

# ارزیابی رفتار لرزه‌ی قاب‌های خمشی فولادی با و بدون دیوار برشی فولادی در برابر زلزله‌های متوالی

نوید سپاه‌پلو\* (استادیار)

گروه مهندسی عمران، مؤسسه‌ی آموزش عالی جهاددانشگاهی خوزستان، ایران

امید لطیفیان (کارشناس ارشد)

گروه مهندسی عمران، واحد دزفول، دانشگاه آزاد اسلامی، دزفول، ایران

سیدعبدالنبی رضوی (استادیار)

گروه مهندسی عمران، واحد آبادان، دانشگاه آزاد اسلامی، آبادان، ایران

مهندسی عمران شریف، بهار ۱۴۰۱ (۱۴۰۱)  
دوری ۲ - ۳۸، شماره ۱/۲، ص. ۱۳۱-۱۳۳، (پادداست نشی)

در نوشتار حاضر، رفتار لرزه‌ی قاب‌های خمشی فولادی با و بدون دیوار برشی فولادی در برابر ۴۰ توالی لرزه‌ی مصنوعی دور و نزدیک گسل به کمک تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی ارزیابی شده است. بدین منظور مدل‌های ۸، ۱۵ و ۲۰ طبقه بدون توجه به معیار درینت مجاز طراحی شده‌اند. در ادامه، دیوار برشی فولادی به قاب‌ها اضافه و ضمن طراحی مجدد، معیار درینت برآورده شد و نتایج نشان داد که در دو حالت با و بدون دیوار برشی فولادی نیاز حاصل از توالی لرزه‌ی حوزی نزدیک از حوزی دور بیشتر است. وجود دیوارهای فولادی برشی باعث کاهش نیازهای تغییرشکل (به جز شتاب مطلق طبقه) شده و تأثیر برای زلزله‌های نزدیک گسل محسوس‌تر بوده است. به علاوه، در همه‌ی حالت‌ها، وجود یا نبود دیوار برشی فولادی در بیشینه‌ی شتاب طبقه بی‌تأثیر بوده است. اضافه کردن دیوارهای برشی فولادی نیاز نیروی برش پایه را همواره افزایش می‌دهد، لیکن همچنان نیروهای حاصل از رکوردهای نزدیک گسل نسبت به رکوردهای دور از گسل قابل ملاحظه‌تر است.

واژگان کلیدی: رفتار لرزه‌ی، قاب خمشی فولادی، دیوار برشی فولادی، زلزله‌های متوالی، توالی لرزه‌ی.

## ۱. مقدمه

زلزله‌های حوزی نزدیک گسل، ویژگی‌های مشخصی دارند، که آنها را از زلزله‌های حوزی دور متمایز می‌سازد. زمین‌لرزه‌های حوزی نزدیک گسل، شتاب بالاتر و محتوای بسامدی محدودتری در مقادیر بسامدی بالا نسبت به زمین‌لرزه‌های حوزی دور دارند. نگاشت‌های زلزله‌های حوزی نزدیک گسل، خصوصاً زمانی که تحت اثر جهت‌پذیری پیش‌رونده قرار می‌گیرند، پالس‌های دوره‌ی تناوب بلند با دامنه‌های قوی دارند، که بیشتر در ابتدای رکورد زلزله مشاهده می‌شود.<sup>[۱]</sup> وجود چنین خصوصیتی در زلزله‌های حوزی نزدیک گسل باعث می‌شود رفتار سازه از حالت مدگونه، که تعیین‌کننده‌ی رفتار سازه‌اند، خارج شود و به صورت موج‌گونه در آید؛ که در این حالت، رفتار سازه ناشی از جمع آثار امواج گذرنده از آن است.<sup>[۲]</sup> در مورد پالس‌های با دوره‌های تناوب بلند باید گفت که به دلیل نزدیکی دوره‌ی تناوب این حرکات با دوره‌ی تناوبی نوسانی طبیعی سازه‌های بلند، رفتار سازه به سمت پدیده‌ی تشدید سوق پیدا می‌کند.<sup>[۳]</sup> بروز پالس در ابتدای رکورد، نشانگر آزاد شدن یک انرژی جنبشی قابل توجه در مدت زمان کوتاه ناشی از شکست گسل است و در یک دامنه‌ی زمانی کوتاه، انرژی جنبشی بزرگی به سازه القا می‌شود. این مسئله یکی از مهم‌ترین ویژگی‌های رکوردهای نزدیک گسل است.<sup>[۴]</sup>

در سال‌های اخیر، درک بهتر رفتار دینامیکی و عملکرد لرزه‌ی سازه‌ها، منجر به پیشرفت در طراحی سازه‌ها شده است؛ اما علی‌رغم پیشرفت‌های اخیر، بسیاری از سازه‌های موجود در برابر زلزله‌ها مقاوم نیستند. از جمله، سیستم‌های سازه‌ی متداول در ساخت‌وسازها، که به علت سهولت اجرا، رفتار لرزه‌ی نسبتاً مناسب و ملاحظات معماری مورد توجه مهندسان قرار گرفته است، سیستم قاب خمشی فولادی است. اما قاب خمشی فولادی، علاوه بر پرهزینه بودن و اشکال‌های اجرایی در اتصال‌ها، به نسبت سیستم‌های مقاوم دیگر سختی جانبی کمی دارد و در برابر تغییرمکان‌های افقی زیاد، مقاومت مناسبی ندارد و عناصر سازه‌ی غیرسازه‌ی در معرض آسیب قرار می‌گیرند. از جمله عواملی که موجب افزایش آسیب‌ها در سازه و همچنین تشدید شدت بار جانبی می‌شود، زلزله‌های نزدیک گسل هستند، که بعد از زلزله‌های لندرز<sup>۱</sup> (۱۹۹۲)، نورریج<sup>۲</sup> (۱۹۹۴) و کوه<sup>۳</sup> (۱۹۹۵)، مورد توجه بیش از پیش محققان و مهندسان قرار گرفته‌اند.

\* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۰/۰۵/۰۹، اصلاحیه ۱۴۰۰/۰۹/۱۷، پذیرش ۱۴۰۰/۱۰/۰۵

DOI:10.24200/J30.2021.58201.2984

siahpolo@acecr.ac.ir  
omidlatifian95@gmail.com  
razavi@iaubadan.ac.ir

نحوه‌ی آزاد شدن انرژی در زمین لرزه‌ها به گونه‌ی است که وقوع یک زمین لرزه اکثراً همراه با پیش لرزه یا پس لرزه‌هایی خواهد بود. در بعضی موارد، بزرگی پیش لرزه یا پس لرزه‌ها می‌تواند محدود به حدی است که خود آنها را می‌توان به عنوان زلزله‌ی طرح در نظر گرفت. در این نوع رخدادها، سازه‌هایی که تحت اثر زمین لرزه‌های اصلی خسارت دیده‌اند، در صورتی که پس لرزه‌ها با فاصله‌ی زمانی کوتاه به سازه اعمال شوند، به دلیل این فاصله‌ی زمانی کوتاه بین زلزله‌ی اصلی و پس لرزه‌های متوسط و قوی و همچنین با توجه به این‌که سازه‌های آسیب دیده تحت اثر زلزله‌ی اصلی هنوز تقویت و مقاوم‌سازی نشده‌اند، امکان پیشرفت ناحیه‌ی خسارت دیده در سازه تحت اثر پس لرزه افزایش می‌یابد.<sup>[۵، ۶]</sup> توالی لرزه‌ی حالتی است که در یک فاصله‌ی زمانی کوتاه چند روزه یا چند هفته‌ی، چندین زلزله در یک منطقه به صورت پشت سر هم رخ دهند. در توالی لرزه‌ی، تلفات بسیاری پس از وقوع پس لرزه و به علت عدم تقویت و مقاوم‌سازی بعد از زلزله‌ی اصلی به وقوع پیوسته است، که به صورت عینی و واضح، نشان‌دهنده‌ی اهمیت این‌گونه زلزله‌هاست.<sup>[۵]</sup> وجود چنین شرایطی و عملکرد نه چندان مطلوب سیستم‌های مقاوم جانبی، به ویژه سیستم قاب خمشی فولادی به علت نداشتن سختی کافی، پژوهشگران را بر آن داشته است که سیستم‌های مکملی برای تأمین مقاومت جانبی و سختی مورد نیاز در برابر زلزله‌های متوالی در نظر بگیرند. از جمله سیستم‌های مقاوم جانبی، که امروزه مورد توجه بسیاری از پژوهشگران قرار گرفته است، سیستم دیوار برشی فولادی است.

در نوشتار حاضر، رفتار لرزه‌ی قاب‌های ۵، ۸ و ۱۵ طبقه در ۲ حالت با و بدون حضور دیوار برشی تحت اثر زلزله‌های متوالی ارزیابی شده است. نویسندگان با در نظر گرفتن زلزله‌های حوزه‌های دور و نزدیک و با مقایسه‌ی جابه‌جایی مطلق و نسبی و بیشینه‌ی شتاب، اثر توالی لرزه‌ی را بررسی کرده‌اند. با بررسی مطالعات پیشین این نتیجه حاصل می‌شود که تا به حال به موضوع بررسی رفتار لرزه‌ی دیوارهای برشی فولادی در برابر زلزله‌های متوالی توجه نشده است. ضمن آن‌که ایده‌ی استفاده از دیوار برشی فولادی در بهسازی لرزه‌ی قاب‌های خمشی در برابر زلزله‌ی متوالی احتمالی نیز کمتر بررسی شده است، خاص آن‌که شرایط لرزه‌خیزی کشور و شناسایی دقیق ترگسل‌های مجاور شهرها و البته تجربه‌ی زلزله‌های اخیر (با وقوع زلزله‌های متوالی)، اهمیت این موضوع را بیش از پیش نمایان می‌سازد.

$$\alpha = \tan^{-1} \sqrt{\frac{1 + \frac{t \cdot l}{V A_c}}{1 + t \cdot h \cdot \left( \frac{1}{A_b} + \frac{h^2}{46 \cdot I_c \cdot l} \right)}} \quad (1)$$

$$t = \frac{2 A_s \sin \theta \sin 2\theta}{l \cdot \sin^2 2\alpha} \quad (2)$$

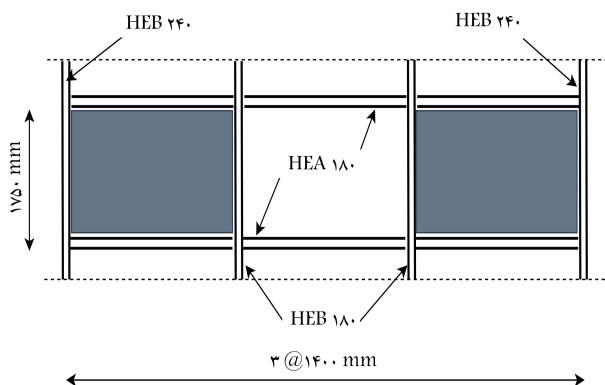
که در آنها،  $\theta$  زاویه‌ی قطر با محور قائم،  $h$  ارتفاع،  $l$  عرض دهانه،  $I_c$  ممان اینرسی المان مرزی قائم،  $A_c$  مساحت مقطع عرضی المان مرزی قائم،  $A_b$  مساحت مقطع عرضی المان مرزی افقی و  $A$  سطح مقطع معادل مهاربند هستند. برای اطمینان از عملکرد میدان کششی قطری، سختی ستون‌ها برای جلوگیری از کماتش باید در رابطه‌ی ۳ صدق کند.

$$I_C = \frac{0.7 \cdot 0.3 \cdot \gamma t \cdot h^2}{l} \quad (3)$$

### ۳. مدل سازی و روش پژوهش

#### ۳.۱.۳. مدل صحت‌سنجی

نمونه‌ی آزمایشگاهی مطابق شکل ۱، یک قاب فولادی دو طبقه از نوشتار دوبینا و



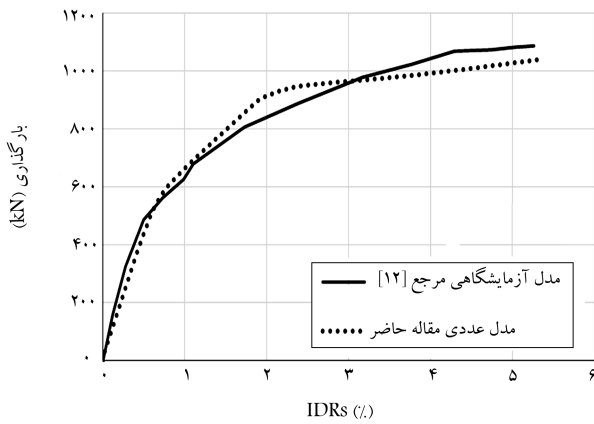
شکل ۱. جزئیات مدل صحت‌سنجی.<sup>[۱۲]</sup>

### ۲. دیوار برشی فولادی

مطالعات تحلیلی و تجربی انجام شده بر روی سیستم دیوار برشی فولادی بدون سخت‌کننده نشان داده است که سیستم مذکور، مقاومت پس‌کمانشی ذخیره شده‌ی بسیار خوبی دارد، که باعث می‌شود جایگزین مقرون به صرفه‌تری نسبت به سیستم‌های مختلف سنتی مقاوم در برابر بارهای جانبی باشد. از مزایای اصلی دیوار برشی فولادی نازک بدون سخت‌کننده می‌توان به سختی اولیه‌ی بالا، شکل‌پذیری قابل توجه، ویژگی‌های هیستریزس پایدار و ظرفیت جذب انرژی مناسب اشاره کرد.<sup>[۷]</sup> سیستم‌های دیوار برشی فولادی، در مقایسه با دیوار برشی بتنی سنتی، ساختاری سبک‌تر، سرعت اجرایی بالاتر و اقتصادی‌تر دارد.<sup>[۸]</sup> علاوه بر سختی و مقاومت برشی بالای دیوارهای برشی فولادی، سیستم دیوار برشی فولادی به لحاظ گسترده‌ی اتصال ورق با قاب اطراف و شکل‌گیری تدریجی و یکنواخت تنش در ورق فولادی و قابلیت خوب تعدیل تنش‌ها تا رسیدن به بار نهایی، نسبت به دیگر سیستم‌های معمول قابل اطمینان‌تر است و قابلیت جذب انرژی آن تدریجی و همواره با کمترین ضعف کلی و موضعی است.<sup>[۹]</sup>

جدول ۱. مشخصات مقاطع و نوع بارگذاری مدل مرجع [۱۲]

نمونه	ضخامت ورق (t)	مقطع ستون	مقطع ستون حائل	مقطع تیر
R-M-T۲	۲	HEB۲۴۰	HEB۱۸۰	HEA۱۸۰



شکل ۲. مقایسه‌ی منحنی نمونه‌ی مدل‌سازی شده با مدل آزمایشگاهی نوشتار دویینو و دینو (۲۰۱۴) [۱۲]

موضوع را شفاف بیان نکرده است؛ ولی به نظر می‌رسد که با استاندارد ۱۳-۷۰ ASCE [۱۵] مطابقت دارد و آن مرحله از تحلیل‌های سه‌بعدی که مقیاس کردن شتاب‌نگاشت به میزان بیشینه را، که تبدیل مقدار PGA شتاب‌نگاشت بزرگ‌تر را به  $g$  الزامی می‌کند، در تحلیل‌های دوبعدی مصداق ندارد و با ACSE یکسان بوده است، که مراحل کار به صورت گام‌های زیر است:

- از هر زوج شتاب‌نگاشت، آن شتاب‌نگاشت که PGA بزرگ‌تری دارد، انتخاب شده است.
- در نرم‌افزار SeismoSignal، طیف شتاب‌نگاشت با میرایی ۵٪ استخراج شده است.
- در محدوده‌ی ۲T/۰ الی ۵T/۱، طیف حاصل از شتاب‌نگاشت نباید از طیف طرح کمتر شود. ضربی که از تقسیم ۱ بر کمینه‌ی مقدار بازه‌ی اخیر به دست می‌آید، به عنوان ضریب مقیاس در نرم‌افزار وارد شده است.

شتاب‌نگاشت‌های دور و نزدیک گسل استفاده شده در تحلیل تاریخچه‌ی زمانی جدول‌های ۳ و ۴، مشخصات زلزله‌های نزدیک و دور از گسل برگرفته شده از استاندارد FEMA P۶۹۵ [۱۶] را نشان می‌دهند.

علی‌رغم استفاده از رکوردهای واقعی در بسیاری از مطالعات پیشین [۱۷-۱۹] در نوشتار حاضر به علت کمبود رکوردهای لرزه‌ی متوالی واقعی، از توالی لرزه‌ی مصنوعی برای ارزیابی رفتار مدل‌های ساخته شده استفاده شده است. پالس‌های اصلی، در سرعت‌نگاشت‌های مربوط به زلزله‌های نزدیک گسل، شدت و دوره‌ی تناوب بزرگ‌تری دارند. به همین دلیل در پژوهش حاضر، به منظور ساخت یک توالی لرزه‌ی معتبر و صحیح، وقایع لرزه‌ی نزدیک گسل با وقایع لرزه‌ی دور از گسل ترکیب نشده‌اند. بدین ترتیب برای ترکیب زلزله‌ها از رابطه‌ی ارائه شده توسط هاتزبجر جیو<sup>۷</sup> و همکاران (۲۰۰۹) [۲۰] استفاده و در جدول ۵، ترکیب زلزله‌های متوالی مصنوعی ارائه شده است.

شایان ذکر است بر اساس رابطه‌ی پیشنهادی استاندارد ASCE [۱۵] برای ترکیب زلزله‌ی اصلی با پس‌لرزه، کافی است یک برابر PGA زلزله‌ی اصلی با

جدول ۲. مشخصات پروفیل‌های نورد شده‌ی مرجع [۱۲]

مقطع	نوع فولاد	$F_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	$F_y$ (N/mm <sup>2</sup> )
HEB۲۴۰	S۳۵۵	۶۰۹	۴۵۷
HEB۱۸۰	S۳۵۵	۵۲۷	۳۸۴
HEA۱۸۰	S۳۵۵	۵۵۰	۴۱۷
ورق فولادی	S۳۵۵	۴۲۹	۳۰۵

دینو<sup>۵</sup> (۲۰۱۴) [۱۲] است، که توسط ستون‌های حائل به ۳ دهانه تقسیم شده است. در شکل اخیر، مشخصات نمونه با مقیاس ۵۰٪ مشاهده می‌شود. ستون‌های اصلی و تیرها به صورت سرتاسری در قاب قرار گرفته‌اند. همچنین پایه‌های حائل از بالا تا پایین به تیر سرتاسری با اتصال‌های مفصلی متصل شده‌اند و اتصال ستون‌ها و پایه‌های حائل به فونداسیون، به صورت مفصلی بوده است. کلیه‌ی اتصال‌های تیر به ستون به صورت گیردار و ضخامت دیوار برشی فولادی ۲ میلی‌متر بوده است. جهت معرفی نوارها و محاسبه‌ی تعداد و عرض آنها از روابط ۴ و ۵، مطابق استاندارد ۱۰-۳۶۰-AISC [۱۳] استفاده شده است.

$$n = \frac{L \times \cos \theta}{s} \quad (4)$$

$$A_s = \frac{(L \times \cos \theta + h \times \sin \theta) \cdot t_w}{n} \quad (5)$$

که در آنها،  $n$  تعداد نوارها،  $L$  عرض دهانه،  $s$  سطح هر ورق،  $\theta$  زاویه‌ی هر نوار،  $A_s$  مساحت کل،  $h$  ارتفاع دهانه و  $t_w$  ضخامت ورق هستند. مشخصات مقاطع و نوع بارگذاری و خصوصیات پروفیل‌های نورد شده‌ی مدل مرجع به ترتیب در جدول‌های ۱ و ۲ ارائه شده‌اند. در روند انجام آزمایش، دو جک هیدرولیکی در طبقه‌های اول و دوم، بار را به طبقات وارد می‌کردند. این بارگذاری در نرم‌افزار SAP۲۰۰۰<sup>۶</sup> با تحلیل پوش‌آور صورت گرفته و جابه‌جایی هدف در طبقه‌ی دوم ۲۵ سانتی‌متر در نظر گرفته شده است. سپس نسبت جابه‌جایی طبقه‌ی دوم به ارتفاع کل سازه محاسبه و درصد دررفت سازه به دست آورده شده است.

با توجه به مدل‌سازی صورت گرفته در نرم‌افزار SAP و نتایج حاصل از آن، در مقایسه با گراف‌های به دست آمده از نتایج آزمایشگاهی، در شکل ۲ مشاهده می‌شود؛ که اختلاف کمی بین نتایج تئوری و تجربی وجود دارد و مدل‌سازی غیرخطی مصالح به درستی انجام شده است. در شکل اخیر، محور افقی نشان‌دهنده‌ی درصد تغییرمکان نسبی بین طبقه‌ی ۱ و محور قائم نشان‌دهنده‌ی میزان بارگذاری وارده در تحلیل پوش‌آور به واحد کیلو نیوتن است.

### ۲.۳. شتاب‌نگاشت‌ها و سناریوی توالی لرزه‌ی

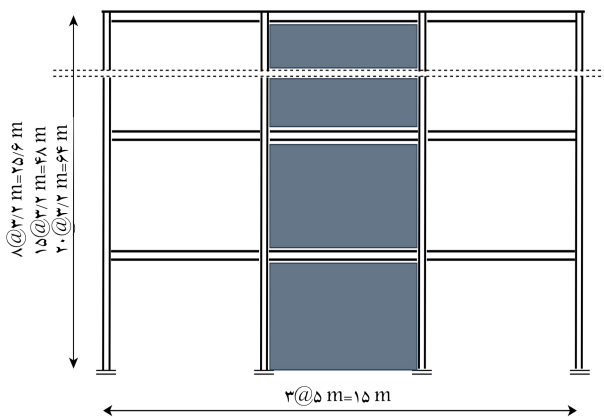
شتاب‌نگاشت‌های انتخابی باید به منظور هماهنگ شدن با زلزله‌ی طرح، مقیاس‌سازی یا اصلاح شوند. تطابق شتاب‌نگاشت‌ها با طیف طرح را می‌توان روشی مناسب برای کاهش تغییر در طیف پاسخ حاصل از رکورد زلزله نام برد، که به منظور جلوگیری از پراکنندگی در نتایج تحلیل‌های حاصل از تاریخچه‌ی زمانی باید رکوردهای زلزله را با طیف طرح مقیاس کرد. استاندارد ۲۸۰۰ [۱۴] در بخش تحلیل‌های دوبعدی

جدول ۳. مشخصات زلزله‌های نزدیک گسل. [۱۶]

PGA	R(Km)	Vs	بزرگا	نام ایستگاه	زلزله‌های نزدیک گسل
۰/۳۵	۷	۴۲۵	۶/۵	TOLMEZZO	FRIULI
۰/۳۸	۸/۵	۳۷۱	۶/۹	SARATOGA	LOMA PRIETA
۰/۸۷	۶/۵	۲۸۲	۶/۷	RINALDI RECEVINIG	NORTHRIDGE
۰/۷۹	۲/۲	۶۸۵	۷/۳	LUCERNE	LANDERS
۰/۴۹	۴/۴	۲۷۵	۶/۷	ERZINCAN	ERZICAN

جدول ۴. مشخصات زلزله‌های دور از گسل. [۱۶]

PGA	R(Km)	Vs	بزرگا	نام ایستگاه	زلزله‌های دور از گسل
۰/۳۴	۱۱/۷	۶۸۵	۷/۱	Hector	Hector mine
۰/۵۱	۱۲/۶	۷۲۴	۷/۴	Abbar	Manjil
۰/۳۶	۱۸/۲	۱۹۲	۶/۵	El centro	Superstition hills
۰/۲۱	۲۲/۸	۳۱۶	۶/۶	L.A.Hollywood star	San Fernando
۰/۴۶	۱۲/۴	۲۷۶	۶/۵	EL CENTRO	IMPERIAL VALLEY



شکل ۳. مدل‌های ۸، ۱۵ و ۲۰ طبقه با دیوار برشی فولادی.

آثار جهت‌پذیری دارد و البته از نقیصه‌ی اخیر در نوشتار حاضر، که هدف آن بررسی تأثیر زلزله‌ی متوالی نزدیک گسل در بهبود رفتار قاب خمشی بهسازی شده با دیوار برشی فولادی است، چشم‌پوشی شده است.

### ۳.۳ معرفی مدل‌های پژوهش

در مرحله‌ی کنونی، ۳ عدد قاب خمشی فولادی متقارن و منظم ۸، ۱۵ و ۲۰ طبقه‌ی فولادی مطابق شکل ۳ با شکل‌پذیری متوسط به روش استاتیکی و طیفی مدل‌سازی شده‌اند. شایان ذکر است که مدل‌های مذکور به صورت دوجبه‌ی بوده و تمامی مراحل تحلیل و طراحی و ارزیابی با آنها صورت گرفته و جابه‌جایی نسبی بیش از حد استاندارد ۲۸۰۰ [۱۴] به عنوان یک نقص در آن در نظر گرفته شده است. به منظور سهولت، نحوه‌ی نام‌گذاری قاب‌ها به این صورت بوده است که پس از حروف FR، تعداد طبقات و پس از حرف B تعداد دهانه‌ی قاب ذکر شده است. برای تمامی مدل‌ها، ارتفاع طبقات ۳/۲ متر و طول دهانه ۵ متر در نظر گرفته شده است. تمامی قاب‌ها، ۳ دهانه و جنس فولاد مصرفی از نوع ST۳۷ بوده و تنش تسلیم آن برابر با ۲۴۰۰  $kg/cm^2$  در نظر گرفته شده است. سیستم ساختمانی قاب خمشی فولادی با شکل‌پذیری متوسط بوده است. بار مرده برای تمامی طبقات ۳۰۰  $kg/m$  و بار

جدول ۵. ترکیب زلزله‌های متوالی مصنوعی.

ردیف	ترکیب زلزله‌های دور از گسل	ترکیب زلزله‌های نزدیک به گسل
۱	HEC-CEN	LOMA-IMPV
۲	HEC-SAN	LOMA-ERZI
۳	HEC-FRIU	LOMA-LAND
۴	HEC-MAN	LOMA-NORTH
۵	MAN-HEC	NORTH-IMPV
۶	MAN-EL CEN	NORTH-ERZI
۷	MAN-SAN	NORTH-LAN
۸	MAN-FRIU	NORTH-LOMA
۹	FRIU-MANJ	LAN-NORTH
۱۰	FRIU-HEC	LAN-IMPVALL
۱۱	FRIU-EL CEN	LAN-ERZICAN
۱۲	FRIU-SAN	LAN-LOMA
۱۳	SAN-FRIU	ERZICAN-LANDERS
۱۴	SAN-MANJ	ERZICAN-NORTH
۱۵	SAN-HEC	ERZICAN-IMPVALL
۱۶	SAN-EL CEN	ERZICAN-LOMA
۱۷	EL CEN-SAN	IMPVALL-ERZICAN
۱۸	EL CEN-FRIU	IMPVALL-LANDERS
۱۹	EL CEN MANJIL	IMPVALL-NORTH
۲۰	EL CEN-HEC	IMPVALL-LOMA

۸۵۲° برابر زلزله‌ی دوم به عنوان پس‌لرزه ترکیب و در نظر گرفته شود. ضمناً برای آن‌که سازه بتواند پس از زلزله‌ی اصلی در فاز ارتعاش آزاد به شرایط استراحت<sup>۸</sup> برسد، باید بین رکورد اصلی و پس‌لرزه، ۴۰ ثانیه فاصله‌ی زمانی لحاظ شود. بدیهی است که الزاماً استفاده از زلزله‌ی متوالی مصنوعی نمی‌تواند به درک کاملاً درستی از رفتار لرزه‌ی سازه‌ها بی‌انجامد؛ اما به دلیل کمبود در زلزله‌ی متوالی نزدیک گسل،

#### ۱.۱.۴. جابه‌جایی مطلق طبقات<sup>۱۱</sup> ۱.۱.۴.۱. اثر دیوار برشی فولادی

در بخش حاضر، میانگین بیشینه‌ی تغییرمکان مطلق هر طبقه<sup>۱۲</sup> تحت اثر رکوردهای متوالی دور و نزدیک گسل با استفاده از تحلیل تاریخی زمانی غیرخطی به دست آمده است. طبق نتایج به دست آمده مطابق شکل ۴، از نظر کیفی استفاده از دیوار برشی فولادی موجب کاهش تغییرمکان مطلق در تمامی طبقات و قاب‌ها برای هر دو نوع زلزله‌ی نزدیک و دور از گسل شده است. در شکل ۴، جابه‌جایی مطلق طبقه به سانتی‌متر (س.م.) ارائه شده است.

از نظر کمی در قاب‌های ۸، ۱۵ و ۲۰ طبقه، که مجهز به دیوار برشی فولادی شده‌اند، در برابر زلزله‌های متوالی دور از گسل، به طور متوسط به کاهش تغییرمکان مطابق ۱۴، ۱۷ و ۱۵ درصدی منجر شده است. همچنین برای زلزله‌های متوالی نزدیک گسل، به ترتیب برای قاب‌های ۸، ۱۵ و ۲۰ طبقه، به طور متوسط کاهش ۲۱، ۱۷ و ۲۲ درصدی مشاهده شده است. در یک برداشت کلی می‌توان نشان داد برای مدل‌های نوشتار حاضر، تأثیر دیوار برشی فولادی در برابر زلزله‌ی متوالی نزدیک نسبت به دور بهتر بوده است.

#### ۲.۱.۴. اثر نوع توالی لرزه‌یی

در بخش کنونی، به طور مجزا به مقایسه‌ی جابه‌جایی مطلق قاب خمشی فولادی در برابر زلزله‌های متوالی دور و نزدیک گسل و جابه‌جایی مطلق قاب خمشی فولادی با دیوار برشی فولادی در برابر زلزله‌های متوالی دور و نزدیک گسل پرداخته شده است. از نظر کیفی مطابق شکل ۵، زلزله‌های نزدیک گسل همواره منجر به افزایش جابه‌جایی مطلق طبقات شده است. نتایج حاصل از نظر کمی حاکی از آن است که در قاب‌های خمشی فولادی ۸، ۱۵ و ۲۰ طبقه، زلزله‌های متوالی نزدیک گسل منجر به افزایش ۳۴، ۴۳ و ۳۷ درصدی جابه‌جایی مطلق شده است. همچنین مقادیر اخیر برای قاب خمشی فولادی با دیوار برشی فولادی در قاب‌های ۸، ۱۵ و ۲۰ طبقه، افزایش ۲۳، ۴۴ و ۲۷ درصدی را نشان می‌دهد. در شکل ۵، جابه‌جایی مطلق طبقه به سانتی‌متر (س.م.) ارائه شده است.

#### ۲.۴. جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌یی (IDRs)<sup>۱۳</sup> ۱.۲.۴. اثر دیوار برشی فولادی

بر اساس جدول ۳-۱، در استاندارد FEMA-۳۵۶<sup>[۱۲]</sup> محدودیت‌هایی برای کنترل تغییرمکان نسبی جانبی انواع سازه‌ها ارائه شده است. مقادیر مذکور جهت ارزیابی کیفی رفتار تقریبی سازه‌ها در سطوح عملکردی مورد نظر هستند و نباید از محدودیت‌های تغییرمکان نسبی جانبی ارائه شده به عنوان معیار پذیرش و قابل قبول بودن سازه‌ی بهسازی شده استفاده کرد. بدین منظور ۳ سطح: قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه (IO)، ایمنی جانبی (LS) و آستانه‌ی فروریزش (CP) تعریف شده است.<sup>[۱۵]</sup> در بحث تغییرمکان نسبی طبقات، افزودن دیوار برشی فولادی اثر متفاوتی در قاب خمشی فولادی نسبت به زلزله‌های نزدیک و دور از گسل داشته است.

مطابق شکل ۶، در مواردی که زلزله‌های دور از گسل بررسی شده‌اند، با افزایش ارتفاع، دیوار برشی فولادی اثر کمتری را در تغییرمکان نسبی قاب خمشی فولادی ایجاد کرده است؛ به نحوی که برای قاب‌های ۸ و ۱۵ طبقه به طور متوسط و به ترتیب ۳۲ و ۱۳ درصد کاهش تغییرمکان نسبی را منتج شده و در قاب ۲۰ طبقه، تقریباً عملکردی مشابه قاب خمشی فولادی داشته است.

بررسی دقیق‌تر شکل ۶ نشان می‌دهد که در قاب‌هایی که تحت زلزله‌های نزدیک گسل بررسی شده‌اند، نتایج کاملاً برخلاف روند قاب‌های دور از گسل بوده

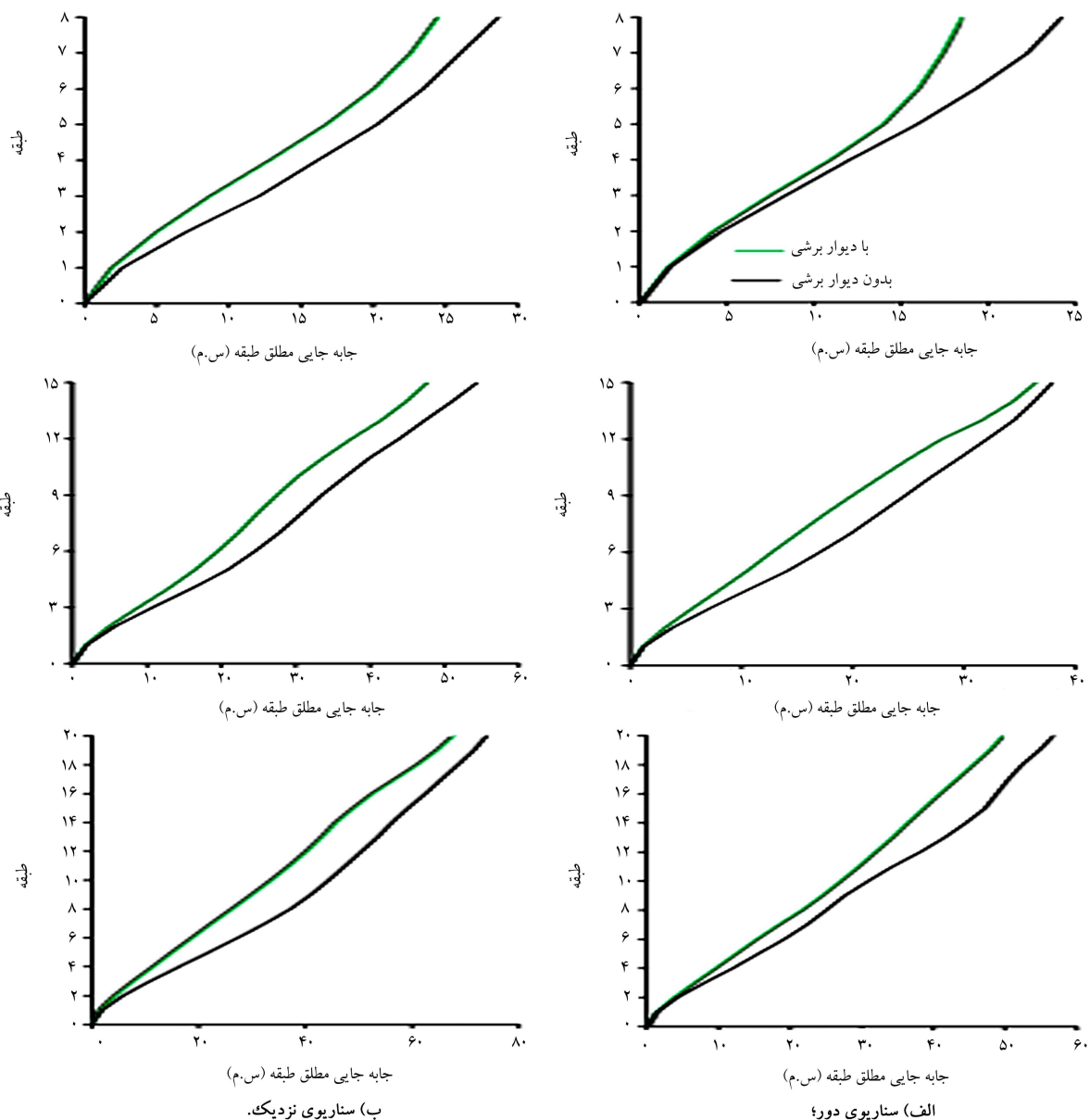
زنده برای تمامی طبقات  $1250 \text{ kg/m}$  در نظر گرفته شده است. برای لحاظ کردن آثار بارگذاری زلزله مطابق با بندهای ۲.۲.۲ و ۳.۲، استاندارد ۲۸۰۰<sup>[۱۴]</sup> از روش بارگذاری استاتیکی معادل استفاده شده است. شتاب مبنای طرح منطقه‌ی ۱، پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد است. ضریب اهمیت گروه ۳ ساختمان با اهمیت متوسط است. تمامی دیوارهای برشی فولادی اضافه شده در دهانه‌ی وسط قرار داشتند. محاسبه‌ی جرم لرزه‌یی بر اساس کاربری مسکونی بوده است.

مطابق هدف ارائه شده در پژوهش حاضر با در نظر گرفتن فرضیات اخیر، مدل قاب خمشی فولادی متوسط در تعداد طبقات ۸، ۱۵ و ۲۰ به روش استاتیکی و طیفی در نرم‌افزار SAP تحلیل و با توجه به ضوابط آیین‌نامه‌ی ۱۰-۳۶۰ AISC<sup>[۱۳]</sup> طراحی شده‌اند. در صورت نیاز، کنترل‌های لرزه‌یی بر اساس مبحث دهم مقررات ملی صورت گرفته است. پس از تحلیل و طراحی اولیه‌ی مدل‌ها و مشخص شدن مقاطع و ناتوانایی سازه در کنترل جابه‌جایی نسبی به عنوان یک نقص در سازه، مطابق ضوابط آیین‌نامه‌ی ۳۱۴ AISC<sup>[۱۱]</sup> دیوارهای برشی فولادی نازک در دهانه‌ی وسط تمامی طبقات با ضخامت‌های مختلف به قاب خمشی فولادی اضافه شده‌اند، تا اثر دیوار برشی فولادی نازک در جابه‌جایی نسبی سازه بررسی شود. سپس تمامی قاب‌های طراحی شده تحت ۲۰ رکورد متوالی نزدیک و ۲۰ رکورد متوالی دور از گسل مصنوعی قرار گرفته و عملکرد تمامی آنها بررسی و مقایسه شده است.

## ۴. تجزیه و تحلیل نتایج

معمولاً در مطالعات مرتبط با اثر زلزله‌ها (اعم از تک یا متوالی) در قاب‌های دوبعدی، بازتاب‌ها مانند بیشینه‌ی تغییرمکان مطلق و نسبی طبقات، دررفت (رانس نسبی) ماندگار، بیشینه‌ی شتاب طبقه و نیروی برش پایه به صورت کلی در نظر گرفته شده‌اند. به طور نمونه، تغییرمکان مطلق طبقات می‌تواند برای تشخیص و بررسی احتمال برخورد دو ساختمان در نظر گرفته شود. از دررفت به عنوان شاخصی در کنترل آسیب وارده بر اجزاء غیرسازه‌یی استفاده می‌شود. ضمن آنکه برای کنترل عملکرد سازه نیز شاخص مهمی است. از زاویه‌ی دررفت ماندگار در امکان‌سنجی استفاده‌ی دوباره‌ی سازه پس از زلزله استفاده می‌شود و البته اهمیت شاخص دررفت در زلزله‌های متوالی بیش از زلزله‌های تکی است. همچنین از شاخص بیشینه‌ی شتاب طبقه در تشخیص خسارت وارد بر المان‌های غیرسازه‌یی و تولید طیف شتاب طبقه استفاده می‌شود و نیز دیافراگم یا جمع‌کننده در توزیع و انتقال نیروی جانبی زلزله نقش کاربردی دارد. نکته‌ی مهم دیگر، رویکرد ارائه‌ی بازتاب غیرخطی در دو فرم بیشینه‌ها<sup>۹</sup> و یا متوسط بیشینه‌ها<sup>۱۰</sup> است، که هر دو رویکرد مورد تأیید کدهای لرزه‌یی هستند؛ اما به جهت کاهش پراکندگی در نتایج، که موضوعی بدیهی در ارزیابی لرزه‌یی سازه‌ها در برابر زلزله است، در مطالعه‌ی حاضر از روش متوسط بیشینه‌ها استفاده شده است، خواه بیشینه‌ی پاسخ در زلزله‌ی اصلی یا در پس‌لرزه روی دهد. در ادامه، شاخص‌های مذکور به تفکیک بررسی شده‌اند. ذکر این نکته نیز ضروری است که به طور هم‌زمان دو موضوع بررسی شده است:

- تأثیر اضافه کردن دیوار برشی در قاب خمشی در اثر زلزله‌ی متوالی نزدیک گسل (شاخص بهبود رفتار قاب در اثر توالی لرزه‌یی نزدیک گسل).
- مقایسه‌ی تأثیر اضافه کردن دیوار برشی فولادی در اثر زلزله‌های دور و نزدیک گسل (شاخص بهبود رفتار در اثر نوع توالی لرزه‌یی).



شکل ۴. پروفیل جابه‌جایی مطلق طبقه و اثر دیوار برشی در آن.

و ۳۰ درصدی جابه‌جایی نسبی در قاب‌های ۸، ۱۵ و ۲۰ شده است. ضمن آن‌که مقادیر ذکر شده برای قاب خمشی فولادی با دیوار برشی فولادی ۸ و ۱۵ طبقه، افزایش ۵۶ و ۳۸ درصدی را نشان می‌دهند، در حالی که برای قاب ۲۰ طبقه، منجر به کاهش ۱۸ درصدی جابه‌جایی نسبی شده است.

و با افزایش ارتفاع، اثر دیوار برشی فولادی در کاهش جابه‌جایی نسبی مشهودتر شده است؛ لذا با بررسی‌های صورت گرفته برای قاب‌های ۸، ۱۵ و ۲۰ طبقه با دیوار برشی فولادی که تحت زلزله‌های نزدیک گسل واقع شده‌اند، مشاهده شد که جابه‌جایی نسبی به ترتیب و به طور متوسط ۱۷، ۱۱ و ۳۵ درصد کاهش پیدا کرده است.

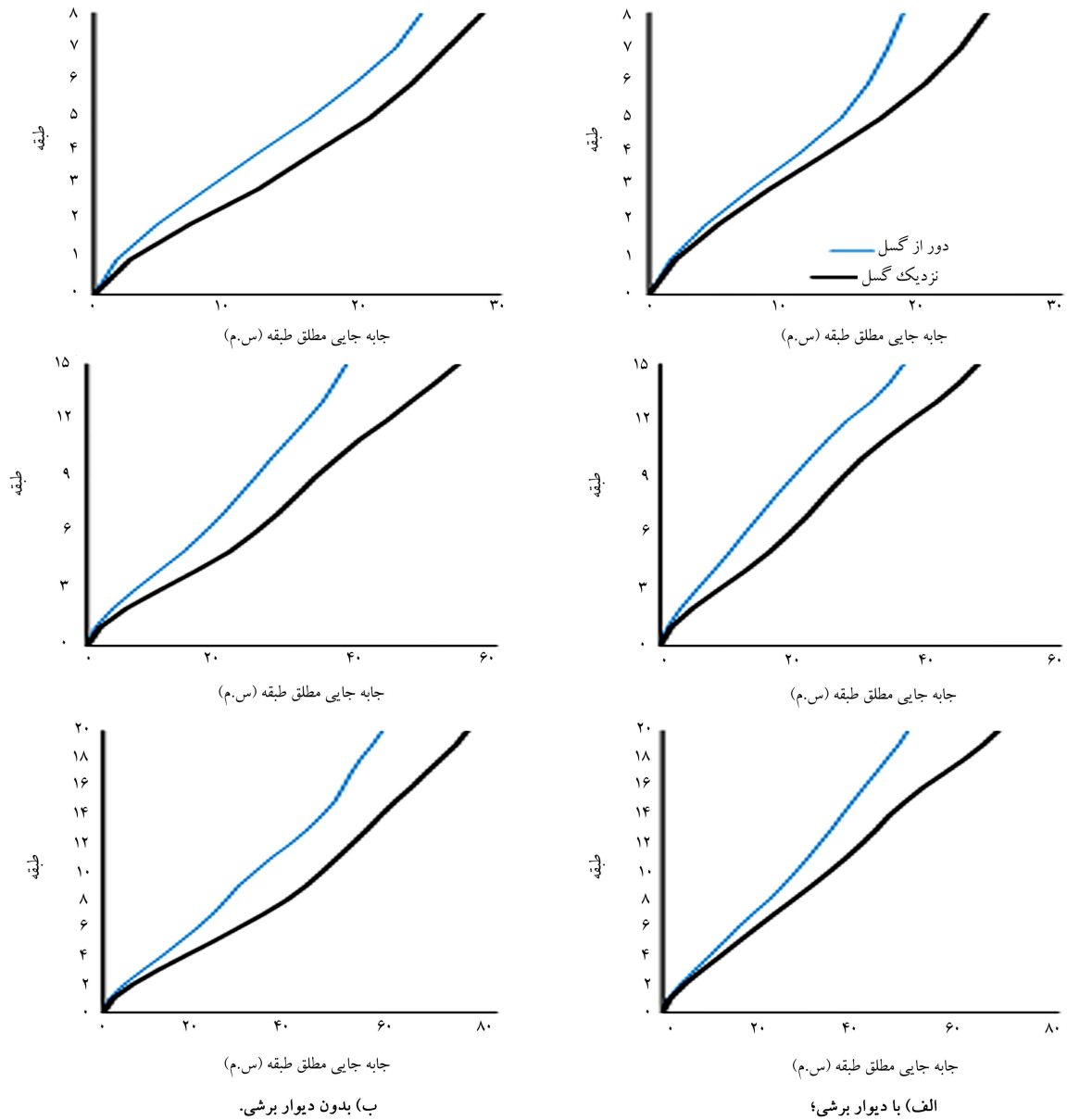
#### ۲.۲.۴. اثر نوع توالی لرزه‌یی

در بحث اثر نزدیکی گسل در جابه‌جایی نسبی طبقات مطابق شکل ۷، نتایج از نظر کیفی نشان می‌دهند که زلزله‌های متوالی نزدیک گسل در قاب خمشی فولادی بیشترین اثر را در قاب ۱۵ طبقه و کمترین اثر را در قاب ۸ طبقه داشته‌اند؛ در حالی که در قاب خمشی با دیوار برشی، بیشترین اثر مربوط به قاب ۸ طبقه و کمترین اثر مربوط به قاب ۲۰ طبقه بوده است. از نظر کمی، زلزله‌های نزدیک گسل به نسبت زلزله‌های دور از گسل متوالی در قاب‌های خمشی فولادی منجر به افزایش ۱۴، ۴۳

#### ۳.۴. شتاب بین طبقه‌یی (MAA) ۱۴

##### ۱.۳.۴. اثر دیوار برشی فولادی

کنترل شتاب در محدود کردن خسارت وارده بر اعضا غیرسازه‌یی حساس به شتاب، تولید طیف پاسخ شتاب طبقه و محاسبه‌ی نیروی اعمالی به اعضا جمع‌کننده و دیافراگم‌ها کاربرد دارد. پاسخ شتاب طبقه از سختی سازه، میرایی، اندازه‌ی (درجه) غیرخطی شدن پاسخ سازه و محتوای بسامدی زلزله‌ی ورودی تأثیر می‌پذیرد. در بخش کنونی، میانگین بیشینه‌ی شتاب طبقات قاب‌ها تحت زلزله‌های متوالی نزدیک



شکل ۵. پروفیل جابه‌جایی مطلق طبقه و اثر سناریوی لرزه‌ی در آن.

بسیار حائز اهمیت باشد. مطابق شکل ۹، با توجه به نتایج حاصل شده و از نظر کیفی زلزله‌های نزدیک گسل به طور قابل توجهی منجر به افزایش شتاب طبقات در تمامی قاب‌ها شده است. از نظر کمی، زلزله‌های نزدیک گسل در قاب‌های خمشی فولادی ۸، ۱۵ و ۲۰ طبقه به نسبت زلزله‌های دور از گسل منجر به افزایش ۷۹، ۱۰۶ و ۷۹ درصدی شده است. همچنین برای قاب‌های خمشی فولادی با دیوار برشی فولادی این میزان افزایش ۱۳۶، ۱۲۰ و ۷۵ درصد برای قاب‌ها ۸، ۱۵ و ۲۰ طبقه محاسبه شده است.

#### ۴.۴. بیشینه نیروی برش پایه ۱۵

#### ۱.۴.۴ اثر دیوار برشی فولادی

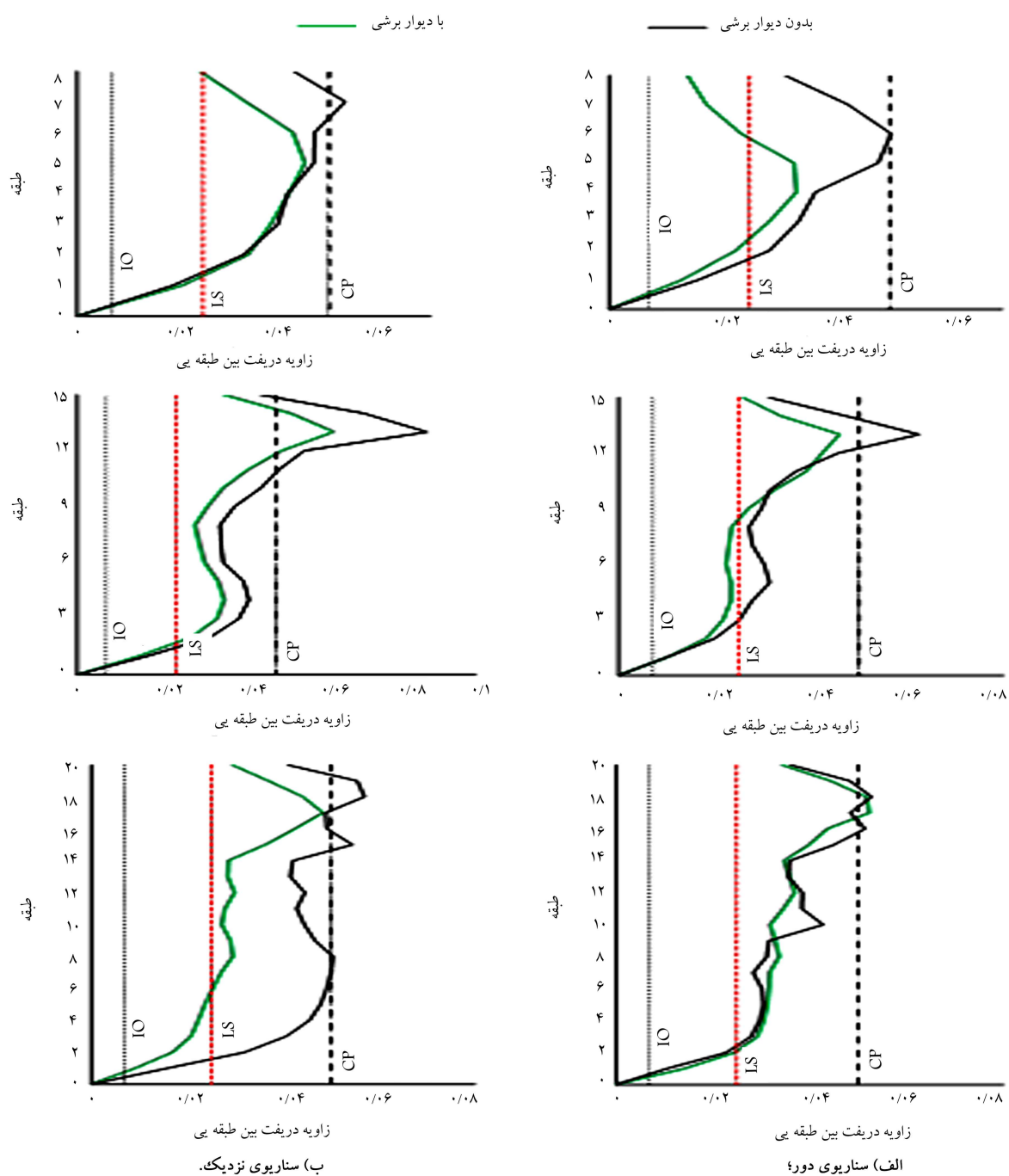
یکی دیگر از پارامترهای مهم که در مقایسه‌ی عملکرد قاب‌های خمشی فولادی با و بدون دیوار برشی فولادی مدنظر است، نیروی برش پایه‌ی وارد به سازه است. بدین

دور از گسل بررسی شده است، که مطابق شکل ۸ از نظر کیفی و به طور کلی، دیوار برشی فولادی در شتاب طبقات تأثیر چندانی محسوس نداشت.

طبق نتایج شتاب طبقات برای قاب ۸ طبقه تحت زلزله‌های دور از گسل بعد از اضافه شدن دیوار برشی فولادی، ۷٪ کاهش داشته است؛ در حالی که برای قاب‌های ۱۵ و ۲۰ طبقه، تأثیر چندانی نداشت. در خصوص قاب‌های ۸ و ۱۵ طبقه نزدیک گسل، افزودن دیوار برشی فولادی موجب افزایش ۲۵ و ۸ درصدی شتاب طبقات شده است، در حالی که برای قاب ۲۰ طبقه، شتابی تقریباً برابر با قاب خمشی ثبت شده است.

#### ۲.۳.۴ اثر نوع توالی لرزه‌ی

در بخش حاضر، به بررسی اثر زلزله‌های نزدیک گسل متوالی به نسبت زلزله‌های دور از گسل متوالی در شتاب طبقات قاب‌ها پرداخته شده است. پارامتر مذکور از نظر طراحی مدل‌های وابسته به سرعت و شتاب مانند طراحی میراگرها می‌تواند



شکل ۶. پروفیل زاویه‌ی دررفت بین طبقه‌یی و اثر دیوار برشی در آن.

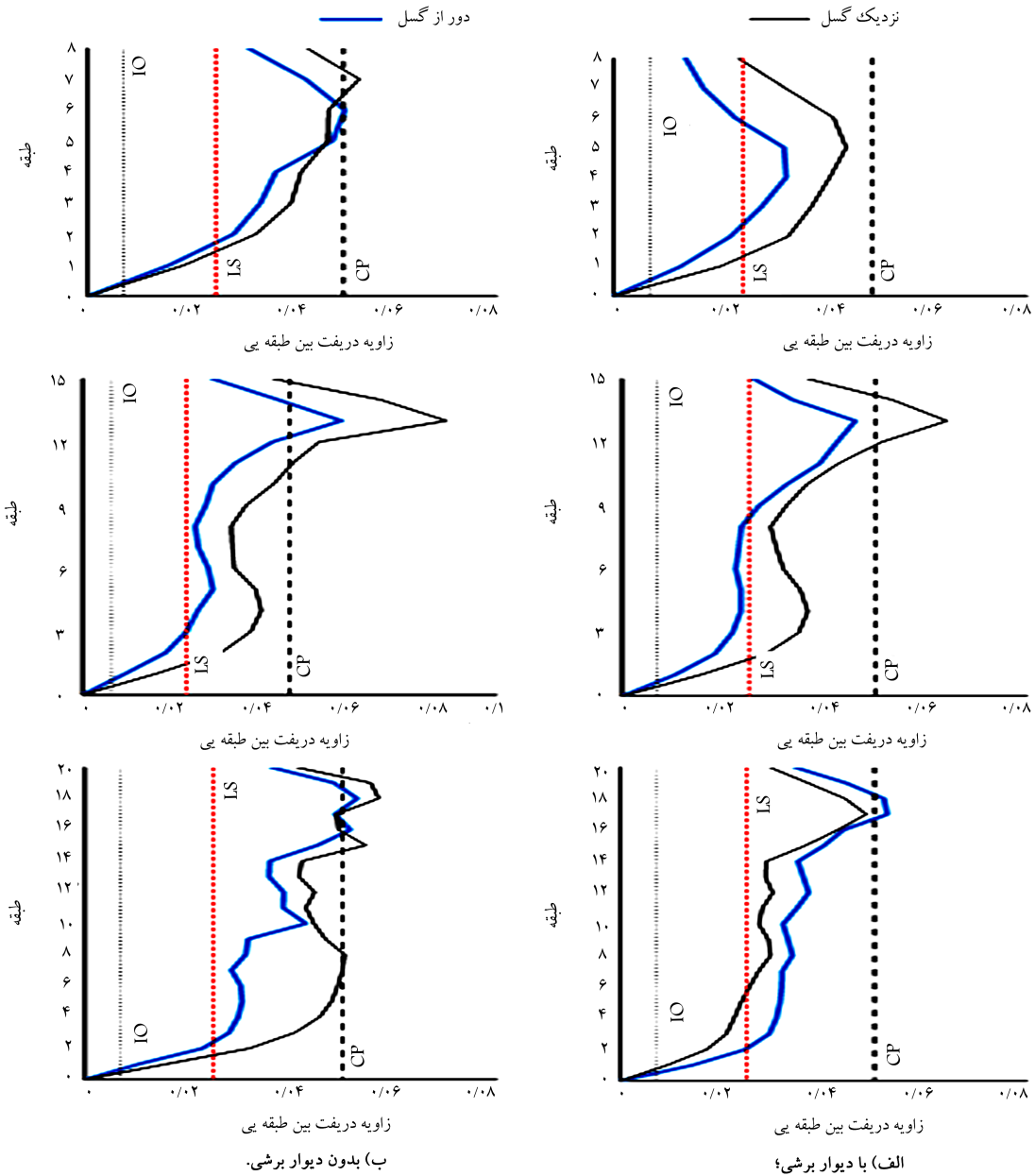
شدن دیوار برشی توجیه شود. افزایش سختی باعث کاهش زمان تناوب ارتجاعی و غیرارتجاعی شده و در نتیجه، نیروی برش پایه افزایش یافته است. مشاهده‌ی طیف طرح و رابطه بین ضریب بازتاب و دوره‌ی تناوب نیز در توجیه پدیده‌ی مذکور می‌تواند مفید باشد.

#### ۲.۲.۴. اثر نوع توالی لرزه‌یی

بر اساس بررسی‌های صورت گرفته، از نظر کیفی زلزله‌های متوالی نزدیک گسل به نسبت زلزله‌های دور از گسل منجر به افزایش برش پایه در هر دو مدل قاب خمشی با و بدون دیوار برشی فولادی شده است. از نظر کمی مطابق جدول‌های ۸ و ۹، نتایج به دست آمده برای قاب‌های خمشی فولادی ۸، ۱۵ و ۲۰ طبقه، ۲۷، ۳۳ و

منظور مقادیر بیشینه‌ی رکوردهای نزدیک گسل و مقادیر بیشینه‌ی رکوردهای دور از گسل، محاسبه و برای هر قاب میانگین‌گیری صورت گرفته و نتایج در جدول‌های ۶ و ۷ ارائه شده است. از نظر کمی در تمامی موارد، اعم از سازه‌های نزدیک و دور از گسل، اضافه شدن دیوار برشی فولادی موجب افزایش برش پایه شده است، که می‌تواند ناشی از افزایش سختی سازه باشد. از دیدگاه کمی برای قاب‌های ۸، ۱۵ و ۲۰ طبقه دور از گسل، دیوار برشی فولادی منجر به افزایش ۳۵، ۲۶ و ۲۶ درصدی برش پایه شده است. همچنین برای قاب‌های ۸، ۱۵ و ۲۰ طبقه‌ی نزدیک گسل دیوار برشی فولادی افزایش ۳۶، ۳۰ و ۳۴ درصدی برش پایه را در پی داشته است. افزایش نیروی برش پایه می‌تواند به دلیل افزایش سختی سازه در اثر اضافه





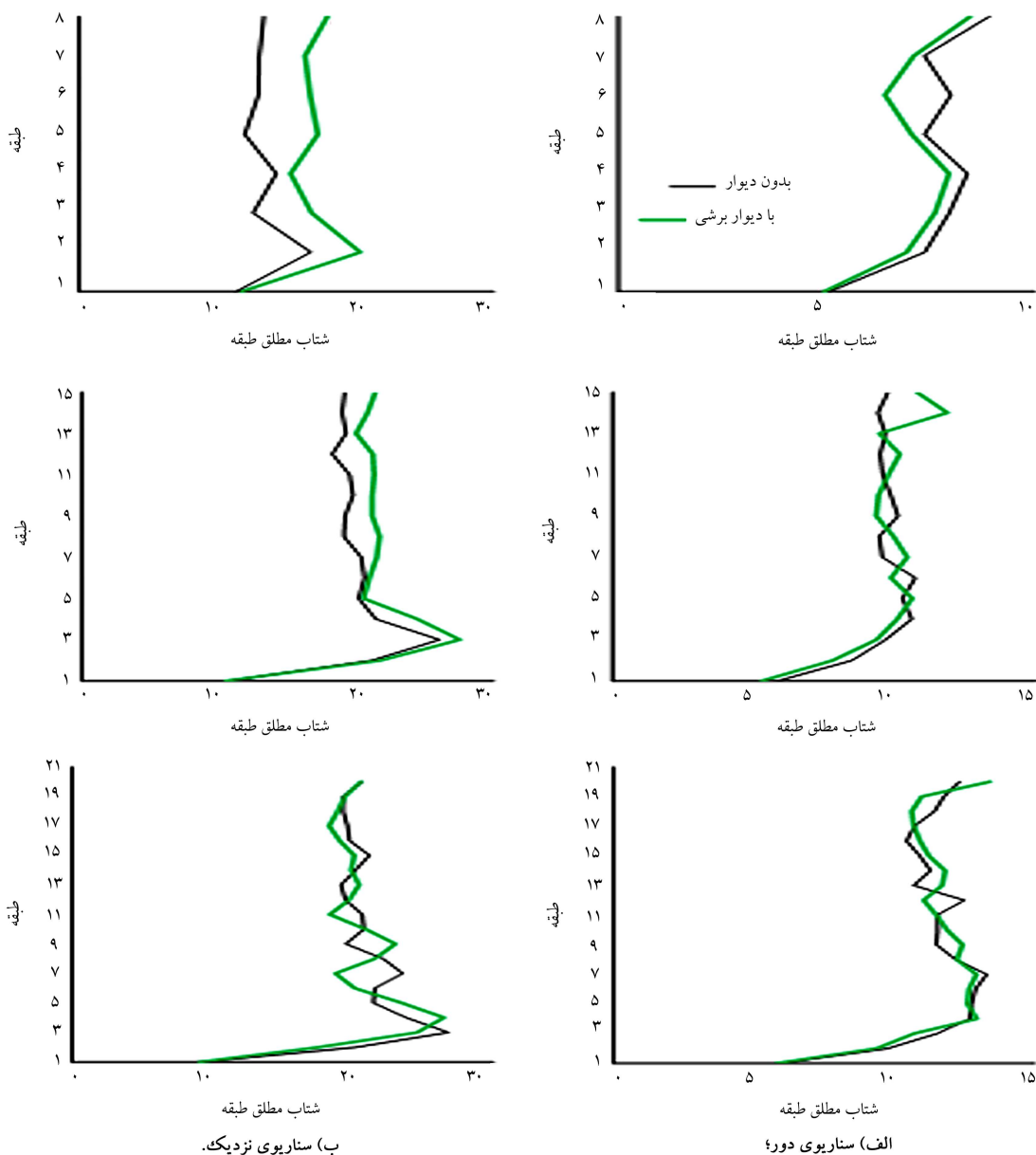
شکل ۷. پروفیل زاویه‌ی دررفت بین طبقه‌یی و اثر سناریوی لرزه‌یی در آن.

جدول ۶. میانگین بیشینه‌ی برش پایه در زلزله‌های دور از گسل.

قالب	بدون دیوار برشی فولادی (tonf)	با دیوار برشی فولادی (tonf)	درصد (کاهش/افزایش)
FR۸B۳	۷۷	۱۲۱	+۳۵
FR۱۵B۳	۱۲۵	۱۶۹	+۲۶
FR۲۰B۳	۱۳۷	۱۸۷	+۲۶

جدول ۷. میانگین بیشینه‌ی برش پایه در زلزله‌های نزدیک گسل.

قالب	بدون دیوار برشی فولادی (tonf)	با دیوار برشی فولادی (tonf)	درصد (کاهش/افزایش)
FR۸B۳	۹۹	۱۵۵	+۳۶
FR۱۵B۳	۱۶۶	۲۳۹	+۳۰
FR۲۰B۳	۱۴۲	۲۱۶	+۳۴



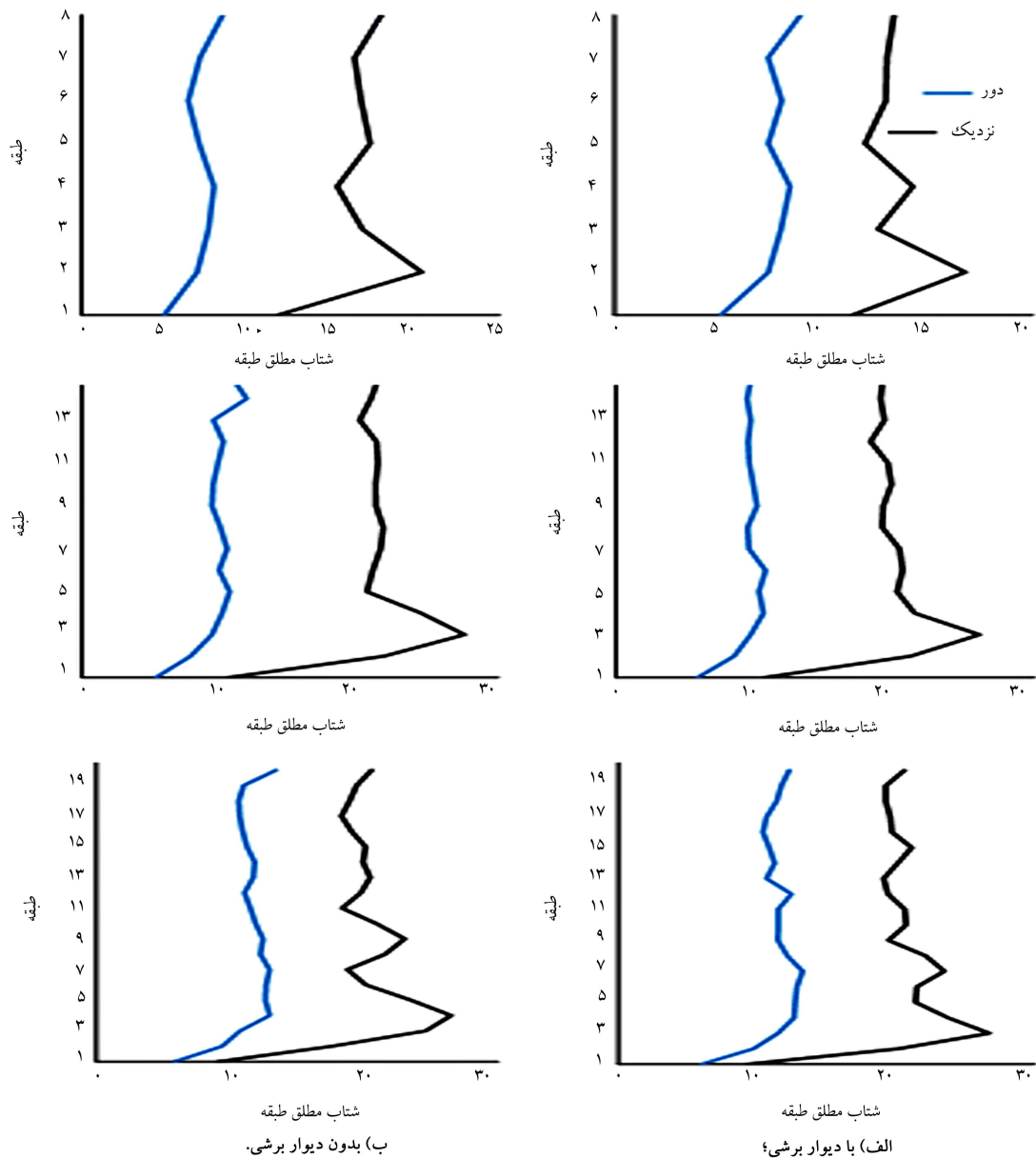
شکل ۸. پروفیل شتاب مطلق طبقه و اثر دیوار برشی در آن.

جدول ۸. مقایسه‌ی برش پایه‌ی قاب خمشی در برابر زلزله‌های متوالی دور و نزدیک.

قاب	برش پایه‌ی زلزله‌های دور از گسل ( $tonf$ )	برش پایه‌ی زلزله‌های نزدیک گسل ( $tonf$ )	درصد (کاهش/افزایش)
FR۸B۳	۷۸	۹۹	+۲۷
FR۱۵B۳	۱۲۵	۱۶۶	+۳۳
FR۲۰B۳	۱۳۷	۱۴۲	+۴

جدول ۹. مقایسه‌ی برش پایه‌ی قاب خمشی با دیوار برشی فولادی در برابر زلزله‌های متوالی دور و نزدیک.

قاب	برش پایه‌ی زلزله‌های دور از گسل ( $tonf$ )	برش پایه‌ی زلزله‌های نزدیک گسل ( $tonf$ )	درصد (کاهش/افزایش)
FR۸B۳	۱۲۱	۱۵۵	+۲۸
FR۱۵B۳	۱۶۹	۲۳۹	+۴۲
FR۲۰B۳	۱۸۷	۲۱۶	+۱۶



شکل ۹. پروفیل شتاب مطلق طبقه و اثر سناریوی لرزه‌یی در آن.

صحت مدل‌سازی غیرخطی اطمینان حاصل شد. در ادامه، قاب‌های خمشی فولادی ۸، ۱۵ و ۲۰ طبقه مدل‌سازی شدند. به منظور بهسازی و افزایش سختی و مقاومت جانبی سازه، دیوار برشی فولادی به قاب‌های خمشی فولادی اضافه شد. پس از کنترل ضوابط لرزه‌یی و بررسی دریافت تحت تحلیل استاتیکی، قاب‌های خمشی با و بدون دیوار برشی فولادی تحت زلزله‌های متوالی نزدیک و دور از گسل به صورت تاریخیچه‌ی زمانی غیرخطی تحلیل و نتایج آن ارائه شده است. نتایج ارائه شده در محدوده‌ی مدل‌ها و فرض‌های پژوهش حاضر به این شرح است:

۱. دیوار برشی فولادی منجر به کاهش جابه‌جایی مطلق تمامی قاب‌ها می‌شود. این کاهش در قاب‌هایی که نزدیک گسل واقع شده‌اند، محسوس‌تر بوده است؛ به ترتیبی که برای قاب‌های ۸، ۱۵ و ۲۰ طبقه تحت زلزله‌های نزدیک گسل کاهش

۴ درصد محاسبه شده است؛ ضمن آن‌که برای قاب خمشی فولادی با دیوار برشی فولادی این افزایش ۲۸، ۴۲ و ۱۶ درصد ثبت شده است.

## ۵. نتیجه‌گیری

در نوشتار حاضر، به بررسی اثر اضافه شدن دیوار برشی فولادی به قاب خمشی فولادی در برابر سناریوهای توالی لرزه‌یی دور و نزدیک گسل پرداخته شده است. قاب خمشی با و بدون دیوار برشی فولادی تحت زلزله‌های متوالی نزدیک و دور از گسل قرار گرفت تا تأثیر عملکرد دیوار برشی فولادی در قاب‌های با تعداد طبقات و دهانه‌های مختلف و در برابر زلزله‌های متوالی، بررسی و ارزیابی شود. بدین منظور، ابتدا ادبیات فنی و تاریخیچه‌ی مطالعات پیشین ارزیابی شد. سپس با مدل‌سازی یک نمونه‌ی آزمایشگاهی دیوار برشی فولادی در نرم‌افزار SAP از

گسل به نسبت زلزله‌های دور از گسل مربوط به قاب ۱۵ طبقه با ۴۳٪ افزایش و بیشترین جابه‌جایی نسبی قاب خمشی فولادی با دیوار برشی مربوط به قاب ۸ طبقه با ۵۶٪ افزایش بوده است.

۴. از دیگر پارامترهای بررسی شده، تأثیر دیوار برشی فولادی در مقدار برش پایه است، که نتایج بررسی‌ها نشان می‌دهد که وجود دیوار برشی فولادی منجر به افزایش برش پایه در تمامی قاب‌ها و تحت تمامی زلزله‌ها شده است. بیشترین مقدار افزایش نیز در برابر زلزله‌های نزدیک و همچنین در برابر زلزله‌های دور از گسل مربوط به قاب ۸ طبقه بوده است، که برای زلزله‌های نزدیک ۳۶٪ و برای زلزله‌های دور از گسل ۳۵٪ ثبت شده است.

۵. نتایج حاصل از بررسی و مقایسه‌ی شتاب طبقات قاب‌ها نشان می‌دهد که شتاب طبقات بیش از نوع سیستم مقاوم سازه وابسته به نوع زلزله است. بدین منظور که اضافه شدن دیوار برشی فولادی تأثیر چندانی در شتاب کلی طبقات نداشته است؛ اما تأثیر زلزله‌های متوالی نزدیک گسل بسیار بیشتر از زلزله‌های متوالی دور از گسل بوده است.

۲۱، ۱۷ و ۲۲ درصدی و برای زلزله‌های دور از گسل متوالی به ترتیب کاهش ۱۴، ۱۷ و ۱۵ درصدی مشاهده شده است.

۲. نتایج حاصل از مقایسه‌ی اثر زلزله‌های متوالی نزدیک و دور از گسل نشان می‌دهد زلزله‌های نزدیک گسل همواره در جهت افزایش نیاز سازه عمل می‌کنند. طبق بررسی‌ها، بیشترین تأثیر زلزله‌های نزدیک گسل مربوط به قاب ۱۵ طبقه است، که تا حدود ۴۴٪ در هر دو مدل قاب خمشی با و بدون دیوار برشی جابه‌جایی مطلق طبقات را افزایش داده است.

۳. در بحث جابه‌جایی نسبی، دیوار برشی فولادی در برابر زلزله‌ی متوالی نزدیک گسل در قاب ۲۰ طبقه، بهترین عملکرد را داشته و به طور متوسط منجر به کاهش ۳۵ درصدی جابه‌جایی نسبی طبقات شده است. در حالی که ضعیف‌ترین عملکرد دیوار برشی فولادی مربوط به قاب ۲۰ طبقه تحت زلزله‌های متوالی دور از گسل بوده است، که تقریباً تأثیری در جابه‌جایی نسبی سازه نداشته است. همچنین بیشترین جابه‌جایی نسبی قاب خمشی فولادی در برابر زلزله‌های نزدیک

## پانوشته‌ها

1. Landers
2. Northridge
3. Kobe
4. steel plate shear wall
5. Dubina & Dinu
6. Sap 200
7. Hatzigeorgiou
8. rest condition
9. peak of peaks
10. average of peaks
11. absolute floor displacement
12. average peak floor displacement
13. inter-story Drift ratios
14. maximum absolute acceleration
15. maximum base shear

## منابع (References)

1. Housner, G. and Trifunac, M. "Analysis of accelerograms-parkfield earthquake", *Bulletin of the seismological society of America*, **57**(6), pp. 1193-1220 (1967).
2. Razavi, S.A., Siahpolo, N. and Mahdavi Adeli, M. "The effects of period and nonlinearity on energy demands of MDOF and E-SDOF systems under pulse-type near-fault earthquake records", *Scientia Iranica*, **28**(3-3), pp. 1195-1211 (2020).
3. Razavi, S.A., Siahpolo, N. and Mahdavi Adeli, M. "A new empirical correlation for estimation of EBF steel frame behavior factor under near-fault earthquakes using the genetic algorithm", *Journal of Engineering*, 2020, Article ID 3684678 (2020).
4. Kalkan, E. and Kunnath, S.K. "Effects of fling step and forward directivity on seismic response of buildings", *Earthquake Spectra*, **22**(2), pp. 367-390 (2006).
5. Ruiz-Garcia "Issues on the response of existing buildings under mainshock-aftershock seismic sequences", *In: 15th World Conference on Earthquake Engineering* (2012).
6. Zhai, C.-H., Wen, W.-P., Li, S. and et al "The damage investigation of inelastic SDOF structure under the mainshock-aftershock sequence-type ground motions", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **59**, pp. 30-41 (2014).
7. Liu, J., Xu, L. and Li, Z. "Development and experimental validation of a steel plate shear wall with self-centering energy dissipation braces", *Thin-Walled Structures*, **148**, 106598 (2020).
8. Sabouri-Ghomi, S., Ventura, C.E. and Kharrazi, M.H. "Shear analysis and design of ductile steel plate walls", *Journal of Structural Engineering*, **131**(6), pp. 878-889 (2005).
9. Bypour, M., Kioumars, M. and Zucconi, M. "Effect of stiffeners on behavior of steel plate shear wall with rectangular openings", *In: AIP Conference Proceedings, AIP Publishing LLC*, 240005 (2020).
10. Wang, W., Luo, Q., Sun, Z. and et al. "Relation analysis between out-of-plane and in-plane failure of corrugated steel plate shear wall", *In: Structures, Elsevier*, **29**, pp. 1522-1536 (2021).
11. CAN/CSA S16-01, "Limit states design of steel structures", *Association, C.S* (2001).
12. Dubina, D. and Dinu, F. "Experimental evaluation of dual frame structures with thin-walled steel panels", *Thin-walled Structures*, **78**, pp. 57-69 (2014).

13. Committee, A. "Specification for structural steel buildings (ANSI/AISC 360-10)", *American Institute of Steel Construction, Chicago-Illinois* (2010).
14. S. No, 2800, "Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings", *3ed Revision, Building and Housing Research Center, Tehran* (2005).
15. ASCE, "Minimum design loads for buildings and other structures", *In: American Society of Civil Engineers* (2013).
16. Council, A.T., U.S.F.E.M. Agency, "Quantification of building seismic performance factors", *US Department of Homeland Security, FEMA* (2009).
17. Afsar Dizaj, E., Salami, M.R. and Kashani, M.M. "Seismic vulnerability assessment of ageing reinforced concrete structures under real mainshock-aftershock ground motions", *Structure and Infrastructure Engineering*, pp. 1-17 (2021).
18. Salami, E., Afsar Dizaj, M.R. and Kashani, M. "The behavior of rectangular and circular reinforced concrete columns under biaxial multiple excitation", *Computer Modeling in Engineering & Sciences*, **120**(3), pp. 677-691 (2019).
19. Salami, M.R., Dizaj, E.A. and Kashani, M.M. "Fragility analysis of rectangular and circular reinforced concrete columns under bidirectional multiple excitations", *Engineering Structures*, **233**, 111887 (2021).
20. Hatzigeorgiou, G.D. and Beskos, D.E. "Inelastic displacement ratios for SDOF structures subjected to repeated earthquakes", *Engineering Structures*, **31**(11), pp. 2744-2755 (2009).
21. AISC, "Seismic provisions for structural steel buildings", *American Institute of Steel Construction* (2002).
22. FEMA356, "Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings", *Washington, DC: Federal Emergency Management Agency* (2000).