

# مطالعه عددی و پارامتریک اثر زلزله‌های متوالی بر روی سیستم دیوار برشی فولادی جدار نازک مرکزگرا

مجید قلهکی\* (استاد)  
محسن تاجیک (کارشناسی ارشد)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران

مهندسی عمران شریف، (بهار ۱۴۰۳)  
دوره‌ی ۴۰، شماره‌ی ۱، صص. ۱۱۳-۱۲۳، (پنداشت شفی)

هدف از مرکزگرا کردن سیستم دیوار برشی فولادی، حفظ تیر و ستون‌ها در محدوده الاستیک است. در پژوهش حاضر، ساختمان‌های پنج، ۱۰ و ۲۰ طبقه با دیوار برشی فولادی به روش مهاربند معادل نواری در نرم‌افزار ETABS طراحی شدند. سپس، هفت شتاب‌نگاشت دور از گسل انتخاب و مقیاس‌بندی شده و در نرم‌افزار ABAQUS مدل‌سازی شدند. مدل پنج طبقه با مدل بدون مرکزگرا مقایسه شد. نتایج تحلیل پوش‌اور نشان داد که در مدل پنج طبقه دیوار برشی فولادی مرکزگرا، تیر و ستون‌ها در محدوده الاستیک باقی مانده‌اند و در مدل بدون مرکزگرا استهلاک انرژی بیشتری دارند. همچنین، نتایج نشان داد که در یافت و حداکثر جابه‌جایی و نسبت بیشترین مقدار شتاب بام به شتاب رکوردهای انتخابی در دیوار برشی فولادی مرکزگرا نسبت به بدون مرکزگرا افزایش یافته است.

واژگان کلیدی: تحلیل تاریخچه زمانی، دیوار برشی فولادی مرکزگرا، روش مهاربند معادل نواری، شتاب‌نگاشت.

mgholhaki@semnan.ac.ir  
tajikmohsen73@gmail.com

## ۱. مقدمه

سیستم‌های سازه‌ای باربر جانبی مختلفی برای مهار نیروهای جانبی مورد استفاده قرار می‌گیرند که هرکدام دارای خصوصیات خاص خود هستند. انتخاب نوع سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی به عواملی مانند ترکیب بارگذاری، رفتار سازه، نحوه هدایت بارهای ثقلی به پایه و طرح معماری بستگی دارد. علاوه بر این موارد، ابعاد هندسی سازه، محدودیت‌های آیین‌نامه‌ای، مقدار نیروی جانبی، حداکثر تغییر مکان و ... در انتخاب نوع سیستم مقاوم نقش دارند.<sup>[۱]</sup>

سیستم‌های متعارف فولادی مقاوم در برابر نیرو جانبی از قبیل قاب خمشی، قاب مهاربندی شده و دیوار برشی فولادی، عملکرد لرزه‌ای مناسبی با فراهم ساختن مقاومت و شکل‌پذیری کافی دارند. با این حال، تیرها، ستون‌ها و مهاربندهای این سیستم‌ها باید تغییر شکل‌های غیرارتجاعی قابل توجهی را در طول زلزله تحمل کنند که موجب تسلیم، آسیب دیدن المان‌ها و تغییر مکان‌های نسبی ماندگار زیاد در سازه می‌شود. تسلیم اعضای قاب و تغییر مکان‌های نسبی ماندگار زیاد، هزینه‌های تعمیر را افزایش می‌دهد و به از کار افتادگی سازه منجر می‌شود. یک دیوار برشی فولادی مرکزگرا متشکل از یک دیوار برشی فولادی معمول

\* نویسنده مسئول  
تاریخ دریافت: ۱۴۰۱/۹/۱۳، اصلاحیه ۱۴۰۲/۱/۲۹، پذیرش ۱۴۰۲/۲/۱۱.

استناد به این مقاله:

قلهکی، مجید و تاجیک، علی، ۱۴۰۳. مطالعه عددی و پارامتریک اثر زلزله‌های متوالی بر روی سیستم دیوار برشی فولادی جدار نازک مرکزگرا. مهندسی عمران شریف، ۴۰(۱).

صص. ۱۱۳-۱۲۳. DOI:10.24200/J30.2023.61115.3149

مقاومت در مقابل لنگر واژگونگی ناشی از بارهای جانبی و بار افقی طبقه، مهم‌ترین وظیفه دیوار برشی فولادی است. اعضای تشکیل‌دهنده سیستم دیوار برشی فولادی شامل یک دیوار صفحه ای فولادی، دو ستون مرزی و تیر افقی طبقه می‌باشد. همچنین، تیرهای افقی طبقه به‌عنوان سخت‌کننده‌های عرضی در تیر ورق می‌باشند.<sup>[۲]</sup> از سال ۱۹۷۰ میلادی دیوار برشی فولادی به‌عنوان اولین انتخاب در میان سیستم‌های مقاوم در برابر بارهای جانبی در چندین سازه مهم و مدرن مورد استفاده قرار گرفته است. در آغاز و در طول دهه ۱۹۷۰ میلادی، دیوارهای برشی فولادی در ژاپن در ساختمان‌های جدید و در آمریکا برای بهتر شدن رفتار لرزه‌ای ساختمان‌های موجود مورد استفاده قرار گرفت. در دهه ۱۹۷۰ و ۱۹۸۰ میلادی، در آمریکا و کانادا و در بعضی از ساختمان‌ها، دیوارهای برشی بدون سخت‌کننده فولادی پوشیده شده از یک لایه بتن مطابق آنچه که در دیوارهای برشی مرکب می‌باشد مورد استفاده قرار می‌گرفت.<sup>[۳]</sup> پس از تعدادی نتایج موفقیت‌آمیز دیوار برشی فولادی در کشورهای مختلف، مطالعات جدی بر روی این سیستم نوین شروع شد. گروه‌های مختلفی در کشورهای پیشرفته و دانشگاه‌های معتبر جهان تحقیقات آزمایشگاهی و نظری را همزمان آغاز و پیگیری کردند. تحقیقات نظری بیشتر برای پیدا کردن روش‌های طراحی دقیق‌تر دیوار برشی فولادی و به‌دست آوردن رفتار بهتر آن با تحقیقات آزمایشگاهی توأمان بود. در تحقیقات آزمایشگاهی گاهی بار به حالت یکنواخت بر روی نمونه قرار می‌گرفت و گاهی بار به صورت چرخه‌ای برای شبیه‌سازی بار لرزه‌ای مورد بررسی قرار می‌گرفت.<sup>[۴]</sup>

هیسادار و همکاران در پژوهشی با عنوان (مطالعه حرکت قائم زمین در تحلیل دینامیکی ساختمان) با مطالعه خسارت‌های زمین‌لرزه‌ها به این نتیجه رسیدند که ستون‌های پیرامونی نسبت به سایر ستون‌ها در معرض خرابی بیشتری می‌باشند.<sup>[۵]</sup> دو نمونه ارائه شده توسط رابرتز و صبوری عبارتند از مدل الاستیک - پلاستیک کامل برای پیش‌بینی رفتار هیستریزس ورق برشی لاغر و مدل الاستیک - پلاستیک کامل برای پیش‌بینی رفتار هیستریزس قاب در برگیرنده ورق فولادی.<sup>[۶]</sup> فرض مدل معرفی شده برای قاب، تشکیل مفاصل پلاستیک در بالا و پایین ستون است. حلقه‌های هیستریزس هر ورق طبق اصل جمع آثار نیروها، از مجموع حلقه‌های هیستریزس ورق جان و قاب محیطی به دست می‌آید. قلهکی در سال ۲۰۰۰ مجموع زیادی از آنالیز اجزا محدود بر روی پانل‌های برشی یک طبقه با سخت‌کننده دارای ضخامت‌های متفاوت انجام داد. آنالیزهای پانل‌ها به دو بخش دارای بازشو و بدون بازشو تقسیم‌بندی شدند.<sup>[۷]</sup> صبوری و قلهکی در سال ۲۰۰۶ میلادی دو نمونه دیوار برشی فولادی را آزمایش کردند که تنها در نوع اتصال تیرهای میانی به ستون‌ها تفاوت داشتند.<sup>[۸]</sup> این دو نمونه بر اساس روش تعامل ورق با قاب که در سال‌های ۱۹۹۱ و ۱۹۹۲ توسط صبوری و رابرتز ارائه شده بود، طراحی شدند.<sup>[۹]</sup> همچنین، مفهوم فولاد پرمقاومت در ستون‌ها و فولاد نرم (فولاد جاذب انرژی) در ورق‌ها استفاده شد. نتایج آزمایش نشان داد که می‌توان عمده جذب انرژی را به ورق فولادی منتقل کرد تا ستون‌ها را تا حد زیادی از آسیب مصون نگه داشت. قلهکی و شعبی در سال ۱۳۹۴ طرح سیستم دیوار برشی فولادی بر اساس نیاز جابه‌جایی غیر الاستیک را مطرح نمودند.<sup>[۱۰]</sup> در این پژوهش، روش طرح پلاستیک برای سازه‌های با دیوار برشی فولادی بدون سخت‌کننده و همچنین روشی برای تعیین مقدار رانش تسلیم سازه ارائه شد.

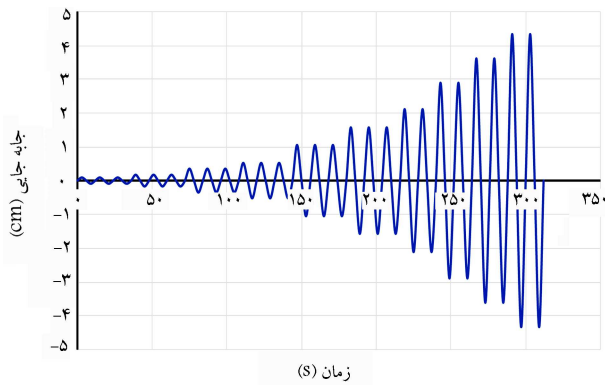
لاتی و همکاران در سال ۲۰۲۱ یک دیوار برشی صفحه فولادی با مهاربندهای اتلاف انرژی خودمحرور (SPSW-SCEDB) را توسعه و آزمایش کردند که پیش‌ساخته و قابل تعویض است.<sup>[۱۱]</sup> ژنگ و همکاران در سال ۲۰۲۱ یک سیستم دیوار برشی هیبریدی فولاد - چوب مرکزگرا ابتکاری ارائه دادند. سیستم SC-STHSW از دو

زیرسیستم تشکیل شده است: قاب فولادی پس‌تنیده (PT) و دیوار برشی چوبی با قاب سبک.<sup>[۱۲]</sup> ژانگ و همکاران در سال ۲۰۲۱ دیوارهای برشی ورق فولادی خودمحرور با شکاف (SC-SPSWS) را به عنوان یک سیستم جدید مقاوم در برابر بار لرزه‌ای معرفی کردند. این سیستم، شکل‌پذیری مناسب، ظرفیت اتلاف انرژی دیوارهای برشی ورق فولادی با شکافها (SPSWS) و قابلیت‌های جدیدتر شدن خود را ترکیب می‌کند. نتایج نشان می‌دهد که سازه با لایه‌های پیوند خمشی بیشتر و ورق‌های فولادی ضخیم‌تر دارای ظرفیت باربری نهایی بالاتر و ظرفیت اتلاف انرژی بهتری دارد، اما قابلیت تغییر مجدد آن تضعیف می‌شود. همچنین، با کاهش ارتفاع دهانه، شکل‌پذیری سازه به‌شدت کاهش می‌یابد، درحالی‌که افزایش تعداد رشته‌های فولادی می‌تواند شکل‌پذیری سازه را افزایش دهد.<sup>[۱۳]</sup>

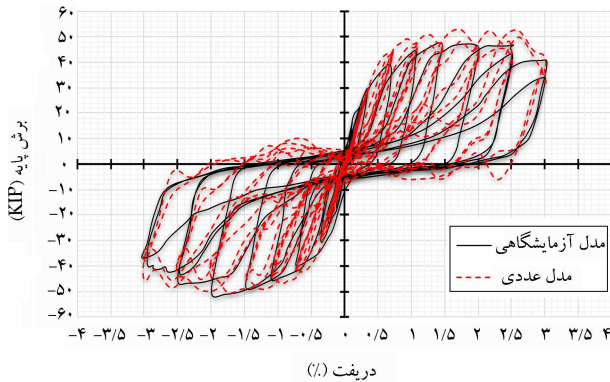
جیلیان و همکاران در سال ۲۰۱۹ نوع جدیدی از دیوار برشی صفحه فولادی با مهاربندهای اتلاف انرژی خودمحرور را توسعه دادند. نتایج نشان می‌دهد که این سیستم پاسخ هیستریک به شکل پرچم با سختی اولیه بالا، شکل‌پذیری قابل توجه، قابلیت‌های خودمرکزی عالی و اتلاف انرژی به دلیل اثرات هم‌افزایی صفحه دیوار و مهاربندهای PS-SCED نشان می‌دهد.<sup>[۱۴]</sup> جیلیان و همکاران در سال ۲۰۲۱ با تجزیه و تحلیل دینامیکی غیرخطی، ساختارهای قبلاً طراحی شده را ارزیابی کردند. نتایج نشان داد که رفتار تکان دادن، به‌طور موثر تقاضای شکل‌پذیری را در قسمت انتهایی تیرها کاهش می‌دهد و توزیع یکنواخت‌تری از انعطاف‌پذیری را در امتداد تیرها و درون ورق طبقه‌های مختلف ارائه می‌دهد. مرکزگرایی در قاب خمشی به‌وسیله پس‌نیدن اعضای سازه با کابل‌ها و یا میلگردهای با مقاومت بالا حاصل می‌شود. گارلک و کریستوپولوس در سال ۲۰۰۲ راه‌های متفاوت قاب خمشی مرکزگرا به وسیله اتصالات تیر به ستون پس‌تنیده را مورد بررسی قرار دادند. در این سامانه، گهواره‌ای در اتصال تیر به ستون با مرکز دوران در بال تیر ایجاد می‌شود. این اتصال پس‌تنیده باعث به حداقل رسیدن تغییر مکان نسبی ماندگار می‌شود و هزینه‌های تعمیر نیز با کم شدن پتانسیل آسیب دیدن در المان‌های مرزی و محدود شدن خرابی به المان‌های اتلاف‌کننده انرژی قابل تعویض، کاهش می‌یابد. ترکیبی از پاسخ الاستیک قاب مرزی پس‌تنیده و جذب انرژی غیرخطی ورق فولادی در پاسخ کلی هیستریزس دیوار برشی فولادی مرکزگرا مشاهده می‌شود که در شکل‌های ۲ و ۳ آورده شده است. در طول یک منحنی نیرو - تغییرمکان دوخطی مشابه قاب خمشی مرکزگرا، پاسخ قاب مرزی پس‌تنیده در بارگذاری و باربرداری مشاهده می‌شود. اتصال گره پس‌تنیده بالای گره باز شده موجب ایجاد سختی اولیه قاب می‌شود که لنگر بازگرداننده نام دارد. پاسخ هیستریزس پرچمی شکل قاب خمشی فولادی مرکزگرا، از ترکیب پاسخ الاستیک دوخطی قاب مرزی پس‌تنیده با پاسخ هیستریزس غیرخطی المان‌های اتلاف‌کننده انرژی به وجود می‌آید. رفتار اتصال مرکزگرا پس‌تنیده قبل از باز شدن شکاف، مشابه اتصالات صلب است. ایجاد لنگر بازگرداننده در نقطه گهواره پس از باز شدن شکاف که شروع اتلاف انرژی است، رخ می‌دهد که خاصیت مرکزگرایی است.<sup>[۱۵]</sup>

## ۲. صحت‌سنجی مدل‌سازی در نرم‌افزار

مدل آزمایشگاهی مورد مطالعه توسط دنیل داودن و مایکل برونو که مقیاس ۱:۳ دیوار برشی فولادی مرکزگرا را دارد، جهت صحت‌سنجی مورد استفاده قرار گرفت. شکل ۱ نشان‌دهنده مدل آزمایشگاهی است.<sup>[۱۶]</sup> مشخصات این مدل آزمایشگاهی در جدول ۱ نشان داده شده است. نرم‌افزار آباکوس ورژن ۶.۱۴ جهت مدل‌سازی سیستم مورد مطالعه مورد استفاده قرار گرفت. با استناد به کار آزمایشگاهی تا



شکل ۲. بار چرخه‌ای اعمال به مدل.



شکل ۳. مقایسه نتایج تحلیل اجزا محدود و نمونه آزمایشگاهی.

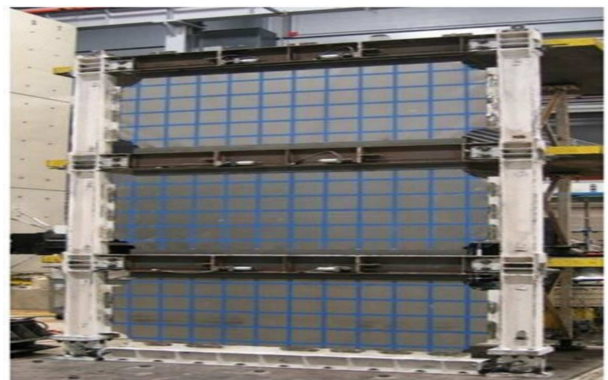
در تحلیل دوم، بار چرخه‌ای به سازه اعمال می‌شود. در این ماژول، خروجی‌های مربوط به تغییر مکان در سطح تیر بالایی و نیز برش پایه به دست آوردن منحنی هیستریزس، پس از تمام شدن تحلیل، تعریف می‌شود. طبق توضیحات قبلی، اعمال نیرو به این مدل عددی دو مرحله دارد: ۱. اعمال نیرو به کابل‌ها و ۲. اعمال بار چرخه‌ای به مدل. مدل عددی بعد از وارد کردن نیرو پس‌تشدگی که مقدار آن ۲۰ درصد تنش تسلیم کابل می‌باشد. شکل ۳ مقایسه منحنی‌های هیستریزس مدل تحلیلی در نرم‌افزار با نمونه آزمایشگاهی را نشان می‌دهد که همگرایی خوبی نسبت به مدل آزمایشگاهی قابل مشاهده است. در نتیجه، با استناد به نتایج استخراج شده از نرم‌افزار، مدل‌سازی دیوار برشی فولادی مرکزگرا به روش اجزای محدود یک روش مناسب و قابل اطمینان می‌باشد.

### ۳. مبانی طراحی سیستم دیوار برشی فولادی

سازه‌های مورد نظر بر اساس مبحث دهم مقررات ملی ساختمان و استاندارد ۲۸۰۰ ایران در نرم‌افزار ETABS طراحی شده‌اند. در رابطه با رده‌بندی سیستم‌های سازه‌ای، برخی افراد نسبت ارتفاع به بعد سازه را معیار این رده‌بندی دانسته و این نسبت را برای سازه بسیار بلند، بلند، متوسط و کوتاه به ترتیب برابر  $\pi/5$ ،  $\pi$ ،  $\pi/2$  و  $\pi/3$  می‌دانند. پلان مورد نظر برای تحلیل سازه، مربع شکل و با پنج دهانه پنج متری می‌باشد (شکل ۴). ارتفاع هر طبقه ۳/۴ متر و سقف طبقات از نوع تیرچه و بلوک می‌باشد. با توجه به رابطه گفته شده، نسبت ارتفاع به بعد سازه مدل پنج طبقه به عنوان سازه کوتاه‌مرتبه، مدل ۱۰ طبقه به عنوان سازه متوسط و مدل ۲۰ طبقه به عنوان سازه بلندمرتبه در نرم‌افزار ETABS به صورت مهاربند معادل بدون مدل شدن کابل

جدول ۱. مشخصات مدل آزمایشگاهی.

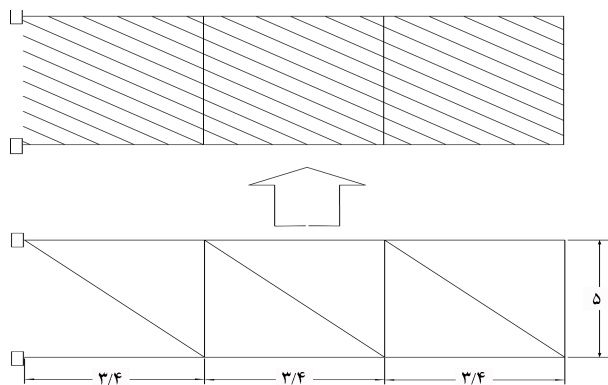
عرض دهانه	۹۰		
ارتفاع طبقه اول	۴۲/۸۷۵		
ارتفاع طبقه دوم	۵۰/۷۵	ابعاد (in)	
ارتفاع طبقه سوم	۵۰/۷۵		
طبقه همکف	W۶ × ۲۰		تیر (AISC)
طبقه اول	ASTM W۸ × ۱۸		
طبقه دوم	A۹۹۲ W۸ × ۱۵		
طبقه سوم	W۶ × ۱۸		
طبقه اول	W۶ × ۲۵		ستون (AISC)
طبقه دوم	W۶ × ۲۵		
طبقه سوم	W۶ × ۲۵		
طبقه اول	ASTM ۰/۰ ۲۹۹		ضخامت ورق فولادی (in)
طبقه دوم	A۳۶ ۰/۰ ۲۳۹		
طبقه سوم	۰/۰ ۱۷۹		
تمامی کابل‌ها	ASTM ۰/۵		قطر کابل (in)
	A۴۱۶		



شکل ۴. مدل آزمایشگاهی دیوار برشی فولادی مرکزگرا با مقیاس ۱ به ۳ [۶].

جابجایی نسبی ۳ درصد بار اعمال می‌شود. در شکل ۲ بارگذاری چرخه‌ای آورده شده است. شبکه‌بندی (مش‌بندی) المان‌های پوسته‌ای با استفاده از شبکه quad/Free/Media axis با اندازه سه اینچ انجام شده است.

ماژول استپ در نرم‌افزار آباکوس جهت تعریف نوع تحلیل به کار می‌رود. در مرحله اول، با استفاده از تحلیل کمانش، نقص اولیه مورد نیاز ورق فولادی به سازه وارد می‌شود. در مرحله دوم و پس از به دست آوردن مود اول کمانش، بارگذاری از نوع بار چرخه‌ای به سازه وارد می‌شود. برای این منظور، از دو تحلیل غیرخطی از نوع دینامیک ضمنی استفاده می‌شود. در تحلیل اول، پس‌تشدگی به کابل‌ها به وسیله نیروی پیچ (بولت) اعمال می‌شود. در این مرحله، شرایط کابل‌ها حافظ می‌شود.



شکل ۶. مهاربند معادل نواری.

تشکیل میدان کشش قطری در ورق فولادی است.  $\alpha$  از رابطه‌ی ۲ به دست می‌آید:

$$\tan^2 \alpha = \frac{1 + \frac{t \cdot L}{r_{AC}}}{1 + t \cdot H \left( \frac{1}{A_b} + \frac{H^2}{r_{IC}^2 \cdot L} \right)} \quad (2)$$

که  $A_c$  و  $I_c$  سطح مقطع و ممان اینرسی ستون‌های کناری و  $H$  ارتفاع ستون است. پس از تعیین ضخامت، هر ورق به تعدادی نوار مورب تبدیل می‌شود که سطح مقطع هر نوار از رابطه‌ی ۳ به دست می‌آید:

$$A_S = \frac{L \cos \alpha + H \sin \alpha}{n} \cdot t \quad (3)$$

در رابطه ۳،  $n$  تعداد نوارها است. تحقیقات بسیاری در رابطه با تعداد نوار مورد نیاز صورت گرفته است که نتایج آن‌ها نمایانگر کفایت  $1^\circ$  نوار مورب برای تحلیل یک دیوار برشی فولادی با ورق نازک می‌باشد. با ملاحظه به این که امکان دارد ستون‌ها تحت تاثیر میدان کشش قطری دچار کمناش شوند، سختی ستون‌های کناری باید با توجه به رابطه ۴ مورد کنترل قرار گیرند:

$$I_C = \frac{0.7 \cdot 0.3 \cdot \gamma t H^3}{L} \quad (4)$$

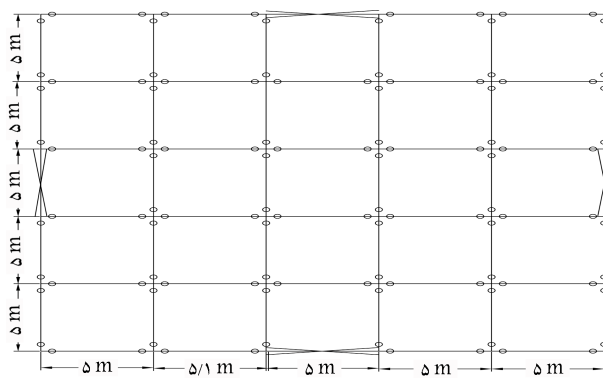
جهت جلوگیری از خمش تیر فوقانی دیوار برشی فولادی ناشی از اثر میدان کشش قطری نامتقارن و کنترل آن باید از رابطه ۵ استفاده کرد:

$$M_{f_{pb}} \geq \frac{\sigma_{ty} t L^2}{\lambda} \sin^2 \alpha \quad (5)$$

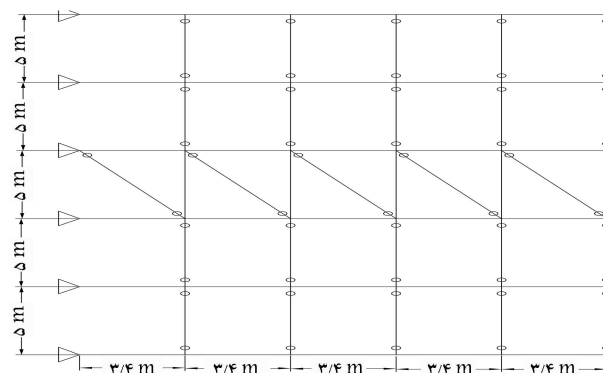
در رابطه ۵،  $M_{f_{pb}}$  لنگر پلاستیک مقطع تیر و  $\sigma_{ty}$  تنش نهایی میدان کشش قطری می‌باشد که برای ورق‌های نازک برابر تنش تسلیم آن‌ها است. کنترل این رابطه تنها برای تیر انتهایی با ملاحظه به اختلاف کم شدت میدان کشش قطری میان دو طبقه مجاور الزامی می‌باشد. در صورت زیاد بودن اختلاف میان میدان کشش قطری میان دو طبقه مجاور، کنترل رابطه مذکور باید برای تیرهای میانی نیز انجام شود. جهت اطمینان از ستون‌های محیطی که توانایی تحمل تنش‌های ناشی از بارهای محیطی را به همراه تنش‌های ناشی از اثر میدان کششی داشته باشند، رابطه‌ی ۶ باید برای لنگر پلاستیک ستون‌ها مورد کنترل قرار گیرد:

$$M_{f_{pc}} \geq \frac{\sigma_{ty} t H^2}{\lambda} \cos^2 \alpha \quad (6)$$

از آنجا که تاکنون اثر زلزله‌های متوالی بر روی دیوار برشی فولادی مرکزگرا مورد بررسی قرار نگرفته است، بنابراین این تحقیق یک کار نوین و دارای نوآوری می‌باشد.



شکل ۴. پلان مدل‌های طراحی شده.



شکل ۵. نمونه نمای مدل پنج طبقه.

طراحی شده‌اند و مقاطع به دست آمده‌اند. شکل‌های ۴ و ۵ به ترتیب پلان و نمونه نمای مدل پنج طبقه را نشان می‌دهند.

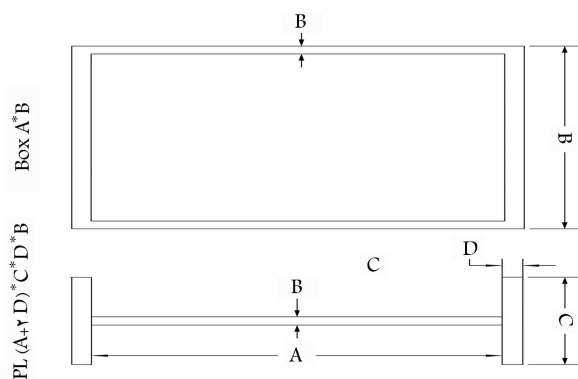
ساختمان‌ها با کاربری مسکونی می‌باشد و بارگذاری آن‌ها به این صورت می‌باشد که ۶۰۰، ۲۰۰، ۵۰ و ۱۵۰ کیلوگرم بر مترمربع به ترتیب برای شدت بار مرده طبقات، بار زنده طبقات، بار مرده بام و بار زنده بام استفاده شده‌اند. تپ خاک از نوع تپ دو است و بر اساس طبقه‌بندی ویرایش چهارم استاندارد  $28^\circ$  زلزله‌ی ایران، با ضریب اهمیت ۱، شتاب میانی طرح  $0.35/$  و ضریب رفتار ۷ مورد طراحی قرار گرفته‌اند. مصالح فرض شده برای مدل‌سازی و تحلیل، فولاد ST۵۲ برای تیر و ستون‌ها و فولاد ST۳۷ برای مهاربندهای صرفاً کششی می‌باشند. اتصالات تیر به ستون در دهانه دارای مهاربند کششی، گیردار و در باقی دهانه‌ها مفصلی و اتصالات پای ستون‌ها به صورت مفصلی و اتصالات مهاربندهای صرفاً کششی به صورت مفصلی هستند. به دلیل عدم امکان مدل‌سازی ورق فولادی در نرم‌افزار ETABS، از مهاربندهای صرفاً کششی طبق میانی طراحی زیر استفاده می‌شود: مطابق آیین‌نامه‌های فولاد کانادا و آمریکا، به جای هر ورق فولادی در طراحی دیوارهای برشی فولادی با ورق نازک، از یک مهاربند معادل استفاده می‌شود. ضخامت ورق فولادی بعد از محاسبه سطح مقطع هر مهاربند معادل مطابق رابطه ۱ به دست می‌آید.

$$t = \frac{2 A_b \sin \theta \cos \theta}{L \sin^2 2\alpha} \quad (1)$$

شکل ۶ مهاربند معادل نواری را نشان داده است. در رابطه ۱،  $\theta$  زاویه میان مهاربند و ستون،  $L$  عرض دهانه قاب،  $A_b$  سطح مقطع مهاربند معادل و  $\alpha$  زاویه

جدول ۲. مشخصات مقاطع طراحی شده سیستم دیوار برشی فولادی مرکزگرا سازه ۵ طبقه.

ضخامت ورق در فولادی مرکزگرا (mm)	تنش موجود دیوار برشی فولادی مرکزگرا	ستون دهانه‌های دیوار		تیر دیوار برشی فولادی مرکزگرا		ستون دیوار برشی فولادی مرکزگرا			
		برشی فولادی مرکزگرا (cm)	تنش موجود	برشی فولادی مرکزگرا (cm)	تنش موجود	برشی فولادی مرکزگرا (cm)	تنش موجود		
۲,۹۵	۰/۱۵	PL ۳۵ × ۲۰ × ۱/۸ × ۱/۲	۰/۲	Box ۶۰ × ۱	۰/۸۲	PL ۶۰ × ۴۵ × ۲/۵ × ۲/۵	۰/۴	Box ۴۵ × ۴	۱
۲,۳۴	۰/۱۵	PL ۳۵ × ۲۰ × ۱/۸ × ۱/۲	۰/۲۵	Box ۵۰ × ۱	۰/۶۹	PL ۶۰ × ۴۵ × ۲/۵ × ۲/۵	۰/۴۵	Box ۴۵ × ۴	۲
۱/۷۲	۰/۱۵	PL ۳۵ × ۲۰ × ۱/۸ × ۱/۲	۰/۱۳	Box ۵۰ × ۱	۰/۴۸	PL ۶۰ × ۴۵ × ۲/۵ × ۲/۵	۰/۳۸	Box ۴۵ × ۲/۵	۳
۱/۱۱	۰/۱۶	PL ۳۵ × ۲۰ × ۱/۸ × ۱/۲	۰/۱۳	Box ۴۰ × ۱	۰/۳۹	PL ۶۰ × ۴۵ × ۲/۵ × ۲/۵	۰/۳۱	Box ۴۵ × ۲/۵	۴
۱/۱۱	۰/۱۴	PL ۳۵ × ۲۰ × ۱/۸ × ۱/۲	۰/۱	Box ۴۰ × ۱	۰/۲۲	PL ۶۰ × ۴۵ × ۲/۵ × ۲/۵	۰/۲۴	Box ۴۵ × ۲/۵	۵



شکل ۷. جزئیات مقاطع قوطی ستون‌ها و مقاطع تیر ورق تیرها.

با استفاده از بازتاب دینامیکی نشان داده شده از سازه بر اثر حرکت زمین ناشی از زلزله در این روش، نیروی جانبی زلزله مشخص می‌شود. این روش‌ها عبارتند از روش تحلیل طیفی و روش تحلیل تاریخچه زمانی. نحوه انجام تحلیل در روش تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی با اثر دادن شتاب زمین به صورت تابعی از زمان در سطح پایه ساختمان است. هفت زوج شتاب نگاشت بنا بر موارد مذکور برای حوزه دور طبق جدول ۵ از سایت [ngawest2.berkeley.edu](http://ngawest2.berkeley.edu) انتخاب شده است.

## ۵. نتایج و بحث

در این بخش، مدل پنج طبقه با دیوار برشی فولادی مرکزگرا و دیوار برشی فولادی

هدف این تحقیق، بررسی باقی ماندن تیر و ستون‌های دیوار برشی فولادی مرکزگرا در محدوده الاستیک می‌باشد که با تحلیل پوش‌اور مورد بررسی قرار می‌گیرد. پاسخ سازه‌های فولادی پنج، ۱۰ و ۲۰ طبقه که سیستم باربری آن دیوار برشی فولادی مرکزگرا در دو جهت است، تحت تحلیل تاریخچه زمانی قرار می‌گیرد و مدل پنج طبقه دیوار برشی فولادی مرکزگرا با مدل پنج طبقه دیوار برشی فولادی بدون مرکزگرایی مورد مقایسه قرار می‌گیرند. پارامترهای مورد بررسی عبارتند از:

- بررسی دررفت؛
- بررسی حداکثر جابه‌جایی؛
- بررسی شتاب بام.

## ۱.۳. فرضیات و مشخصات مدل‌ها

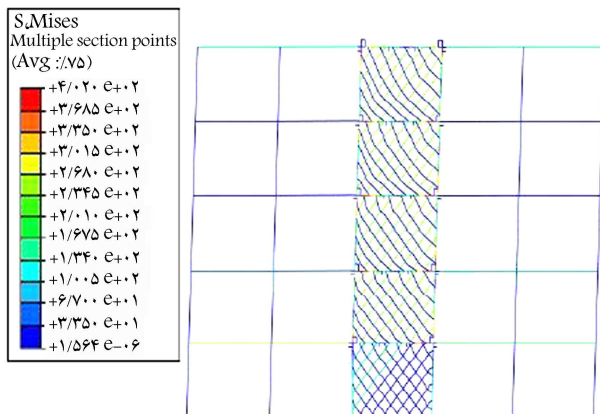
در شکل ۷ جزئیات مقاطع قوطی ستون‌ها و مقاطع تیر ورق تیرها آورده شده است. نتایج طراحی مقاطع و ضخامت ورق دیوار برشی فولادی مرکزگرا سه مدل پنج، ۱۰ و ۲۰ طبقه به ترتیب در جدول ۲، ۳ و ۴ آورده شده است.

## ۴. تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی مدل‌ها

در تحلیل غیرخطی تاریخچه زمانی، رفتار سازه به این شکل است که جزئی در بازه زمان می‌باشد و این نوع رفتار در این تحلیل نشان‌دهنده رفتار واقعی‌تر سازه در بازه زمانی زمین‌لرزه نسبت به سایر تحلیل‌ها است. روش‌های تحلیل دینامیکی مختلفی بنا بر استاندارد ۲۸۰۰ زلزله ایران برای تحلیل سازه‌ها استفاده می‌شود.

جدول ۳. مشخصات مقاطع طراحی شده سیستم دیوار برشی فولادی مرکزگرا سازه ۱۰ طبقه.

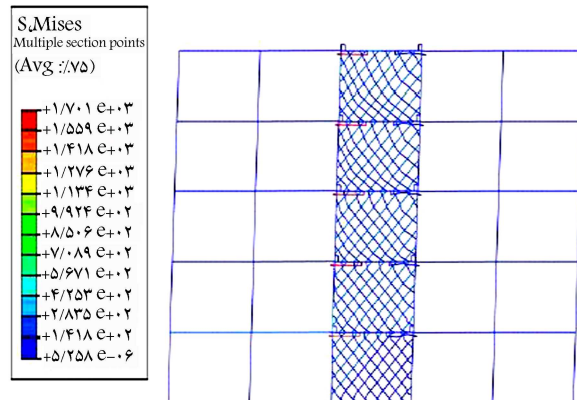
طبقه	ستون	تنش	تیر دیوار برشی	تنش	ستون	تنش	ستون دهانه‌های	تنش	ضخامت
	دیوار برشی فولادی مرکزگرا (cm)	موجود	فولادی مرکزگرا (cm)	موجود	دیوار برشی فولادی مرکزگرا (cm)	موجود	دیوار برشی فولادی مرکزگرا (cm)	موجود	ورق در دیوار برشی فولادی مرکزگرا (mm)
۱	Box ۷۰*۴	۰.۵	PL ۷۰*۵۵*۲,۵*۲,۵	۰.۷۷	Box ۷۵*۳	۰.۱۴	PL ۵۰*۲۰*۲,۵*۱,۵	۰.۲۲	۴.۸
۲	Box ۷۰*۴	۰.۴۳	PL ۷۰*۵۵*۲,۵*۲,۵	۰.۶۷	Box ۷۵*۳	۰.۱۴	PL ۵۰*۲۰*۲,۵*۱,۵	۰.۲	۴.۱۸
۳	Box ۷۰*۴	۰.۳۸	PL ۷۰*۵۵*۲,۵*۲,۵	۰.۶	Box ۷۰*۳	۰.۱۱	PL ۵۰*۲۰*۲,۵*۱,۵	۰.۲	۴.۱۸
۴	Box ۶۵*۳,۵	۰.۴	PL ۶۵*۵۰*۲,۵*۲,۵	۰.۵۵	Box ۷۰*۳	۰.۱	PL ۴۵*۲۵*۱,۸*۱,۲	۰.۳۳	۳.۵۷
۵	Box ۶۵*۳,۵	۰.۲۶	PL ۶۵*۵۰*۲,۵*۲,۵	۰.۵۳	Box ۶۰*۳,۵	۰.۱	PL ۴۵*۲۵*۱,۸*۱,۲	۰.۳۳	۳.۵۷
۶	Box ۶۵*۳,۵	۰.۲۳	PL ۶۵*۵۰*۲,۵*۲,۵	۰.۵	Box ۶۰*۳,۵	۰.۰۹	PL ۴۵*۲۵*۱,۸*۱,۲	۰.۳۳	۲.۹۵
۷	Box ۶۰*۳	۰.۲۷	PL ۵۵*۳۰*۲,۵*۱,۵	۰.۶	Box ۵۰*۲,۵	۰.۱۲	PL ۳۵*۲۰*۱,۸*۱,۲	۰.۳۳	۲.۳۴
۸	Box ۶۰*۳	۰.۱۸	PL ۵۵*۳۰*۲,۵*۱,۵	۰.۵۷	Box ۵۰*۲,۵	۰.۰۸	PL ۳۵*۲۰*۱,۸*۱,۲	۰.۶	۲.۳۴
۹	Box ۵۵*۲,۵	۰.۱۷	PL ۵۰*۳۵*۲,۵*۲	۰.۴۶	Box ۵۰*۲,۵	۰.۰۷	PL ۳۵*۲۰*۱,۸*۱,۲	۰.۶	۲.۳۴
۱۰	Box ۵۵*۲,۵	۰.۱۵	PL ۵۰*۳۵*۲,۵*۲	۰.۳۲	Box ۵۰*۲,۵	۰.۰۷	PL ۳۵*۲۰*۱,۸*۱,۲	۰.۵	۲.۳۴



شکل ۹. نمونه تنش مدل پنج طبقه دیوار برشی فولادی معمولی بعد از تحلیل پوش‌اور.

تیر و ستون از فولاد ST52 می‌باشد و وارد محدوده پلاستیک شده‌اند، المان‌ها در محدوده الاستیک نمی‌باشند. با مقایسه دیوار برشی فولادی مرکزگرا و دیوار برشی فولادی معمولی تحت تحلیل پوش‌اور، این نتیجه به دست آمد که المان‌ها در دیوار برشی فولادی مرکزگرا در محدوده الاستیک باقی می‌مانند و این به این معنا است که المان‌ها دچار خرابی نمی‌شوند و قابل تعمیر هستند.

با توجه به شکل ۱۰، سطح زیر منحنی‌ها، استهلاک انرژی در دیوار برشی



شکل ۱۰. نمونه تنش مدل ۵ طبقه دیوار برشی فولادی مرکزگرا بعد از تحلیل پوش‌اور.

معمولی تحت تحلیل پوش‌اور تا ۴ درصد ارتفاع قرار گرفته و مقایسه شده‌اند. در دیوار برشی فولادی مرکزگرا، تیر و ستون باید در محدوده الاستیک باشند. در شکل‌های ۸ و ۹ مقدار تنش‌های مدل پنج طبقه با دیوار برشی فولادی مرکزگرا و دیوار برشی فولادی معمولی را پس از تحلیل پوش‌اور نشان می‌دهد. همانطور که در شکل ۸ مشاهده می‌شود، با توجه به این که المان‌های مرزی تیر و ستون از فولاد ST52 می‌باشد، المان‌ها در محدوده الاستیک می‌باشند.

همانطور که در شکل ۹ مشاهده می‌شود، با توجه به این که المان‌های مرزی

جدول ۴. مشخصات مقاطع طراحی شده سیستم دیوار برشی فولادی مرکزگرا سازه ۲۰ طبقه.

طبقه	ستون دیوار برشی فولادی مرکزگرا (cm)	تنش موجود	تیر دیوار برشی فولادی مرکزگرا (cm)	تنش موجود	ستون دهانه‌های دیوار برشی فولادی مرکزگرا (cm)	تنش موجود	ستون دهانه‌های دیوار برشی فولادی مرکزگرا (cm)	تنش موجود	ضخامت ورق در دیوار برشی فولادی مرکزگرا (mm)
۱	Box ۱۴۰*۴	۰.۶۸	PL ۷۶*۶۰*۳*۲,۵	۰.۹	Box ۱۳۰*۲	۰.۵۴	PL ۵۵*۳۰*۲,۵*۱,۵	۰.۵	۷.۲۶
۲	Box ۱۴۰*۴	۰.۶۳	PL ۷۶*۶۰*۳*۲,۵	۰.۸۲	Box ۱۲۵*۲	۰.۵۱	PL ۵۵*۳۰*۲,۵*۱,۵	۰.۵	۶.۶۴
۳	Box ۱۴۰*۴	۰.۶۲	PL ۷۶*۶۰*۳*۲,۵	۰.۷۵	Box ۱۲۰*۲	۰.۴۸	PL ۵۵*۳۰*۲,۵*۱,۵	۰.۴۸	۶.۶۴
۴	Box ۱۴۰*۴	۰.۶۲	PL ۷۶*۶۰*۳*۲,۵	۰.۷۲	Box ۱۲۰*۲	۰.۴۶	PL ۵۵*۳۰*۲,۵*۱,۵	۰.۴۵	۶.۰۳
۵	Box ۱۴۰*۴	۰.۶۳	PL ۷۶*۶۰*۳*۲,۵	۰.۷	Box ۱۱۰*۲	۰.۴۳	PL ۵۵*۳۰*۲,۵*۱,۵	۰.۴۶	۶.۰۳
۶	Box ۱۳۰*۴	۰.۶۴	PL ۶۵*۵۰*۲,۵*۲,۵	۰.۷	Box ۱۱۰*۲	۰.۴۱	PL ۴۵*۲۵*۱*۱,۲	۰.۴۴	۵.۴۱
۷	Box ۱۳۰*۴	۰.۵۵	PL ۶۵*۵۰*۲,۵*۲,۵	۰.۷۱	Box ۱۰۰*۲	۰.۳۸	PL ۴۵*۲۵*۱*۱,۲	۰.۳۹	۵.۴۱
۸	Box ۱۳۰*۴	۰.۴۴	PL ۶۵*۵۰*۲,۵*۲,۵	۰.۷۲	Box ۱۰۰*۲	۰.۳۵	PL ۴۵*۲۵*۱*۱,۲	۰.۳۹	۵.۴۱
۹	Box ۱۳۰*۴	۰.۴	PL ۶۵*۵۰*۲,۵*۲,۵	۰.۷۲	Box ۱۰۰*۲	۰.۳۳	PL ۴۵*۲۵*۱*۱,۲	۰.۳۷	۴.۸
۱۰	Box ۱۳۰*۴	۰.۳۷	PL ۶۵*۵۰*۲,۵*۲,۵	۰.۷۲	Box ۹۰*۲	۰.۳	PL ۴۵*۲۵*۱*۱,۲	۰.۳۵	۴.۸
۱۱	Box ۱۲۰*۳,۵	۰.۳۵	PL ۶۰*۴۰*۲,۵*۲,۵	۰.۷	Box ۹۰*۲	۰.۲۸	PL ۴۰*۳۰*۲,۵*۱,۵	۰.۳۳	۴.۸
۱۲	Box ۱۲۰*۳,۵	۰.۲۹	PL ۶۰*۴۰*۲,۵*۲,۵	۰.۷	Box ۸۰*۳	۰.۲۵	PL ۴۰*۳۰*۲,۵*۱,۵	۰.۳	۴.۱۸
۱۳	Box ۱۲۰*۳,۵	۰.۲۵	PL ۶۰*۴۰*۲,۵*۲,۵	۰.۶۹	Box ۸۰*۳	۰.۲۳	PL ۴۰*۳۰*۲,۵*۱,۵	۰.۲۹	۴.۱۸
۱۴	Box ۱۲۰*۳,۵	۰.۲۲	PL ۶۰*۴۰*۲,۵*۲,۵	۰.۶۷	Box ۷۵*۳,۵	۰.۱	PL ۴۰*۳۰*۲,۵*۱,۵	۰.۲۹	۴.۱۸
۱۵	Box ۱۲۰*۳,۵	۰.۱۹	PL ۶۰*۴۰*۲,۵*۲,۵	۰.۶۵	Box ۷۵*۳,۵	۰.۰۹	PL ۴۰*۳۰*۲,۵*۱,۵	۰.۲۸	۳.۵۷
۱۶	Box ۱۱۰*۲	۰.۲	PL ۵۵*۳۰*۲,۵*۱,۵	۰.۶۱	Box ۷۰*۱,۵	۰.۰۸	PL ۴۰*۳۰*۲,۵*۱,۵	۰.۲۶	۳.۵۷
۱۷	Box ۱۱۰*۲	۰.۱۵	PL ۵۵*۳۰*۲,۵*۱,۵	۰.۵۸	Box ۶۵*۱	۰.۰۶	PL ۴۰*۳۰*۲,۵*۱,۵	۰.۲۳	۲.۹۵
۱۸	Box ۱۱۰*۲	۰.۱۳	PL ۵۵*۳۰*۲,۵*۱,۵	۰.۵۳	Box ۶۵*۱	۰.۰۵	PL ۴۰*۳۰*۲,۵*۱,۵	۰.۱۹	۲.۹۵
۱۹	Box ۱۱۰*۲	۰.۱۱	PL ۵۵*۳۰*۲,۵*۱,۵	۰.۴۸	Box ۵۵*۱	۰.۰۳	PL ۴۰*۳۰*۲,۵*۱,۵	۰.۱۸	۲.۹۵
۲۰	Box ۱۱۰*۲	۰.۱	PL ۵۵*۳۰*۲,۵*۱,۵	۰.۴۳	Box ۵۵*۱	۰.۰۱	PL ۴۰*۳۰*۲,۵*۱,۵	۰.۱۷	۲.۹۵

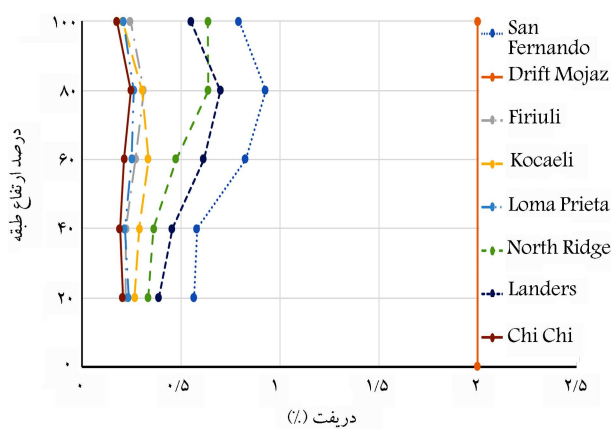
جدول ۵. شتاب‌نگاشت‌های دور از گسل انتخاب شده.

ردیف	نام زلزله	سال میلادی	شدت زلزله	بازه زمانی (s)	فاصله از گسل (km)	مدت زمان موثر (s)	سرعت برش (m/s)	تیب خاک
۱	San Fernando	۱۹۷۱	۶/۶۱	۰/۰۰۵	۱۱۱/۳۷	۲۱/۶	۳۸۵/۶۹	
۲	Firiuli	۱۹۷۶	۶/۵	۰/۰۰۵	۴۹/۱۳	۱۰/۴	۴۹۶/۴۶	
۳	Kocaeli	۱۹۹۹	۷/۵۱	۰/۰۰۵	۱۴۱/۳۷	۱۸/۷	۵۸۵/۰۹	
۴	Loma Prieta	۱۹۸۹	۶/۹۳	۰/۰۰۵	۱۱۷/۰۲	۱۳/۸	۴۱۸/۰۷	
۵	North Ridge	۱۹۹۴	۶/۶۹	۰/۰۲	۹۸/۸۳	۱۲	۳۹۸/۹۵	
۶	Landers	۱۹۹۲	۷/۲۸	۰/۰۰۵	۱۲۶/۳۳	۲۵/۸	۴۹۵/۱۴	
۷	Chi Chi	۱۹۹۹	۷/۶	۰/۰۰۴	۱۰۴/۵۶	۲۷/۴	۴۶۳	

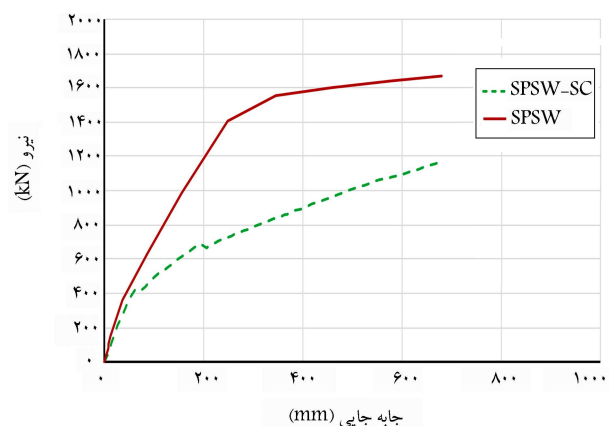


جدول ۶. بیشترین مقدار دررفت رکوردهای انتخابی مدل پنج طبقه.

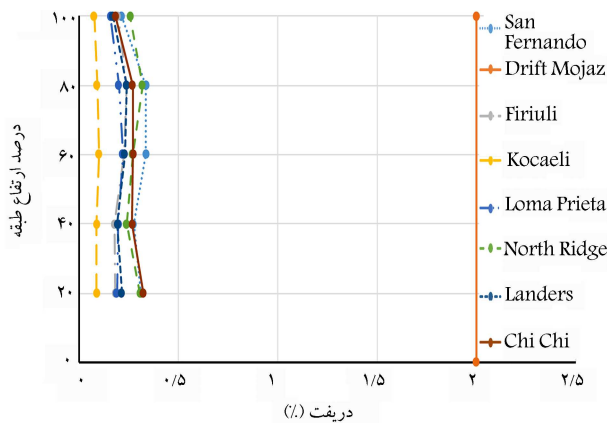
درصد تغییر (%)	افزایش / کاهش دیوار برشی مرکزگرا نسبت به معمولی	حداکثر دررفت دیوار برشی (%)		رکورد
		معمولی	مرکزگرا	
۱/۷۳	افزایش	۰/۳۴	۰/۹۳	San Fernando
۰/۲۹	افزایش	۰/۲۴	۰/۳۱	Firiuli
۲/۴	افزایش	۰/۱	۰/۳۴	Kocaeli
۰/۱۸	افزایش	۰/۲۲	۰/۲۶	Loma Prieta
۱	افزایش	۰/۳۲	۰/۶۴	North Ridge
۱/۹۲	افزایش	۰/۲۴	۰/۷	Landers
-۰/۲۱	کاهش	۰/۳۲	۰/۲۵	Chi Chi



شکل ۱۰. نمودار دررفت طبقات سازه پنج طبقه تحت هفت رکورد انتخابی بر دیوار برشی فولادی مرکزگرا.



شکل ۱۱. پاسخ تحلیل پوش‌اور تا ۴ درصد (نیرو-زمان) دو مدل پنج طبقه دیوار برشی فولادی مرکزگرا و معمولی.



شکل ۱۲. نمودار دررفت طبقات سازه پنج طبقه تحت هفت رکورد انتخابی بر دیوار برشی فولادی معمولی.

نیز دارد. تقریباً از طبقه اول تا طبقه پانزدهم روند افزایشی بوده و از طبقه پانزدهم تا بیستم روند کاهشی شده است. در باقی رکوردها، از طبقه اول تا طبقه هفدهم روند افزایشی بوده و از طبقه هفدهم تا بیستم روند کاهشی شده است. در این بخش، حداکثر جابه‌جایی در سازه پنج طبقه با دیوار برشی فولادی مرکزگرا و دیوار برشی

معمولی بیشتر می‌باشد. رکوردهای زلزله از سایت Berekely Peer برداشت شده است و با نرم‌افزار Seismosignal رکورد زلزله‌ها استخراج شده است. طبق استاندارد ۲۸۰۰ رکوردهای استخراج شده مقیاس شده و در تحلیل تاریخچه زمانی از آن‌ها بهره‌گرفته شده است. لازم به ذکر است که درصد میرایی پنج درصد می‌باشد. در این بخش، دررفت سازه پنج طبقه با دیوار برشی مرکزگرا و دیوار برشی معمولی آورده و مقایسه شده است. دررفت سازه‌های ۱۰ و ۲۰ طبقه با دیوار برشی مرکزگرا نیز آورده شده است.

با توجه به شکل‌های ۱۱ و ۱۲ و جدول ۶، دررفت در دیوار برشی فولادی مرکزگرا نسبت به دیوار برشی فولادی معمولی بیشتر است و بیشترین مقدار تغییر تحت رکورد Kocaeli به مقدار ۲/۴ درصد می‌باشد که به دلیل اتصالات تیر به ستون در دیوار برشی فولادی معمولی صلب می‌باشد. همانطور که در شکل ۱۳ مشاهده می‌شود، دررفت مدل ۱۰ طبقه تنها تحت رکورد Chi Chi بیش از حد مجاز شده است و تحت این رکورد از طبقه اول تا طبقه سوم و از طبقه پنجم تا طبقه دهم روند افزایشی می‌باشد و در باقی رکوردها تقریباً از طبقه اول تا هفتم روند افزایشی است و از طبقه هفتم تا دهم روند کاهشی می‌شود. همانطور که در شکل ۱۴ مشاهده می‌شود، دررفت مدل ۲۰ طبقه تحت تمامی رکوردها کمتر از حد مجاز می‌باشد و تحت رکورد Landers بیشترین دررفت را



جدول ۷. حداکثر جابجایی مدل پنج طبقه تحت رکوردهای انتخابی.

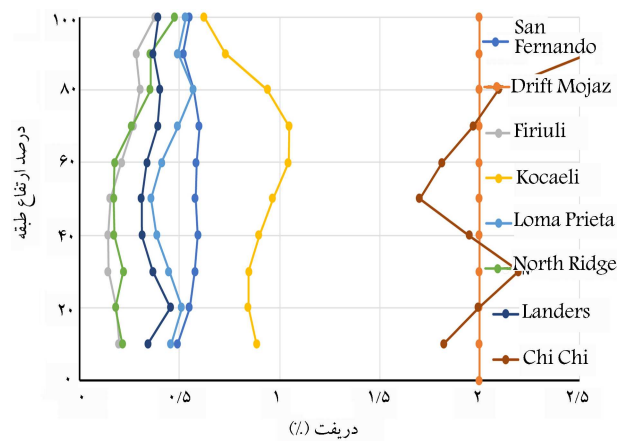
مقدار تغییر (mm)	حداکثر جابجایی دیوار برشی		رکورد	
	افزایش / کاهش نسبت به معمولی	معمولی (mm)		مرکزگرا (mm)
۵۶/۲۱	افزایش	۱/۰۳۴	۵۷/۲۵	San Fernando
۱۱/۴۱	افزایش	۱۴/۳۵	۲۵/۷۶	Firiuli
۲۱/۲۴	افزایش	۶/۵۸	۲۷/۸۲	Kocaeli
۲۱/۱۴	افزایش	۱۳/۷۹	۳۴/۹۳	Loma Prieta
۱۳/۳۳	افزایش	۸/۲۰	۲۱/۵۳	North Riddeg
۱/۷	کاهش	۱۶/۳۴	۱۴/۶۴	Landers
۱۷/۴۹	کاهش	۱۸/۴۲	۰/۹۳	Chi Chi

جدول ۸. مقدار درصد حداکثر جابه‌جایی نسبت به ارتفاع مدل ۱۰ طبقه.

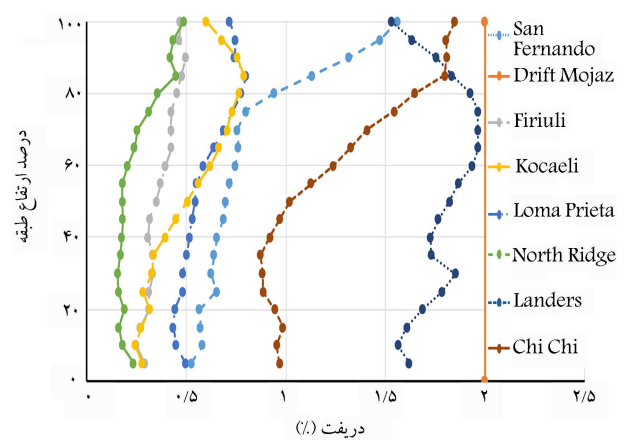
مقدار درصد نسبت به ارتفاع	حداکثر جابجایی		رکورد
	(mm)	مقدار درصد نسبت به ارتفاع	
۰/۰۵	۱۶/۳۸	۰/۰۵	San Fernando
۰/۱۱	۳۶/۹۶	۰/۱۱	Firiuli
۰/۶۴	۲۱۷/۴۲	۰/۶۴	Kocaeli
۰/۱۹	۶۶/۲۱	۰/۱۹	Loma Prieta
۰/۱	۳۴/۰۵	۰/۱	North Riddeg
۰/۱۲	۴۱/۱۱	۰/۱۲	Landers
۱/۴	۴۷۶/۹۴	۱/۴	Chi Chi

جدول ۹. مقدار درصد حداکثر جابه‌جایی نسبت به ارتفاع مدل ۲۰ طبقه.

مقدار درصد نسبت به ارتفاع	حداکثر جابجایی		رکورد
	(mm)	مقدار درصد نسبت به ارتفاع	
۰/۲۷	۱۸۳/۳۱	۰/۲۷	San Fernando
۰/۲۲	۱۵۰/۱۷	۰/۲۲	Firiuli
۰/۳۲	۲۲۰/۳۷	۰/۳۲	Kocaeli
۰/۴۷	۳۲۰/۹۲	۰/۴۷	Loma Prieta
۰/۱۵	۱۰۴/۲۴	۰/۱۵	North Riddeg
۱/۲۶	۸۵۸/۳۵	۱/۲۶	Landers
۰/۸۸	۶۰۰/۳۳	۰/۸۸	Chi Chi



شکل ۱۳. نمودار دریفت طبقات سازه ۱۰ طبقه با دیوار برشی فولادی مرکزگرا تحت هفت رکورد انتخابی.



شکل ۱۴. نمودار دریفت طبقات سازه ۲۰ طبقه با دیوار برشی فولادی مرکزگرا تحت ۷ رکورد انتخابی.

فولادی معمولی آورده و مقایسه شده است. حداکثر جابه‌جایی در سازه‌های ۱۰ و ۲۰ طبقه نیز آورده شده است. در جدول ۷ حداکثر جابه‌جایی مدل پنج طبقه با دیوار برشی فولادی مرکزگرا و دیوار برشی فولادی معمولی آورده شده و مقایسه شده‌اند. همانطور که در جدول ۷ مشاهده می‌شود، حداکثر جابه‌جایی در دیوار برشی فولادی مرکزگرا نسبت به دیوار برشی معمولی یافته است و بیشترین مقدار تغییر تحت رکورد San Fernando به مقدار ۵۶/۲۱ میلی‌متر می‌باشد و به این دلیل که اتصالات تیر به ستون دیوار برشی فولادی معمولی صلب است. جدول ۸ مقدار درصد حداکثر جابه‌جایی نسبت به ارتفاع مدل طبقه ۱۰ را نشان می‌دهد. همانطور که در جدول ۸ مشاهده می‌شود، حداکثر جابه‌جایی مدل ۱۰ طبقه تحت رکورد Chi Chi، ۴۷۶/۹۴ میلی‌متر می‌باشد که ۱/۴ درصد ارتفاع می‌باشد و در رکوردهای دیگر حداکثر جابه‌جایی بسیار کم می‌باشد. جدول ۹ مقدار درصد حداکثر جابه‌جایی نسبت به ارتفاع مدل ۲۰ طبقه را نشان می‌دهد. همانطور که در جدول ۹ مشاهده می‌شود، حداکثر جابه‌جایی مدل ۲۰ طبقه تحت رکورد Lander، ۸۵۸/۳۳ میلی‌متر می‌باشد که ۱/۲۶ درصد ارتفاع می‌باشد و در رکوردهای دیگر حداکثر جابه‌جایی بسیار کم می‌باشد. در این بخش، شتاب بام در سازه پنج طبقه با دیوار برشی فولادی مرکزگرا و دیوار برشی فولادی معمولی آورده و مقایسه شده است. شتاب بام در سازه‌های ۱۰ و ۲۰ طبقه نیز آورده

جدول ۱۰. مقایسه نسبت بیشترین مقدار شتاب بام به شتاب رکوردهای انتخابی مدل پنج طبقه در دیوار برشی فولادی مرکزگرا و معمولی.

مدار تغییر	نسبت بیشترین مقدار شتاب بام به		رکورد
	شتاب رکوردهای انتخابی دیوار برشی		
	معمولی (%)	افزایش / کاهش برشی مرکزگرا نسبت به معمولی	
۰/۴۴	افزایش	۰/۹۴	San Fernando
۲/۰۴	افزایش	۰/۴۴	Firiuli
۴/۶۴	افزایش	۰/۲۵	Kocaeli
۱/۶۳	افزایش	۰/۵۲	Loma Prieta
۰/۹۸	افزایش	۰/۷	North Rideg
۰/۷۶	افزایش	۰/۸	Landers
۱/۲۳	افزایش	۰/۶۵	Chi Chi

شده است. همانطور که در جدول ۱۰ مشاهده می‌شود، نسبت بیشترین مقدار شتاب بام به شتاب رکوردهای انتخابی دیوار برشی مرکزگرا نسبت به دیوار برشی فولادی معمولی افزایش یافته است و بیشترین مقدار تغییر این نسبت تحت رکورد Kocaeli به مقدار ۴/۶۴ درصد می‌باشد. جدول ۱۱ نسبت بیشترین مقدار شتاب بام به شتاب رکوردهای انتخابی برای مدل ۱۰ طبقه را نشان می‌دهد. همانطور که در جدول ۱۱ مشاهده می‌شود، بیشترین مقدار شتاب بام به شتاب رکوردهای انتخابی تحت رکورد Chi Chi به مقدار ۲/۱۲ می‌باشد. جدول ۱۲ نسبت بیشترین مقدار شتاب بام به شتاب رکوردهای انتخابی برای مدل ۲۰ طبقه را نشان می‌دهد. همانطور که در جدول ۱۲ مشاهده می‌شود، بیشترین مقدار شتاب بام به شتاب رکوردهای انتخابی تحت رکورد Landers به مقدار ۲/۳۵ می‌باشد.

جدول ۱۱. نسبت بیشترین مقدار شتاب بام به شتاب رکوردهای انتخابی مدل ۱۰ طبقه.

نسبت بیشترین مقدار شتاب بام به شتاب رکوردهای انتخابی	رکورد
۱/۹۳	San Fernando
۱/۸۹	Firiuli
۲	Kocaeli
۱/۹۳	Loma Prieta
۱/۹۴	North Rideg
۲۰/۲	Landers
۲/۱۲	Chi Chi

جدول ۱۲. نسبت بیشترین مقدار شتاب بام به شتاب رکوردهای انتخابی مدل ۲۰ طبقه.

نسبت بیشترین مقدار شتاب بام به شتاب رکوردهای انتخابی	رکورد
۲/۱۴	San Fernando
۲/۰۳	Firiuli
۲/۲۶	Kocaeli
۲/۱۵	Loma Prieta
۲/۱۳	North Rideg
۲/۳۵	Landers
۲/۲۷	Chi Chi

## ۵. نتیجه‌گیری

طبق نتایج تحلیل پوش‌اور مدل پنج طبقه دیوار برشی فولادی مرکزگرا و بدون مرکزگرا، تیر و ستون‌ها در مدل مرکزگرا در محدوده الاستیک باقی ماندند و دیوار برشی فولادی بدون مرکزگرا استهلاک انرژی بیشتری دارد. نتایج نشان داد بیشترین مقدار تغییر دررفت تحت رکورد Kocaeli به مقدار ۲/۴ درصد و بیشترین مقدار تغییر حداکثر جابه‌جایی تحت رکورد San Fernando به مقدار ۵۶/۲۱ میلی‌متر و بیشترین مقدار تغییر نسبت بیشترین مقدار شتاب بام به شتاب رکوردهای انتخابی تحت رکورد Kocaeli به مقدار ۴/۶۴ درصد می‌باشد.

## منابع (References)

- Gholhaki, M. and Pachideh, G., 2015. Investigating of damage indexes results due to presence of shear wall in building with various stories and spans. *Int J Rev Life Sci*, 5(1), pp.992-997.
- Gholhaki, M., Karimi, M. and Pachideh, G., 2019. In-

vestigation of Subpanel Size Effect on Behavior Factor of Stiffened Steel Plate Shear Wall. *Journal of Structural and Construction Engineering*, 5(4), pp.73-87.

- Yadegari, A., Pachideh, G., Gholhaki, M., and Shiri, M., 2016. Seismic Performance of C-PSW. *2nd International Conference on Civil Engineering, Architecture & Urban Planning Elites*, 2, pp.110-123.

4. D.M.B D., 2014. Resilient Self-Centering Steel Plate Shear Walls. State University of New York at Buffalo.
5. Sabouri-Ghomi, S, and Roberts, T., 1991. Nonlinear Dynamic Analysis of Thin Steel Plate Shear Walls. *Computers & Structures*, 39(1-2), pp.121-127.
6. Gholhaki, M., Nonlinear Analysis of Steel Shear Walls Reinforced with Openings. Civil Engineering Master's Thesis, Faculty of Civil Engineering, Khajeh Nasiruddin Toosi University of Technology. [in Persian]
7. Sabouri-Ghomi, S, and Gholhaki, M., 2006. Cyclic Tests on Two Specimens of Three-Story Ductile Steel Plate Shear Wall. Report Submitted to Building and Housing Research Center (BHRC).
8. Sabouri-Ghomi, S, and Roberts, T., 1992. Nonlinear Dynamic Analysis of Steel Plate Shear Walls Including Shear and Bending Deformations. *Engineering Structures*, 14(5), pp.309-317.
9. Gholhaki, M., and Shoeibi, S., Design of steel shear wall system based on inelastic movement requirement. Civil Engineering. [in Persian]
10. Xu, L., J. Liu, and Z. Li., 2021. Parametric analysis and failure mode of steel plate shear wall with self-centering braces. *Engineering Structures*, 237, pp.112151. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112151>.
11. Li, Z., et al., 2021. Lateral performance of self-centering steel-timber hybrid shear walls with slip-friction dampers: Experimental investigation and numerical simulation. *Journal of Structural Engineering-asce*, 147, pp.04020291. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0002850](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002850).
12. Lu, J., Zhang, H, and Yu, S., 2021. Study on seismic behaviors of self-centering steel plate shear walls with slits. *Journal of Constructional Steel Research*, 185, pp.106878. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2021.106878>.
13. Liu, J., Xu, L, and Li, Z., 2020. Development and experimental validation of a steel plate shear wall with self-centering energy dissipation braces. *Thin-Walled Structures*, 148, pp.106598. <https://doi.org/10.1016/j.tws.2019.106598>.
14. Jalali, S.A, and Darvishan, E., 2019. Seismic demand assessment of self-centering steel plate shear walls. *Journal of Constructional Steel Research*, 162, pp.105738. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2019.105738>