن به عنوان یک سیستم مناسب برای مقابله با نیروی زلزله مورد تایید اغلب آیین نامه های معتبر لرزه ای از جمله ASCE7-2010 قرار گرفته است [۹]. هدف اصلی این مقاله، محاسبه ضریب رفتار سیستمهای مقاوم در برابر زلزله با دیوار برشی مرکب فولادی متشکل از دو ورق فولادی و بتن بین آن توسط روش عددی است. بدین منظور دو ساختمان هشت طبقه مجهز به دیوار برشی فولادی طراحی گردیده است. برای ارزیابی میزان تاثیر ضخامت هسته بتنی، سه ضخامت مختلف برای هر یک از مدلها در نظر گرفته شده است. مدلسازی هر یک از حالات به روش اجزا محدود و توسط نرم افزار آباکوس مدلسازی صورت گرفته است. سپس پارامترهای ضریب رفتار شامل ضریب اضافه مقاومت و ضریب کاهش نیرو تحت شکل پذیری توسط روشی متشکل از تحلیل دینامیکی افزایشی غیرخطی، تحلیل استاتیکی و تحلیل دینامیکی خطی محاسبه گردیده است.

۲- ضریب رفتار

تحلیل غیرخطی سازه‌ها مستلزم انجام عملیات محاسباتی زمانبر و پرحجم می‌باشد. اکثر آیین‌نامه‌ها روش ساده و مناسب تحت عناوین روش ضریب شکل پذیری یا روش معادل استاتیکی جهت دستیابی به پاسخ معقولی از رفتار غیرخطی سازه ارائه می‌کنند. به دلیل اهمیت شکل پذیری در جذب انرژی زلزله در نتیجه تأخیر در تخریب سازه‌ها در اثر زلزله، نیروهای محاسباتی ناشی از زلزله با ضریبی با نام ضریب اصلاح پاسخ، ضریب کاهش نیرو یا ضریب رفتار سازه کاهش می‌یابد. ضریب رفتار در حقیقت عملکرد غیرارتجاعی سازه را در بر دارد و نشانگر مقاومت پنهان سازه در مرحله غیرارتجاعی است [۱۰].

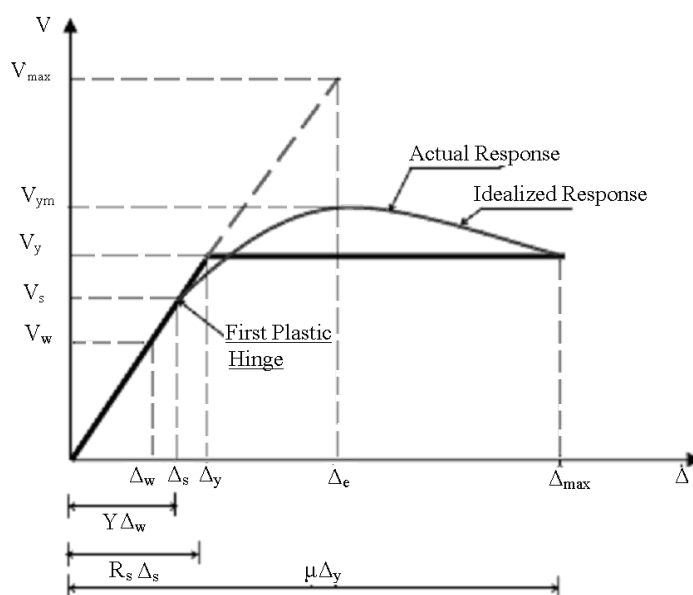
3 Chen et al.

4 Double Steel Plate-High Strength Concrete Composite Wall

5 Hu et al.

6 Nie et al.

7 Guo et al.



شکل ۲: منحنی ظرفیت واقعی و دو خطی ساده شده [۱۰]

مازولانی و پیلوسو چندین روش تئوریک از جمله روش انرژی، روش تغییر شکل پلاستیک و روش خستگی با سیکل- پایین را برای محاسبه ضریب رفتار ارائه نموده‌اند. اما اگر رفتار واقعی غیرخطی یک سازه را مانند منحنی شکل ۲ تقریب زده و بصورت یک منحنی دوخطی ایده آل شبیه سازی نمود، حد جاری شدن سازه را با V_y و تغییر مکان حد جاری شدن را با Δ_y می‌توان نشان داد. در صورت فرض رفتار خطی برای سازه به هنگام زلزله، ماکزیمم برش پایه‌ای برابر V_e در آن بوجود خواهد آمد. حداکثر جابجایی سازه قبل از خرابی نیز Δ_{max} می‌باشد. این نیرو به دلیل رفتار غیرخطی سازه می‌تواند به نیروی V_y کاهش یابد. در نتیجه با توجه به شکل ۲ ضریب شکل پذیری از رابطه زیر بدست می‌آید [۱۰].

$$R = \frac{V_e}{V_s} = \frac{V_e}{V_y} \times \frac{V_y}{V_s} = R_\mu \times R_s \quad (1)$$

در این رابطه R_s و R_μ به ترتیب ضریب کاهش نیرو در اثر شکل پذیری و ضریب اضافه مقاومت نام دارد.

$$R_\mu = \frac{V_e}{V_y} \quad R_s = \frac{V_y}{V_s} \quad (2)$$

سازه‌ها در اثر وجود شکل‌پذیری مقدار قابل توجهی از انرژی زلزله را بصورت هیستریزس تلف می‌کنند و مقدار این اتلاف بستگی به مقدار شکل‌پذیری کلی سازه دارد. این شکل‌پذیری باید به گونه‌ای باشد که شکل‌پذیری کلی اعضاء از مقدار مجاز خود بیشتر نشود. بدین منظور در موقع طراحی لازم است که حداقل مقاومت لازم سازه که شکل‌پذیری کلی آن را به حد شکل‌پذیری تعیین شده از قبل محدود می‌کند، مشخص شود. ضریب کاهش در اثر شکل‌پذیری R_μ با نسبت مقاومت الاستیک مورد نیاز به مقاومت غیرالاستیک مورد نیاز تعریف می‌شود [۱۰]:

$$R_\mu = \frac{F_\mu (\mu = 1)}{F_\mu (\mu = \mu_i)} \quad (3)$$

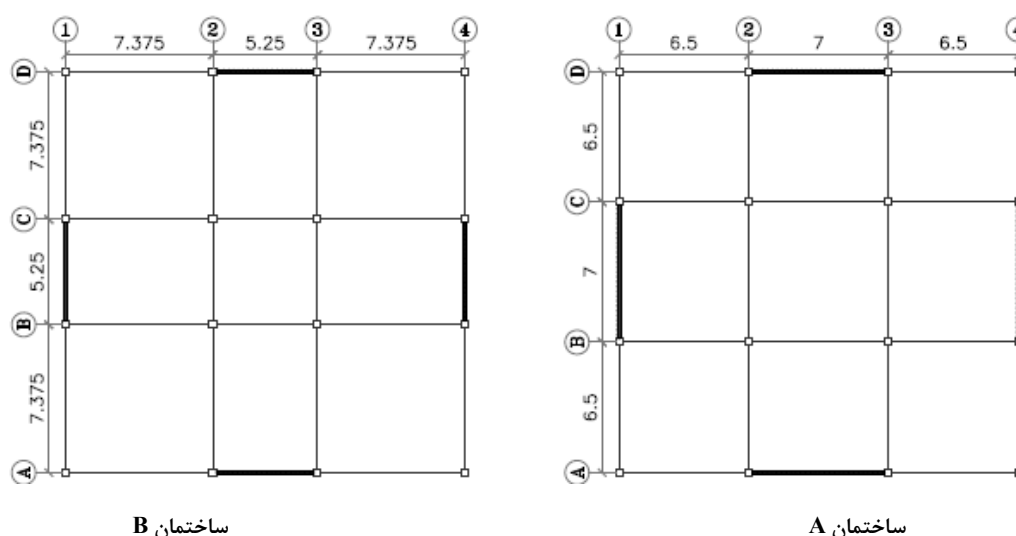
که $F_\mu (\mu = 1)$ مقاومت جانبی تسلیم مورد نیاز برای جلوگیری از تسلیم در سیستم در اثر یک زلزله مشخص می‌باشد و $F_\mu (\mu = \mu_i)$ مقاومت تسلیم جانبی مورد نیاز برای محدود کردن ضریب شکل‌پذیری کلی سازه به مقداری کمتر و یا برابر با ضریب شکل‌پذیری کلی از پیش تعیین شده هدف (μ_i) وقتی سیستم در معرض همان زلزله قرار گیرد می‌باشد. R_μ به عوامل متعددی چون نوع مصالح، زمان تناوب

سازه، میرایی، بارگذاری، خاک منطقه، هندسه و نوع سازه و مشارکتهای مدهای بالاتر بستگی دارد. محققین مختلفی چون نصر و کراوینکلر (۱۹۹۲) [۱۱]، نیومارک و هال (۱۹۸۲) [۱۲]، ریدل و همکاران (۱۹۸۹) [۱۳]، تسو و ناومسکی (۱۹۹۱) [۱۴]، ویدیک و همکاران (۱۹۹۴) [۱۵]، میراندا و برترو (۱۹۹۴) [۱۶] روابط مختلفی را برای محاسبه ضریب کاهش نیرو در اثر شکل پذیری با در نظر گرفتن برخی از پارامترهای فوق ارائه نموده اند.

در سازه‌های نامعین استاتیکی، هنگامی که یکی از اعضای سازه به حد تسلیم رسیده و اصطلاحاً در مقطعی از آن مفصل پلاستیک تشکیل شود، مقاومت سازه از دیدگاه طراحی در حالت حدی به پایان می‌رسد ولی در حالت طراحی پلاستیک، این پدیده به عنوان پایان مقاومت سازه به حساب نمی‌آید. زیرا عضو مورد نظر همچنان می‌تواند با تغییر شکل غیرارتجاعی، انرژی ورودی را جذب کند تا به مرحله گسیختگی و انهدام برسد. مقاومتی که سازه بعد از تشکیل اولین مفصل پلاستیک تا تشکیل مکانیزم ناپایداری (از خود بروز می‌دهد، مقاومت افزون یا اضافه مقاومت نامیده می‌شود. مقاومت افزون سازه در واقع مقدار مقاومتی است که بر اثر عوامل مختلف در سازه ذخیره شده و انهدام سازه را به تأخیر می‌اندازد. مقاومت واقعی مصالح در مقابل مقاومت اسمی، بزرگ بودن اندازه اعضاء، عدم لحاظ اجزاء غیر سازه‌ای، باز توزیع نیروهای داخلی، اثر سخت شوندگی کرنش و نرخ کرنش، محدودیتها و الزامات آیین نامه ای از جمله عوامل موثر بر اضافه مقاومت سیستم هستند.

۳- مشخصات مدل‌ها

مدل سازه‌ای در نظر گرفته شده در این مقاله، یک ساختمان هشت طبقه با کاربری مسکونی است، که در یک منطقه با خطر نسبی زلزله خیلی زیاد واقع است. ابعاد پلان ساختمان شماره ۲۰ متر در ۲۰ متر و ارتفاع طبقات آن ۳٫۵ متر در نظر گرفته شده است. سیستم سازه‌ای مقاوم در مقابل زلزله این ساختمان، قاب فولادی مجهز به دیوار برشی فولادی مرکب با دو ورق فولادی و بتن بین آن می‌باشد. طول دیوار برشی مرکب در این ساختمان در دو حالت ۵٫۲۵ و ۷ متر (مطابق شکل ۳)، در نظر گرفته شده تا اثر نسبت طول دیوار به ارتفاع آن نیز بررسی گردد. جهت بارگذاری ثقلی سازه مذکور از آیین‌نامه بارگذاری ایران (مبحث ششم مقررات ملی ساختمان) [۱۷] و برای طراحی سازه نیز آیین‌نامه AISC341-2010 [۹] استفاده شده است. در طراحی ضخامت هسته بتنی دیوار برشی مرکب ۱۲٫۵ سانتی متر در نظر گرفته شده است. جنس کلیه مقاطع و ورقهای فولادی از نوع ST-37 و بتن دارای مقاومت ۳۰ مگاپاسکال می‌باشد. جدول ۱ نتایج طراحی این دو ساختمان را ارائه کرده است.



شکل ۳: پلان ساختمان با دو طول دیوار برشی مختلف

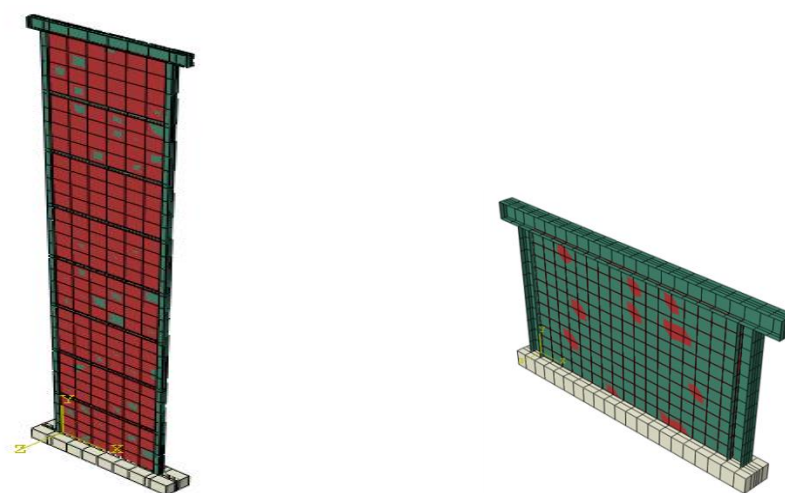
جدول ۱: مشخصات مقاطع تیر، ستون و ضخامت ورق فولادی

طبقه	ساختمان A			ساختمان B		
	مقطع ستون	مقطع تیر	ضخامت ورق (mm)	مقطع ستون	مقطع تیر	ضخامت ورق (mm)
اول و دوم	B250×15-250×8	HE200A	۵	B250*20-250*8	HE200A	۷
سوم و چهارم	B250×12-250×8	HE200A	۴	B250×15-250×8	HE200A	۵
پنجم و ششم	B250×10-250×8	HE200A	۳	B250×10-250×8	HE200A	۳
هفتم و هشتم	B250×8-250×8	HE200A	۳	B250×8-250×8	HE200A	۳

برای محاسبه ضریب رفتار این هر یک از این دو ساختمان در دو حالت معادل یک درجه آزادی (یک طبقه) و چند درجه آزادی (هشت طبقه) در نظر گرفته شده اند. همچنین برای بررسی اثر ضخامت هسته بتنی در مدل‌های یک درجه آزادی (یک طبقه) هر مدل به سه ضخامت هسته بتنی ۵۰، ۱۲۵، و ۲۰۰ میلیمتر در نظر گرفته شده تا تاثیر این عامل بر پارامترهایی چون ضریب اضافه مقاومت، ضریب کاهش نیرو در اثر شکل پذیری و ضریب رفتار مشخص گردد. ضخامت هسته بتنی در سازه هشت طبقه فقط ۱۲۵ میلیمتر در نظر گرفته شده است.

۴- شیوه مدل سازی

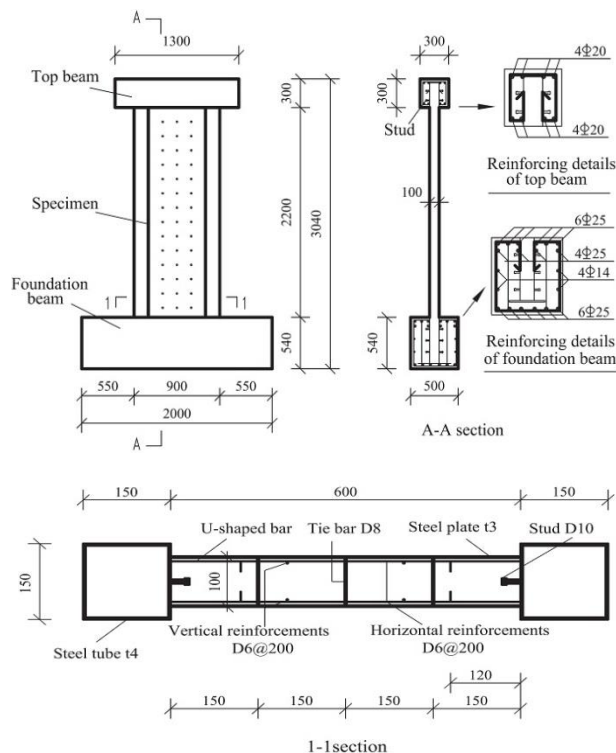
برای تحلیل هر یک از این قابها از روش اجزا محدود و نرم افزار آباکوس استفاده شده است [۱۸]. در این روش تمامی صفحات فولادی، تیر و ستون‌ها با استفاده از المان shell، میلگردها با المان wire، و هسته بتنی با المان solid مدل‌سازی شده است. به منظور در نظر گرفتن اندرکنش بتن با ورق فولادی از المانهای تماسی استفاده شده است. رفتار مصالح فولادی و بتنی نیز بصورت غیر خطی در نظر گرفته شده است. در شکل ۴ مدل دیوار برشی فولادی مرکب مدل‌سازی شده در نرم افزار آباکوس نشان داده شده است.



شکل ۴: مدل دیوار برشی فولادی یک طبقه و هشت طبقه نرم افزار آباکوس [۱۸]

برای ارزیابی شیوه مدل‌سازی فوق الذکر و همچنین دقت نتایج حاصله انجام صحت سنجی ضروری است. بدین منظور مدل آزمایشگاهی یک دیوار برشی مرکب با ستون‌های مرکب که توسط چن و همکاران در سال ۲۰۱۵ تحت بارگذاری چرخه‌ای انجام شده است،

انتخاب گردیده است. شکل ۵ جزئیات قاب چن و همکاران را نشان داده است. این نمونه دارای ارتفاع ۲۵۰ سانتیمتر و طول ۹۰ سانتیمتر است در قسمت بالا و یک تیر بتنی مسلح با ابعاد مقطع ۳۰ در ۳۰ سانتیمتر و در قسمت پایین نیز از تیری بتنی با ابعاد ۵۴ در ۵۰ استفاده شده است. ضخامت ورق‌های فولادی برای دیوار ۰/۳ سانتیمتر و برای ستون‌ها ۰/۴ سانتیمتر ضخامت هسته بتنی ۱۵ سانتیمتر است. ستونهای این نمونه دارای ابعاد ۱۵ در ۱۵ سانتیمتر می‌باشد. مصالح مورد استفاده برای ستون، تیرها و دیوار در جدول ۲ جدول ۲ نشان داده شده است [۵].



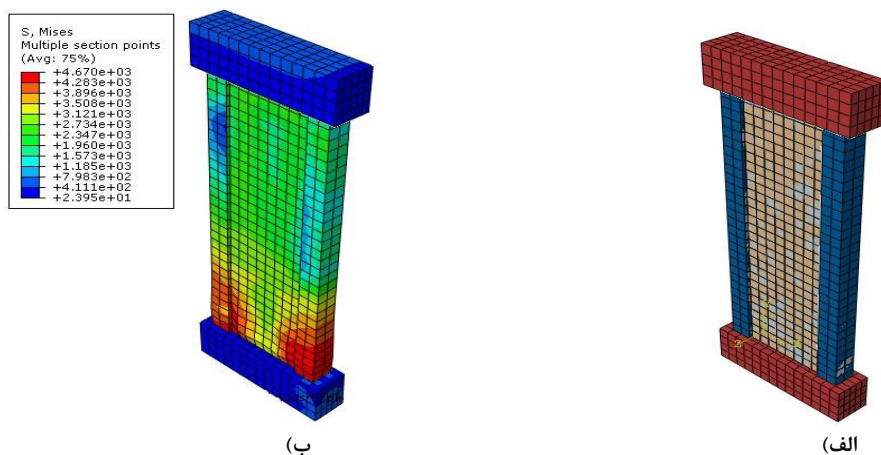
شکل ۵: مشخصات هندسی و جزئیات نمونه آزمایشگاهی [۵]

جدول ۲: مشخصات مصالح نمونه آزمایشگاهی [۵]

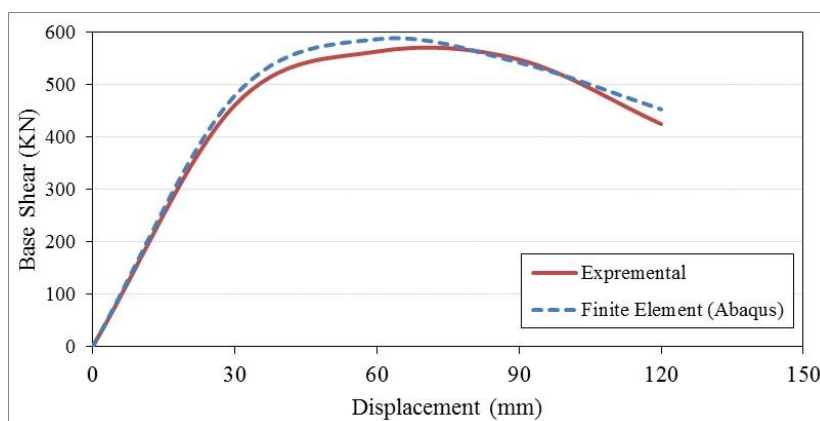
نوع	ضخامت (mm)	مدول الاستیسیته (Mpa)	تنش تسلیم (Mpa)	تنش نهایی (Mpa)
صفحه فولادی	۳	۲۰۵۰۰۰	۲۸۳	۴۶۷
	۴	۲۰۳۰۰۰	۲۹۲	۴۴۷
میلگرد	۶	۲۰۰۰۰۰	۲۷۱	۴۱۵
	۸	۲۱۰۰۰۰	۳۲۱	۴۸۴

مقاومت فشاری بتن استفاده شده در تیر بالا و پایین نمونه برابر با ۴۰ مگاپاسکال و برای بتن پر شده در داخل دیوار برابر با ۸۳٫۵ مگاپاسکال می‌باشد. این مدل تحت تحلیل استاتیکی افزایشده قرار گرفته و نتایج آن با آزمایش مقایسه شده است. شکل ۶ کانتور تنشهای ون مایسز را برای این قاب نشان داده است. مطابق این شکل مفصل پلاستیک در پای ستونها تشکیل یافته است که این نتیجه در مشاهدات آزمایشگاهی نیز حاصل شده است. منحنی نیرو-تغییرمکان هر دو مدل آزمایشگاهی و اجزا محدود در شکل ۷ نشان داده شده است. مقایسه این دو نمودار حاکی از آن است که در محدوده الاستیک نتایج عددی انطباق بسیار خوبی با نتیجه آزمایشگاهی دارد، اما پس از عبور از این

ناحیه نیروی برشی بدست آمده از روش عددی اختلاف اندکی با مقدار آزمایشگاهی دارد. علت این تفاوت را می توان به ساده سازی ها و فرضیات در نظر گرفته شده برای شبیه سازی رفتار مصالح فولادی و بتنی و همچنین اندرکنش بین اعضاء متصل به هم دانست. مقدار نیروی برشی متناظر با جابجایی ۶۰ میلی متر در نمونه آزمایشگاهی برابر با ۵۶۲/۴۵ و در نمونه عددی برابر با ۵۸۶/۴ کیلونیوتن بدست آمده است. که اختلافی در حدود ۴/۲ درصد با یکدیگر دارند.



شکل ۶: الف) مدل دیوار برشی فولادی مرکب ب) تنش ون مایسز در مدل دیوار برشی فولادی مرکب



شکل ۷: نمودار نیرو-تغییر مکان مدل آزمایشگاهی و عددی

۵- محاسبه ضریب رفتار

همانطور که ذکر شد برای تعیین ضریب رفتار، باید پارامترهای V_s ، V_y و V_e محاسبه شوند. در این مقاله برای محاسبه ضریب رفتار روشی ترکیبی از نتایج تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی، تحلیل دینامیکی غیرخطی و دینامیکی غیرخطی پیشنهاد می‌شود. در این روش با استفاده از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی و چند رکود زلزله، ماکزیمم شتاب آن با چند بار سعی خطا طوری تغییر داده می‌شود که رکورد حاصل منجر به رسیدن سازه به یکی از حالت‌های حدی تعیین شده شود. ماکزیمم برش پایه غیرخطی این رکورد برش پایه غیرالاستیک سازه می‌باشد و با $(V_{dyn})_y$ نشان داده می‌شود. دو حالت حدی تشکیل مفصل پلاستیک در ستون‌های سازه و تغییر مکان هدف به عنوان معیار عملکرد مطلوب برای این سازه‌ها انتخاب گردیده است. برای بدست آوردن برش پایه نظیر تشکیل اولین مفصل پلاستیک در سازه از مقدار بدست آمده از آنالیز استاتیکی افزایش غیرخطی $(V_{st})_s$ استفاده شده است. بدین معنی که پایان نقطه خطی سازه در آنالیز استاتیکی غیرخطی و دینامیکی غیر خطی یکسان در نظر گرفته شده است. بنابراین ضریب اضافه مقاومت براساس رابطه ذیل حاصل می‌گردد.

$$R_s = \frac{(V_{Dyn})_y}{(V_{St})_s} \quad (4)$$

برای محاسبه ضریب کاهش ناشی از شکل پذیری از طریق ماکزیمم شتاب بدست آمده از تحلیل دینامیکی غیرخطی در گام قبل، تحلیل دینامیکی خطی توسط همان رکوردهای زلزله و با همان ماکزیمم شتاب انجام می‌گیرد و ماکزیمم برش پایه خطی $(V_{Dyn})_e$ محاسبه می‌شود. حاصل تقسیم این دو برش پایه ضریب کاهش ناشی از شکل پذیری می‌باشد.

$$R_s = \frac{(V_{Dyn})_e}{(V_{Dyn})_y} \quad (5)$$

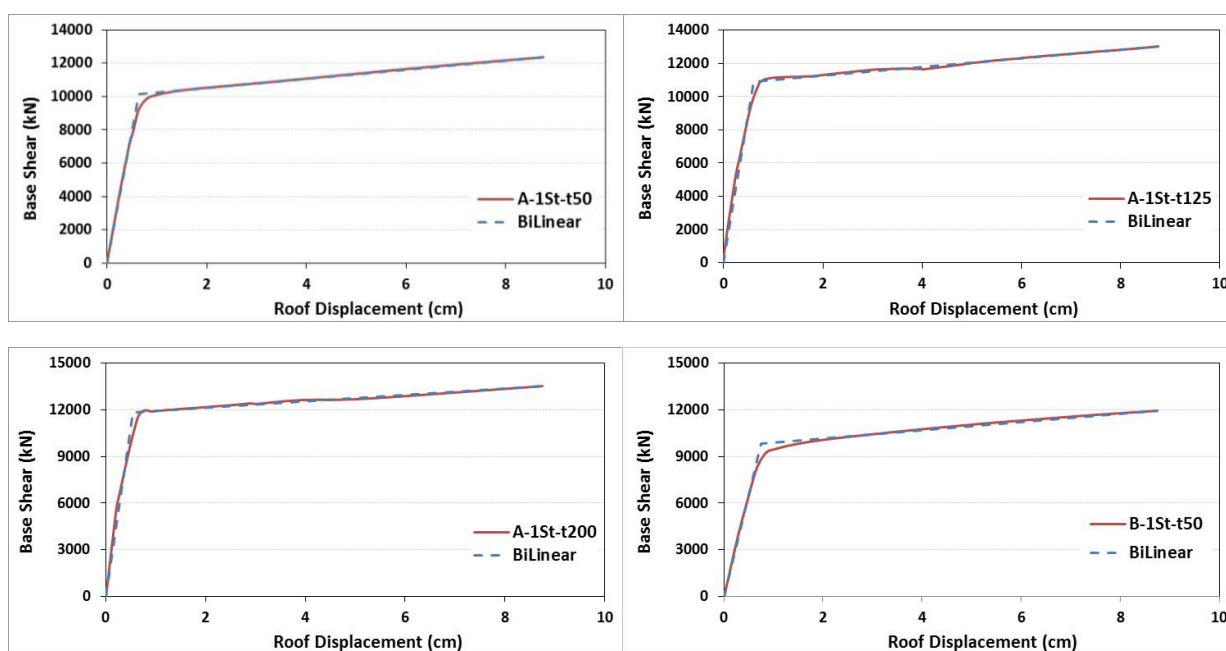
تغییر مکان هدف در این مقاله مطابق حداکثر تغییر مکان آیین‌نامه زلزله ایران (استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش ۴) انتخاب شده است. در این آیین‌نامه حداکثر تغییر مکان غیرخطی Δ_M ، با منظور کردن اثر پی-دلتا بصورت زیر است:

$$\Delta_M = 0.025h \quad \text{- در ساختمان‌ها تا پنج طبقه}$$

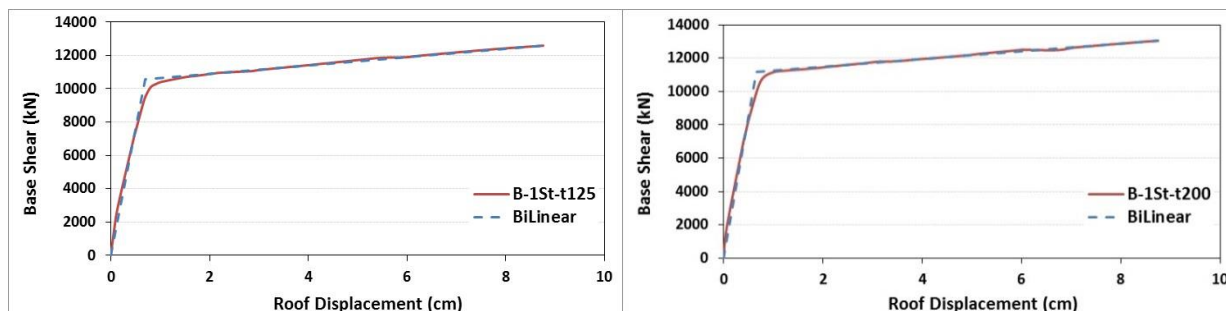
$$\Delta_M = 0.02h \quad \text{- در سایر ساختمان‌ها}$$

Δ_M تغییر مکان جانبی نسبی غیرخطی و یا تغییر مکان نسبی واقعی طبقه و h ارتفاع طبقه می‌باشد.

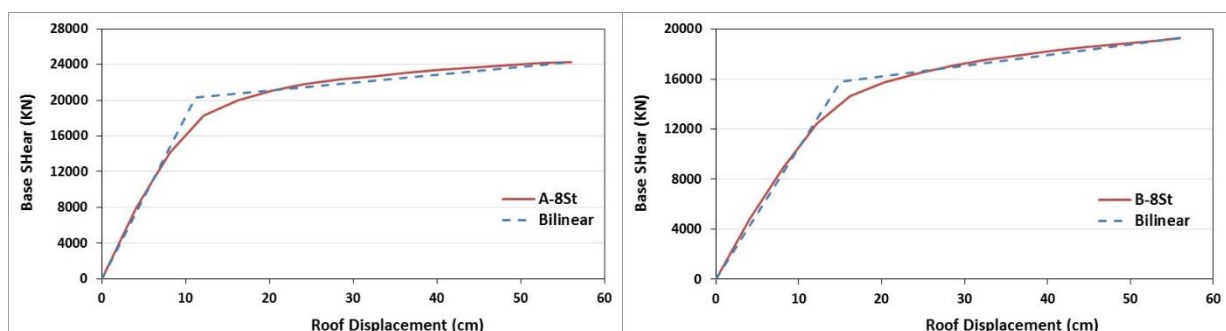
منحنی برش پایه- تغییر مکان بام هر کدام از قابهای یک طبقه یک دهانه و قابهای هشت طبقه یک دهانه به ترتیب در شکل ۸ و شکل ۹ نشان داده شده است. همچنین منحنی دوخطی هر یک از این منحنی‌ها به منظور محاسبه پارامترهای لازم نیز ترسیم گردیده است.



شکل ۸: منحنی تغییر مکان- برش پایه تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی همراه با منحنی دو خطی برای مدل‌های یک طبقه



ادامه شکل ۹:

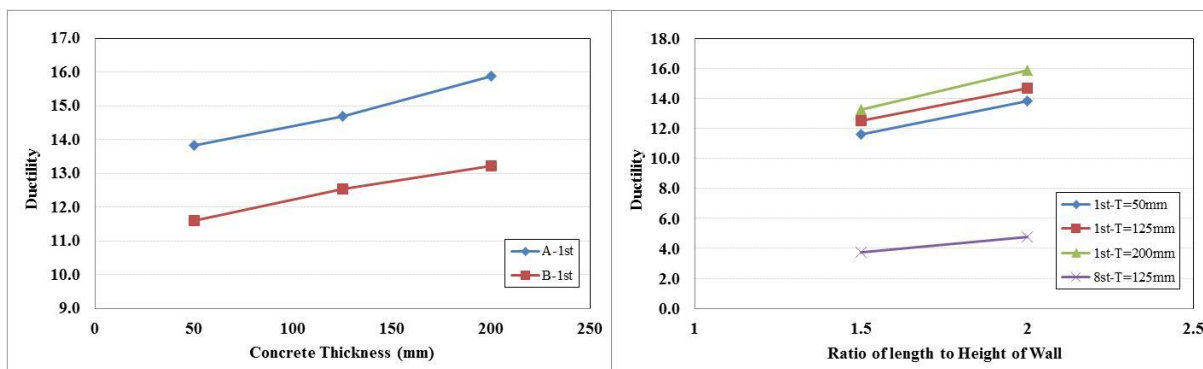


شکل ۱۰: منحنی تغییر مکان - برش پایه تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی همراه با منحنی دو خطی برای مدل‌های هشت طبقه

نتایج بدست آمده نشان می‌دهد که (مطابق شکل ۱۰- سمت راست) در قابهای یک طبقه یک دهانه با نسبت طول دهانه با ارتفاع ۲ دارای شکل پذیری بالاتری نسبت به قابهای با نسبت طول دهانه به ارتفاع یک می‌باشند. همچنین برش پایه معادل با اولین مفصل پلاستیک در این قابها نسبت به قابهای با نسبت طول دهانه به ارتفاع یک نیز بیشتر است. همچنین در کلیه مدلها افزایش ضخامت هسته بتنی منجر به افزایش شکل پذیری (شکل ۱۰- سمت چپ) و افزایش ماکزیمم برش پایه معادل با اولین مفصل پلاستیک گردیده است. مشابه همین نتایج در قابهای یک دهانه هشت طبقه نیز حاصل گردیده است.

جدول ۳: نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی

نام مدل	$(V_{St})_x$ (KN)	$(V_{St})_y$ (KN)	Δ_y (cm)	Δ_x (cm)	μ
A-1st-T50	6395	12360	0.633	8.75	13.82
A-1st-T125	7475	13011	0.596	8.75	14.69
A-1st-T200	8193	13492	0.552	8.75	15.87
B-1St-T50	6525	11955	0.754	8.75	11.61
B-1St-T125	7077	12601	0.698	8.75	12.53
B-1St-T200	7598	13054	0.661	8.75	13.23
A-8St-T125	14180	24245	11.72	56.00	4.78
B-8St-T125	10650	19261	15.01	56.00	3.72



(ب)

(الف)

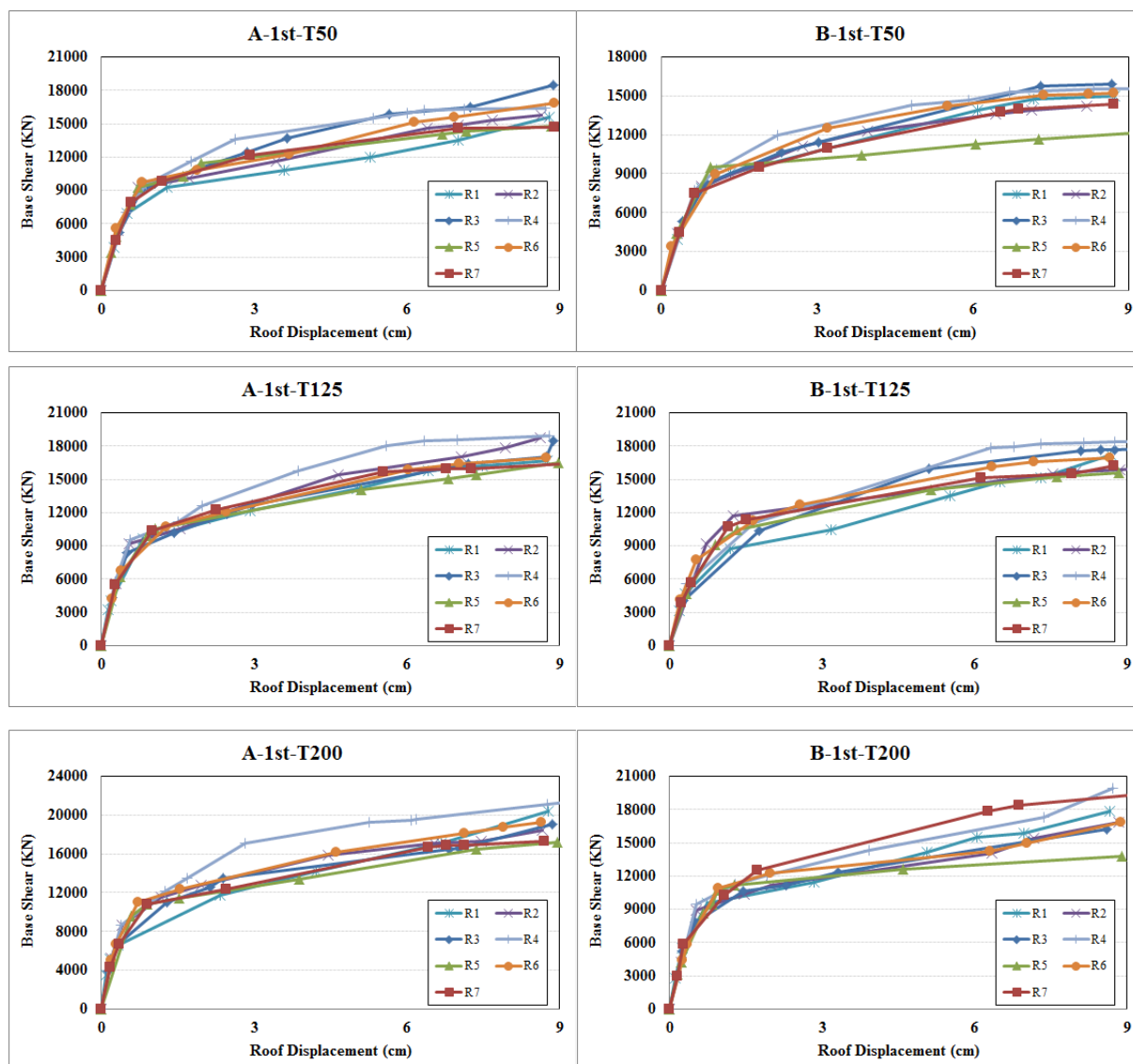
شکل ۱۱: الف) تغییرات شکل پذیری با نسبت طول دهانه به ارتفاع قاب (ب) تغییرات شکل پذیری با ضخامت هسته بتنی

برای انجام تحلیلهای دینامیکی در این مقاله از هفت رکورد زلزله استفاده شده است. مشخصات رکوردهای زلزله در جدول ۴ ارائه شده است. برای محاسبه $(V_{Dyn})_y$ پیک شتاب رکورد زلزله از به تدریج افزایش داده شده است تا یکی از حالت‌های حدی حاصل گردد. در شکل ۱۱ منحنی برش پایه - تغییر مکان حاصل از نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی ارائه شده است.

جدول ۴: مشخصات رکوردهای زلزله

شماره	رکورد زلزله	سال وقوع	نوع خاک	فاصله از مرکز (KM)
R1	Tabas	۱۹۷۸	C	۸/۷
R2	Kobe	۱۹۹۵	C	۳۵/۸
R3	Superstition hills	۱۹۸۷	D	۳۹/۵
R4	San Fernando	۱۹۷۱	D	۲۲/۷
R5	Cop Mendocino	۱۹۹۲	D	۹/۸
R6	Loma Prieta	۱۹۸۹	D	۲۰/۲
R7	Friuli, Italy	۱۹۷۶	C	۸/۷

در جدول ۵ مقدار برش پایه ناشی از تحلیلهای دینامیکی غیرخطی و تحلیلهای دینامیکی خطی برای هریک از مدل‌های به تفکیک ارائه شده است. همچنین به منظور محاسبه $(V_{Dyn})_y$ و $(V_{Dyn})_x$ متوسط مقادیر بدست آمده از هفت رکورد زلزله محاسبه شده است. متوسط مقادیر ناشی از هفت رکورد زلزله به عنوان مقادیر برش پایه دینامیکی غیرخطی و خطی جهت محاسبه ضریب رفتار بکار می‌رود.



شکل ۱۲: منحنی برش پایه - تغییر مکان تحت تحلیل دینامیکی غیرخطی

در جدول ۶ نتایج محاسبه ضریب رفتار برای دیوار برشی مرکب با جفت ورق فولادی در قاب یک دهانه یک طبقه و همچنین هشت طبقه ارائه شده است. براساس تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی قابهای یک طبقه که تقریباً معادل سیستم یک درجه آزادی است، شکل پذیری بالاتری نسبت به قابهای هشت طبقه را دارند این نتیجه در محاسبه ضریب کاهش نیرو در اثر شکل پذیری از روش تحلیل دینامیکی نیز حاصل گردیده است. همچنین بر خلاف روند نتایج بدست آمده در تحلیل استاتیکی غیرخطی که با افزایش ضخامت هسته بتنی دیوار، شکل پذیری افزایش یافته بود، ضریب کاهش نیرو در اثر شکل پذیری با افزایش ضخامت دیوار کاسته شده است. همچنین ضریب کاهش نیرو در اثر شکل پذیری در قابهای هشت طبقه نسبت به قابهای یک طبقه مقدار کمتری را حاصل کرده است. کاهش نسبت طول دهانه دیوار به ارتفاع آن منجر به کاهش متوسط ده درصد در مقدار ضریب کاهش نیرو در اثر شکل پذیری گردیده است.

ضریب اضافه مقاومت برای دیوار برشی مرکب در قابهای یک درجه آزادی بطور متوسط برای شش مدل تحلیل شده عدد ۲٫۳۵ و در قابهای هشت طبقه ۱٫۷۶ بدست آمده است. تغییرات این پارامتر با تغییر ضخامت هسته بتنی و نسبت طول دهانه به ارتفاع قاب چندان قابل توجه نبوده و در حدود کمتر از پنج درصد می باشد.

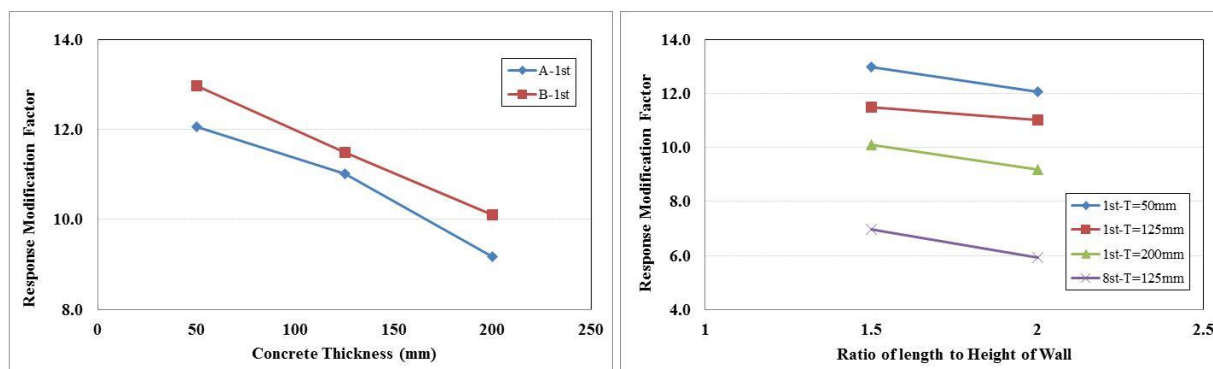
مطابق نتایج حاصله ضریب رفتار سازه‌های دارای دیوار برشی مرکب فولادی با جفت ورق در سیستم یک درجه آزادی حدود ۱۱،۱۵ و برای سیستم‌های چند درجه آزادی در حدود ۶،۴۵ حاصل شده است. در شکل ۱۲ تغییرات ضریب رفتار دیوار برشی مرکب فولادی با ضخامت هسته بتنی و نسبت طول دهانه به ارتفاع دیوار ارائه شده است. با افزایش نسبت طول دهانه به ارتفاع دیوار و همچنین هسته بتنی از مقدار ضریب رفتار کاسته می شود.

جدول ۵: نتایج برش پایه ناشی از تحلیل دینامیکی غیرخطی و دینامیکی خطی

نام مدل		Sup.H.	San F.	Kobe	Cop M.	Loma P.	Friuli I.	Tabas	میانگین
A-1st-T50	$(V_{Dyn})_y$	18479	16432	15730	14798	16824	14722	15578	16080
	$(V_{Dyn})_e$	87406	98592	49077	71030	102290	50938	80538	77124
A-1st-T125	$(V_{Dyn})_y$	17064	18884	18773	16536	16972	16122	16695	17292
	$(V_{Dyn})_e$	70986	153338	61575	77223	90461	61747	61104	82348
A-1st-T200	$(V_{Dyn})_y$	19074	21094	18398	17784	19279	17351	20416	19057
	$(V_{Dyn})_e$	60083	95134	65681	92654	93696	48409	70231	75127
B-1St-T50	$(V_{Dyn})_y$	15930	15580	14410	12092	15195	14403	14982	14656
	$(V_{Dyn})_e$	61012	137415	39771	62395	118521	58044	115211	84624
B-1St-T125	$(V_{Dyn})_y$	17680	18346	15838	15620	16949	16260	17193	16841
	$(V_{Dyn})_e$	117572	105122	64461	108871	56271	57393	59143	81262
B-1St-T200	$(V_{Dyn})_y$	16238	19909	16846	13778	16871	19123	17813	17225
	$(V_{Dyn})_e$	58943	88794	61993	69303	111517	86244	60564	76765
A-8St-T125	$(V_{Dyn})_y$	24183	20842	24571	22531	21348	23936	32281	23773
	$(V_{Dyn})_e$	83954	77307	102141	69227	55838	62007	136298	84858
B-8St-T125	$(V_{Dyn})_y$	19282	14014	16184	18678	23263	19016	25084	18733
	$(V_{Dyn})_e$	72038	45862	68067	93370	71807	62991	105376	56790

جدول ۶: ضریب رفتار هر یک از مدل‌های یک دهانه یک طبقه و هشت طبقه

نام مدل	$(V_{St})_e$ (KN)	$(V_{Dyn})_y$ (KN)	$(V_{Dyn})_e$ (KN)	R_s	R_μ	R
A-1st-T50	6395	16080	77124	2.51	4.80	12.06
A-1st-T125	7475	17292	82348	2.31	4.76	11.02
A-1st-T200	8193	19057	75127	2.33	3.94	9.17
B-1St-T50	6525	14656	84624	2.25	5.77	12.97
B-1St-T125	7077	16841	81262	2.38	4.83	11.48
B-1St-T200	7598	17225	76765	2.27	4.46	10.10
A-8St-T125	14180	24242	83825	1.71	3.46	5.91
B-8St-T125	10650	19360	74216	1.82	3.83	6.97



شکل ۱۳: الف) تغییرات ضریب رفتار با نسبت طول دهانه به ارتفاع قاب ب) ضریب رفتار با ضخامت هسته بتنی

۶- نتیجه گیری

در این تحقیق به محاسبه ضریب رفتار قابهای فولادی مجهز به دیوار برشی مرکب فولادی با جفت ورق فولادی پرداخته شد. برای این منظور هشت مدل مختلف که در دو دسته معادل یک درجه آزادی و چند درجه آزادی تقسیم بندی می‌شوند تا میزان تاثیر تعداد درجات آزادی بر ضریب رفتار مشخص گردد. در این مقاله، برای بررسی میزان تاثیر ضخامت هسته بتنی مابین جفت ورق فولادی بر عملکرد آن سه ضخامت ۵۰، ۱۲۵، ۲۰۰ میلیمتر برای مدل‌های معادل یک درجه آزادی انتخاب گردیده است. همچنین در این مدل‌ها دو نسبت طول دهانه به ارتفاع قاب ۱٫۵ و ۲ برای دیوار برشی مرکب فولادی در نظر گرفته شده است. در دو مدل یک دهانه هشت طبقه ضخامت هسته بتنی ۱۲۵ میلیمتر ثابت در نظر گرفته شده است. کلیه این هشت مدل با استفاده روش اجزا محدود و توسط نرم افزار آباکوس مورد تحلیل قرار گرفته اند. در تمامی تحلیل‌ها دو حالت حدی تغییر مکان هدف در بالاترین تراز سازه و تشکیل مفصل پلاستیک در ستونهای سازه به عنوان معیار کنترل برگزیده شده است.

برای تعیین ضریب رفتار دو پارامتر ضریب اضافه مقاومت و ضریب کاهش نیرو با استفاده از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی، دینامیکی افزایشی غیرخطی و دینامیکی خطی محاسبه گردیدند. از هفت رکورد زلزله حوزه دور در تحلیل‌های دینامیکی استفاده گردید. در محاسبه ضریب اضافه مقاومت، برش پایه معادل با تشکیل اولین مفصل پلاستیک در سازه از تحلیل استاتیکی غیرخطی تعیین گردید و برش پایه پلاستیک سازه در حالت حدی، از تحلیل دینامیکی افزایشی غیرخطی با روش صحیح و خطا و افزایش گام به گام شتاب ماکزیمم رکورد زلزله تعیین شد. برای محاسبه ضریب کاهش نیرو در اثر شکل پذیری با داشتن برش پایه پلاستیک و حداکثر شتاب متناظر با آن از تحلیل دینامیکی غیرخطی، تحلیل دینامیکی خطی با همان ماکزیمم شتاب انجام گرفت و برش پایه ماکزیمم الاستیک حاصل گردید.

نتایج حاصله از تحلیل استاتیکی غیرخطی نشان داد که در قابهای یک طبقه یک دهانه و هشت طبقه یک دهانه شکل پذیری بیشتر و برش پایه معادل با اولین مفصل پلاستیک بیشتر در نسبت طول دهانه به ارتفاع ۲ حاصل شده است. همچنین افزایش ضخامت هسته بتنی دیوار منجر به افزایش همین دو پارامتر شده است. تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی نیز منجر به ضریب اضافه مقاومتی برابر با ۲٫۳۵ برای دیوار برشی‌های مرکب فولادی یک طبقه و ۱٫۷۶ برای مدل‌های هشت طبقه گردید. تغییر ضخامت هسته بتنی و نسبت طول دهانه به ارتفاع قاب تاثیر قابل توجهی بر این پارامتر نداشت. براساس تحلیل‌های دینامیکی مشخص گردید که بر خلاف تحلیل استاتیکی غیرخطی ضریب کاهش نیرو در اثر شکل پذیری با افزایش ضخامت هسته بتنی دیوار کاهش یافته و افزایش تعداد درجات آزادی (تعداد طبقات) نیز منجر به کاهش آن می‌گردد. در نهایت در ساختمانهای مجهز به سیستم دیوار برشی مرکب با جفت ورق فولادی، ضریب رفتار ۱۱٫۵۱ در حالت یک درجه آزادی و ۶٫۴۵ در حالت چند درجه آزادی حاصل گردید.

منابع

- ۱- یحیایی، محمود، مبارکی مقدم، فواد. بررسی ضریب رفتار و ضریب افزایش تغییر مکان در سازه های کامپوزیت با ستونهای مرکب به همراه دیوارهای برشی فولادی پر شده از بتن، دهمین کنگره بین المللی مهندسی عمران ۱۳۹۴: دانشکده مهندسی عمران تبریز.
2. Nie, J.-G., H.-S. Hu, J.-S. Fan, M.-X. Tao, S.-Y. Li, and F.-J. Liu, *Experimental study on seismic behavior of high-strength concrete filled double-steel-plate composite walls*. Journal of Constructional Steel Research, 2013. 88: p. 206-219.
3. Nie, J.-G., X.-W. Ma, M.-X. Tao, J.-S. Fan, and F.-M. Bu, *Effective stiffness of composite shear wall with double plates and filled concrete*. Journal of Constructional Steel Research, 2014. 99: p. 140-148.
4. Astaneh-Asl, A., *Seismic Behavior And Design Of Composite Steel Plate Shear Walls*. 2002, Steel-Tips Report, Structural Steel Educational Council, Usa.
5. Chen, L., H. Mahmoud, S.-M. Tong, and Y. Zhou, *Seismic behavior of double steel plate-HSC composite walls*. Engineering Structures, 2015. 102: p. 1-12.
6. Hu, H.-S., J.-G. Nie, and M.R. Eatherton, *Deformation capacity of concrete-filled steel plate composite shear walls*. Journal of Constructional Steel Research, 2014. 103: p. 148-158.
7. H., A. and A. A., *Evaluating The Effects Of Distance Between Bolts On The Behavior Of Composite Steel Shear Wall*. Asian Journal Of Civil Engineering (BHRC) 2013. 14(1): p. 145-159.
8. Guo, L., R. Li, Q. Rong, and S. Zhang, *Cyclic behavior of SPSW and CSPSW in composite frame*. Thin-Walled Structures, 2012. 51: p. 39-52.
9. American Society of Civil Engineers, *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, in *Standard ASCE/SEI 7-10*. 2010, American Society of Civil Engineers
10. Chia-Ming, U., *Establishing R (or R_w) and Cd Factors for Building Seismic Provisions*. Journal of Structural Engineering, 1991. 117(1): p. 19-28.
11. Krawinkler, H. and A.A. Nassar, *Seismic design based on ductility and cumulative damage demands and capacities*, in *in nonlinear seismic analysis and design of R.C. buildings*, P. Fajfar and H. Krawinkler, eds. 1992, Elsevier Applied Science, New York, N.Y. .
12. Newmark, N.M. and W.J. Hall, *Earthquake spectra and design*, ed. s.d. Engineering monographs on earthquake criteria, and strong motion records, v. 3. 1982: Berkeley, Calif. : Earthquake Engineering Research Institute.
13. Riddell, R., P. Hidalgo, and E. Cruz, *Response Modification Factors for Earthquake Resistant Design of Short Period Buildings*. Earthquake Spectra, 1989. 5(3): p. 571-590.
14. Tso, W.K. and N. Naumoski, *Period-dependent seismic force reduction factors for short-period structures*. Canadian Journal of Civil Engineering, 1991. 18(4): p. 568-574.
15. Vidic, T., P. Fajfar, and M. Fischinger, *Consistent inelastic design spectra: Strength and displacement*. Earthquake Engineering Structural Dynamics, 1994. 23(5): p. 507-521.
16. Miranda, E. and V.V. Bertero, *Evaluation of Strength Reduction Factors for Earthquake-Resistant Design*. Earthquake Spectra, 1994. 10(2): p. 357-379.
- ۱۷- مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، بارهای وارد بر ساختمان. ۱۳۹۲، مرکز تحقیقات راه مسکن و شهرسازی، دفتر مقررات ملی ساختمان ایران.
18. *ABAQUS Version 6.12*. Hibbit, Karlsson & Sorensen, Inc., Pawtucket, RI.