

## ارزیابی آسیب‌پذیری سازه‌های فولادی با دیوار برشی فولادی جدار نازک بر اساس توسعه منحنی‌های شکنندگی

محسن گرامی<sup>۱\*</sup>، سعید غفاری<sup>۲</sup>، امیرمهدی حیدری تفرشی<sup>۳</sup>

۱-دانشیار، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران

۲-کارشناس ارشد مهندسی زلزله، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران

۳-دستیار تحقیقاتی، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران

### چکیده

منحنی‌های شکنندگی در ارزیابی خسارت لرزه‌ای ساختمان‌ها از اهمیت بالایی برخوردار می‌باشند. با تولید منحنی‌های شکنندگی، احتمال آسیب دیدن سازه در برابر ارتعاشات لرزه‌ای مورد بررسی قرار می‌گیرد. در این تحقیق با انجام ۳۶۰ تحلیل تاریخچه زمانی بر روی سازه‌های ۳، ۱۰ و ۲۰ طبقه، منحنی‌های شکنندگی تولید گردیده است. منحنی‌های شکنندگی با استفاده از دو شاخص تغییر مکان بین طبقه‌ای و کرنش محوری نوارهای معادل دیوار برشی توسعه یافته است. تحلیل‌های تاریخچه زمانی توسط نرم‌افزار *Perform-3D* با استفاده از ۱۰ شتاب‌نگاشت دور و ۱۰ شتاب‌نگاشت نزدیک گسل استفاده گردیده است. در بررسی منحنی‌های تحلیل دینامیکی افزایشی مشاهده گردیده است که سازه ۳ طبقه پاسخ بزرگتری نسبت به سازه‌های ۱۰ و ۲۰ طبقه نشان می‌دهد. پس از تولید منحنی‌های شکنندگی مشاهده گردیده است که سازه‌های میان مرتبه و بلند مرتبه عملکرد بهتر و سطح خرابی کمتری در مقایسه با سازه‌های کوتاه مرتبه در زلزله‌های حوزه دور و نزدیک گسل دارند.

کلمات کلیدی: منحنی‌های IDA، منحنی‌های شکنندگی، دیوار برشی فولادی، تحلیل تاریخچه زمانی.

\*نویسنده مسئول: محسن گرامی

پست الکترونیکی: mgerami@semnan.ac.ir

شناسه دیجیتال DOI: 10.22065/jsce.2016.38894

<http://dx.doi.org/10.22065/jsce.2016.38894>

تاریخ دریافت مقاله: ۱۳۹۴/۱۲/۱۰، تاریخ پذیرش مقاله: ۱۳۹۵/۰۵/۲۰

## ۱- مقدمه

در دهه‌های اخیر استفاده از دیوار برشی فولادی به عنوان سیستم مقاوم جانبی گسترش پیدا کرده است. عملکرد دیوار برشی فولادی مشابه ورق محصور در بین دو عضو قائم، که در ارتفاع ساختمان امتداد دارد، می‌باشد [۱]. دیوار برشی‌های فولادی به صورت‌های مرکب، سخت شده (با سخت‌کننده‌های افقی و قائم) و یا جدار نازک استفاده می‌شوند (شکل ۱).



شکل ۱: دیوار با سخت‌کننده افقی (تصویر سمت راست) و دیوار با سخت‌کننده افقی و قائم (تصویر سمت چپ)

مطالعات متعدد آزمایشگاهی و تئوریک بر روی دیوارهای برشی فولادی توسط محققین مختلف صورت پذیرفته است. در سال ۲۰۱۵ توسط شیدایی و جلیلی عملکرد سیستم دیوار برشی فولادی نسبت به سیستم قاب خمشی فولادی ویژه در برابر خرابی پیش‌رونده مقایسه گردیده است. نتایج حاصل از تحقیق مذکور نشان می‌دهد که سیستم دیوار برشی فولادی پتانسیل بالایی برای خرابی پیش‌رونده از خود نشان می‌دهد، اما ظرفیت باربری سیستم قاب خمشی ویژه در برابر خرابی پیش‌رونده به طور چشمگیری افزایش می‌یابد [۲]. در تحقیق قلهکی و همکاران در سال ۲۰۱۳ چهار مدل ۳، ۷، ۱۵ و ۲۵ طبقه با دیوار برشی فولادی جدار نازک، به وسیله‌ی تحلیل‌های تاریخچه زمانی تحت چهار زوج شتاب‌نگاشت دور و نزدیک گسل قرار داده شده است. در پژوهش مذکور برش و زاویه دریافت طبقات در حوزه دور از گسل، به دلیل آثار بیشتر مودهای بالاتر، بیشتر از حوزه نزدیک گسل مشاهده گردیده است [۳]. در سال ۲۰۰۸ توسط محرمی و حبیب نژاد یک قاب یک دهانه یک طبقه، دربردارنده دیوار برشی فولادی، مورد آزمایش قرار گرفته است. نتایج حاصل از تحقیق مذکور، نشان داد که سیستم دیوار برشی فولادی محاط توسط ستون‌های نگه‌دارنده سخت‌تر، ظرفیت باربری بالایی دارد، این در حالیست که این سیستم با استفاده از ستون‌های انعطاف‌پذیرتر، ظرفیت جذب و استهلاک انرژی بیشتری از خود نشان می‌دهد [۴].

## ۲- منحنی شکنندگی

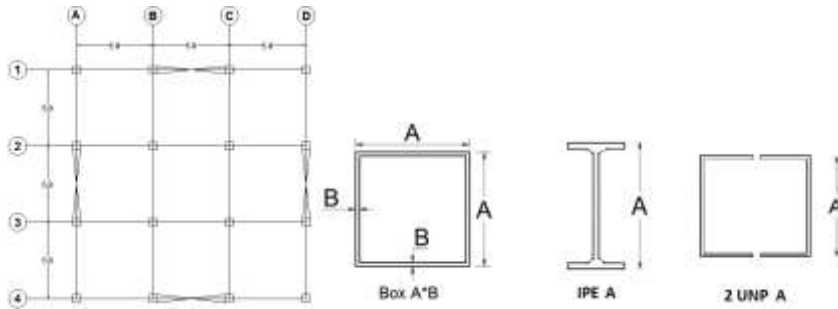
مشخصات و ویژگی‌های زمین لرزه و همچنین رابطه‌ی بین اندازه‌ی زمین لرزه و میزان خرابی از ابزارهای ضروری برای ارزیابی و تخمین سطح خرابی می‌باشند. منحنی‌های شکنندگی یکی از ابزارهای مفید برای دستیابی به این هدف می‌باشد. این منحنی‌ها می‌توانند نشان‌دهنده احتمال افزایش شرایط محدود آسیب و خسارت برای ساختارهای در معرض تحریک زمین لرزه باشند. تغییر مکان بیشینه‌ی بین طبقه‌ای، تغییر شکل محوری خمیری و همچنین چرخش مفاصل معمولاً به عنوان حالت‌های خسارت در آسیب‌پذیری در نظر گرفته می‌شوند [۵ و ۶]. منحنی‌های شکنندگی، سطح محتمل خسارت برای سطوح مختلف شدت زلزله را نشان می‌دهند. با استفاده از این منحنی‌ها و با تغییر میزان آسیب‌پذیری سازه‌ها می‌توان آنها را به منظور ارائه طرح مقاوم‌سازی اولویت‌بندی نمود [۷ و ۸]. در سال ۱۹۸۰ محققین از ترسیم منحنی‌های شکنندگی به منظور بررسی احتمال آسیب‌پذیری سازه‌های مربوط به تاسیسات هسته‌ای استفاده نموده‌اند [۹]. در سال ۱۹۹۴ طی پژوهشی بر روی سازه‌های چوبی، فولادی قاب خمشی و بتن مسلح (۴۰ سازه)، از ضوابط ATC-13 برای رسم منحنی‌های شکنندگی استفاده گردیده است [۸]. در سال ۲۰۰۰ با استفاده از تابع‌های خسارت و بر اساس PGV، منحنی‌های شکنندگی برای سازه‌های فولادی، بتنی و چوبی شهر کوبه‌ی ژاپن توسط محققین ترسیم گردیده است [۱۰]. عوامل تأثیرگذار در تولید منحنی‌های شکنندگی عبارتند از:

۱- خسارت وارده بر سازه، که توسط تابعی احتمالاتی بیان می‌گردد.

۲- وضعیت لرزش زمین، می‌توان منحنی شکنندگی را بر اساس یکی از شاخص‌های جنبش زمین مانند بیشینه شتاب، بیشینه سرعت و یا بیشینه جابجایی زمین ترسیم نمود.

### ۳- مدلسازی

در این تحقیق به منظور بررسی آسیب‌پذیری لرزه‌ای برای تولید منحنی شکنندگی مدل‌های سه بعدی ۳، ۱۰ و ۲۰ طبقه مورد استفاده قرار گرفته‌است. مدل‌های مذکور دارای سیستم سازه‌ای دوگانه قاب خمشی با دیوار برشی فولادی جدار نازک می‌باشند. نسبت ارتفاع به بعد سازه در مدل‌های ۳، ۱۰ و ۲۰ طبقه، به ترتیب برابر با  $\frac{\pi}{3}$ ،  $\frac{\pi}{2}$ ،  $\frac{\pi}{3}$  می‌باشد که می‌توان آن‌ها را به عنوان سازه‌های کوتاه مرتبه، میان مرتبه و بلند مرتبه معرفی نمود [۱۱]. سازه‌ها دارای کاربری مسکونی و پلانی منظم می‌باشند (شکل ۲). بارهای مرده و زنده اعمالی به سازه به ترتیب برابر با ۵۰۰ و ۲۰۰ کیلوگرم بر مترمربع می‌باشد. طراحی مدل‌ها بر اساس آئین‌نامه *AISC 360-2010* [۱۲] انجام گردیده و کنترل‌هایی بر اساس مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ویرایش ۱۳۹۲ [۱۳] بر روی آنها صورت پذیرفته است. از فولاد با تنش تسلیم  $F_y = 240 \text{ mpa}$ ، مدول الاستیسیته  $E = 210 \times 10^3 \text{ mpa}$  و ضریب پواسون  $\nu = 0.3$  استفاده گردیده است. مقاطع ستون‌ها، تیرها و مهاربندهای معادل مشابه شکل ۳ انتخاب شده است.

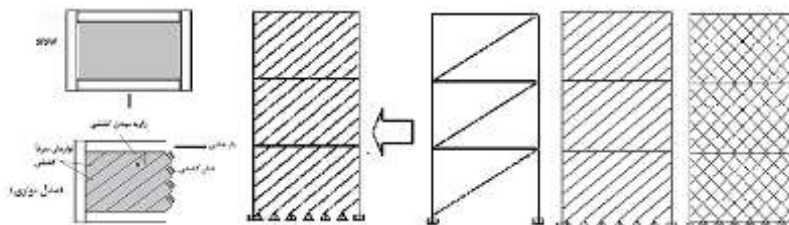


شکل ۳: مقاطع ستون‌ها، تیرها و مهاربندهای معادل

شکل ۲: پلان ساختمان

### ۴- طراحی دیوار برشی فولادی

از دیدگاه آیین‌نامه فولاد کانادا (CAN/CSA S16-01) [۱۴] و آیین‌نامه فولاد آمریکا (AISC 2005) [۱۵]، دیوار برشی فولادی به عنوان یک سیستم باربر جانبی مورد تأیید می‌باشد. در این آیین‌نامه‌ها به منظور طراحی دیوارهای برشی فولادی با ورق نازک، ابتدا طراحی اولیه مقاطع تیر، ستون و ورق دیوارها مشابه یک خرپای قائم با مهاربندهای صرفاً کششی انجام می‌گردد. بر این اساس به جای هر ورق فولادی، یک عضو قطری معادل در نظر گرفته می‌شود (شکل ۴). روابط مورد نیاز و روند طراحی دیوار برشی فولادی در تحقیق قلهکی و همکاران [۳] ارائه گردیده است.



شکل ۵: مدلسازی سازه برای تحلیل تاریخچه زمانی

شکل ۴: مهاربند معادل و مدل نواری

به دلیل عملکرد صرفاً کششی نوارها، به منظور تحلیل دینامیکی سازه بایستی در مدل نواری تغییری ایجاد گردد. به همین منظور، مشابه شکل ۵، اقدام به مدلسازی المان‌های کششی به صورت ضربدری انجام پذیرفته‌است تا در برابر بارهای رفت و برگشتی عملکرد مناسبی از خود نشان دهند. مقاطع تیر و ستون برای سازه مورد بررسی مطابق با جدول‌های ۱ و ۲ می‌باشد. در شکل‌های ۶، ۷ و ۸ تیپ‌بندی ستون‌ها و تیرها مشخص شده است. مقاطع دیوار برشی فولادی، طراحی شده به روش نواری، برای سه سازه مذکور مطابق جداول ۳، ۴ و ۵ می‌باشند.

جدول ۱: مقاطع ستون

مقاطع ستون			
$box25 \times 1/2$	C-1	$box60 \times 2/5$	C-6
$box35 \times 1/5$	C-2	$box70 \times 2/5$	C-7
$box40 \times 2$	C-3	$Bbox80 \times 3$	C-8
$box50 \times 2$	C-4	$box95 \times 4$	C-9
$box60 \times 2$	C-5	$box30 \times 1$	C-10

جدول ۲: مقاطع تیر

مقاطع تیر			
$IPE240$	B-1	$IPE450$	B-6
$IPE270$	B-2	$IPE400$	B-7
$IPE300$	B-3		
$IPE330$	B-4		
$IPE460$	B-5		

جدول ۳: مهاربند معادل و ضخامت دیوار برشی فولادی سازه ۲۰ طبقه.

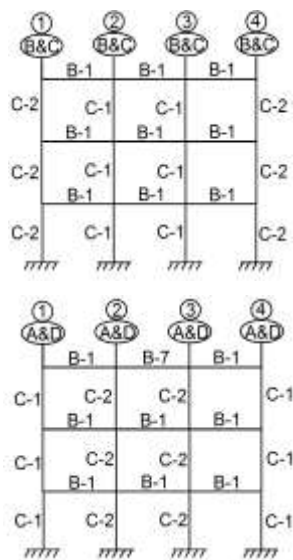
طبقه	مهاربند معادل	ضخامت دیوار برشی (mm)	$(\alpha)$ درجه
اول	$2UNP 350$	۵/۰۰	$37/6223^\circ$
دوم	$2UNP 350$	۵/۰۰	$37/6223^\circ$
سوم	$2UNP 320$	۴/۹۰	$37/7055^\circ$
چهارم	$2UNP 320$	۴/۹۰	$37/7055^\circ$
پنجم	$2UNP 300$	۳/۸۰	$38/934^\circ$
ششم	$2UNP 300$	۳/۸۰	$38/934^\circ$
هفتم	$2UNP 280$	۳/۴۰	$39/4723^\circ$
هشتم	$2UNP 280$	۳/۴۰	$39/4723^\circ$
نهم	$2UNP 260$	۳/۱۰	$39/8404^\circ$
دهم	$2UNP 260$	۳/۱۰	$39/8404^\circ$
یازدهم	$2UNP 240$	۲/۷۰	$40/324^\circ$
دوازدهم	$2UNP 240$	۲/۷۰	$40/324^\circ$
سیزدهم	$2UNP 220$	۲/۴۰	$40/8612^\circ$
چهاردهم	$2UNP 220$	۲/۴۰	$40/338^\circ$
پانزدهم	$2UNP 200$	۲/۰۰	$40/8555^\circ$
شانزدهم	$2UNP 200$	۲/۰۰	$40/8555^\circ$
هفدهم	$2UNP 160$	۱/۵۰	$41/643^\circ$
هجدهم	$2UNP 160$	۱/۵۰	$41/643^\circ$
نوزدهم	$2UNP 120$	۱/۰۰	$41/8445^\circ$
بیستم	$2UNP 120$	۱/۰۰	$41/8445^\circ$

جدول ۴: مهاربند معادل و ضخامت دیوار برشی فولادی سازه ۱۰ طبقه

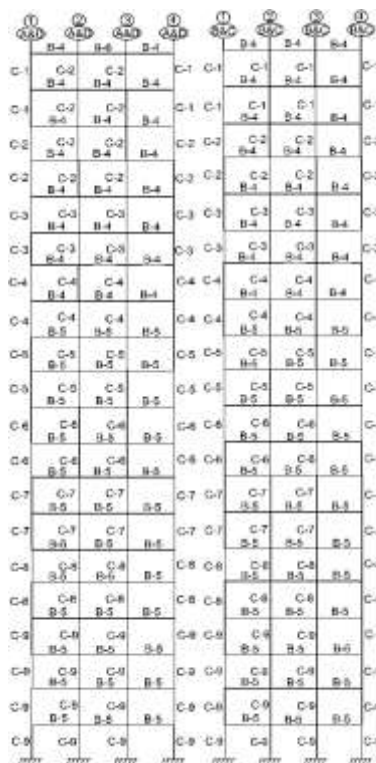
طبقه	مهاربند معادل	ضخامت دیوار برشی (mm)	درجه ( $\alpha$ )
اول	۲UNP ۲۴۰	۲/۸۰	۳۷/۷۶۲°
دوم	۲UNP ۲۴۰	۲/۸۰	۳۷/۷۶۲°
سوم	۲UNP ۲۲۰	۲/۴۰	۳۸/۴۳۶۷°
چهارم	۲UNP ۲۲۰	۲/۴۰	۳۸/۴۳۶۷°
پنجم	۲UNP ۲۰۰	۲/۰۰	۳۹/۱۳۳°
ششم	۲UNP ۲۰۰	۲/۰۰	۳۹/۱۳۳°
هفتم	۲UNP ۱۶۰	۱/۵۰	۴۰/۱۸۹۵°
هشتم	۲UNP ۱۶۰	۱/۵۰	۴۰/۱۸۹۵°
نهم	۲UNP ۱۲۰	۱/۰۰	۴۰/۸۴°
دهم	۲UNP ۱۲۰	۱/۰۰	۴۰/۸۴°

جدول ۵: مهاربند معادل و ضخامت دیوار برشی فولادی سازه ۳ طبقه

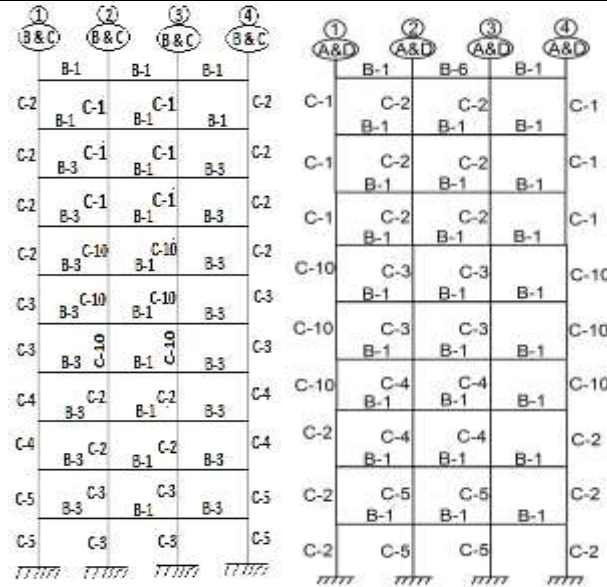
طبقه	مهاربند معادل	ضخامت دیوار برشی (mm)	درجه ( $\alpha$ )
اول	۲UNP ۱۶۰	۱/۵۰	۳۹/۷۵۳°
دوم	۲UNP ۱۲۰	۱/۰۰	۴۱/۸۴۴۵°
سوم	۲UNP ۱۲۰	۱/۰۰	۴۱/۸۴۴۵°



شکل ۷: تیپ ستون و تیر در سازه ۳ طبقه.



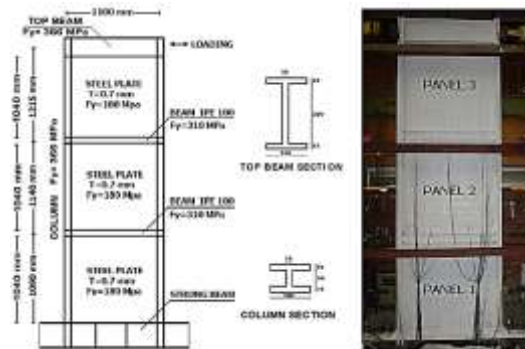
شکل ۶: تیپ ستون و تیر در سازه ۱۰ طبقه.



شکل ۸: تیپ ستون و تیر در سازه ۱۰ طبقه.

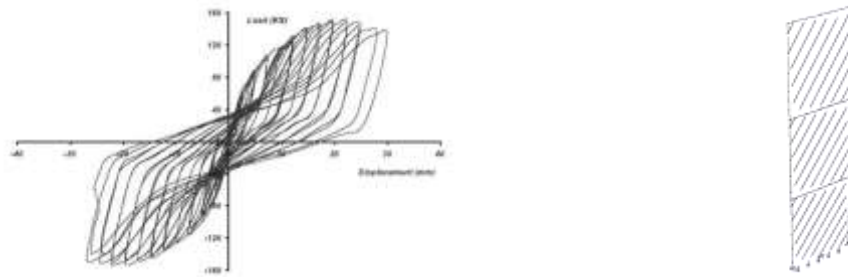
### ۵- صحت‌سنجی نرم افزار

به منظور صحت‌سنجی نرم‌افزار Perform-3D از مدل آزمایشگاهی قلهکی و صبوری [۱۶] استفاده گردیده است. در کار آزمایشگاهی مذکور، دو نمونه سه طبقه از دیوار برشی فولادی شکل‌پذیر، با مقیاس یک به سه، تحت بارگذاری دوره‌ای مورد بررسی قرار گرفته‌است. ارتفاع نمونه‌ها از روی تیر قوی کف تا وسط تیر بالا ۳۴۴۵ میلیمتر و عرض پشت به پشت ستون‌ها ۱۱۶۰ میلیمتر می‌باشد. ارتفاع محور تا محور طبقات اول، دوم و سوم به ترتیب برابر ۱۱۴۰، ۱۰۹۰ و ۱۲۱۵ میلیمتر و فاصله‌ی محور به محور ستون‌ها ۱۱۰۰ میلیمتر است (شکل ۹).

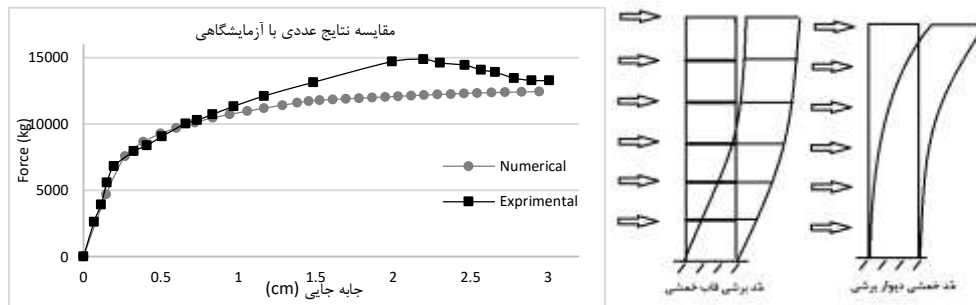


شکل ۹: نمای کلی و جزئیات نمونه‌های دیوار برشی فولادی مدل آزمایشگاهی قلهکی و صبوری.

مدلسازی دیوارهای برشی فولادی سه طبقه بر اساس اطلاعات موجود از کار آزمایشگاهی، در نرم‌افزار Perform-3D صورت گرفته است (شکل ۱۰). تحلیل استاتیکی غیرخطی بار افزون (پوش‌آور) با اعمال تغییر مکان افزایشنده به نقاط انتهایی تیر عمیق طبقه سوم انجام شده‌است. در نمونه آزمایشگاهی، برای تولید نمودارهای چرخه‌ای هیستریزس (شکل ۱۱)، تغییر مکان طبقه اول به عنوان مبنا قرار گرفته‌است. مقایسه نمودار برش پایه تغییر مکان استخراج گردیده از نرم‌افزار و نمودار بررسی آزمایشگاهی در شکل ۱۲ نمایش داده شده‌است. در جابه‌جایی کمتر از ۱ سانتی‌متر، دو نمودار منطبق بر یکدیگر و در جابه‌جایی‌های بیشتر از ۱ سانتی‌متر اختلاف نمونه آزمایشگاهی با نمونه عددی بطور متوسط حدود ۱۲ درصد می‌باشد.



شکل ۱۰: مدل‌سازی نواری دیوار برشی فولادی. شکل ۱۱: رفتار هیستریزیس نمونه آزمایشگاهی قلهکی و صبوری در نرم افزار Perform-3D [۱۶].



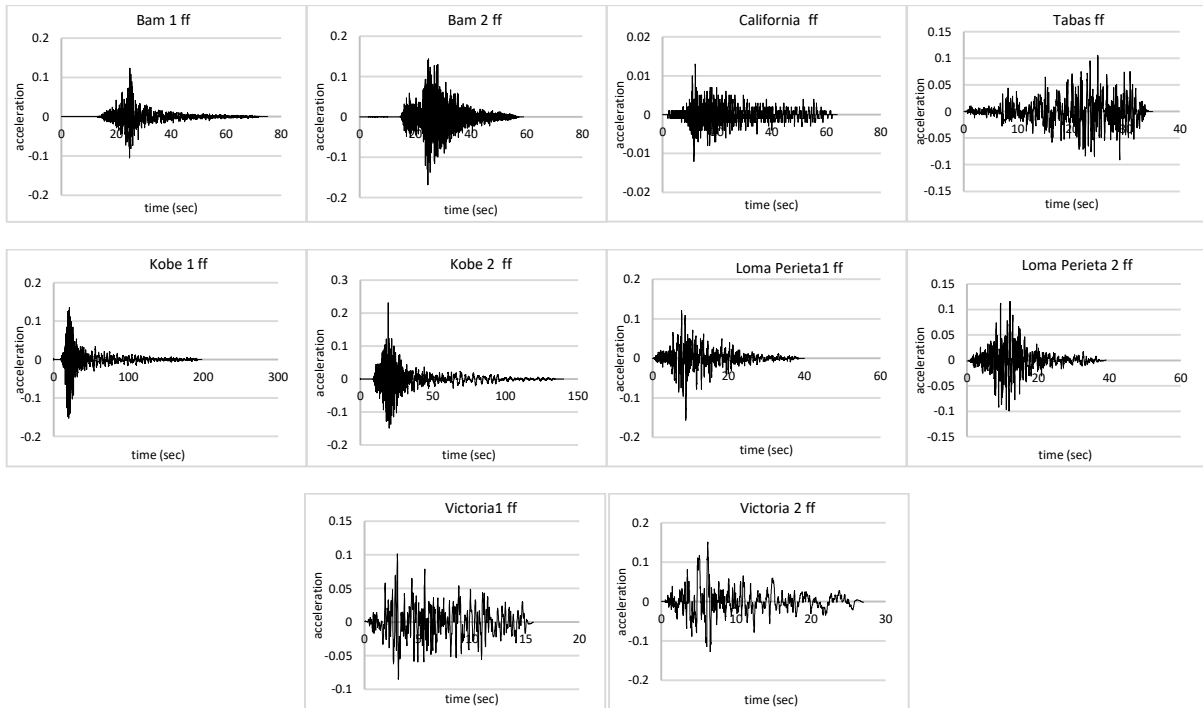
شکل ۱۲: مقایسه نتایج عددی با داده‌های آزمایشگاهی. شکل ۱۳: مود خمشی دیوار برشی.

## ۶- اندرکنش قاب و دیوار برشی

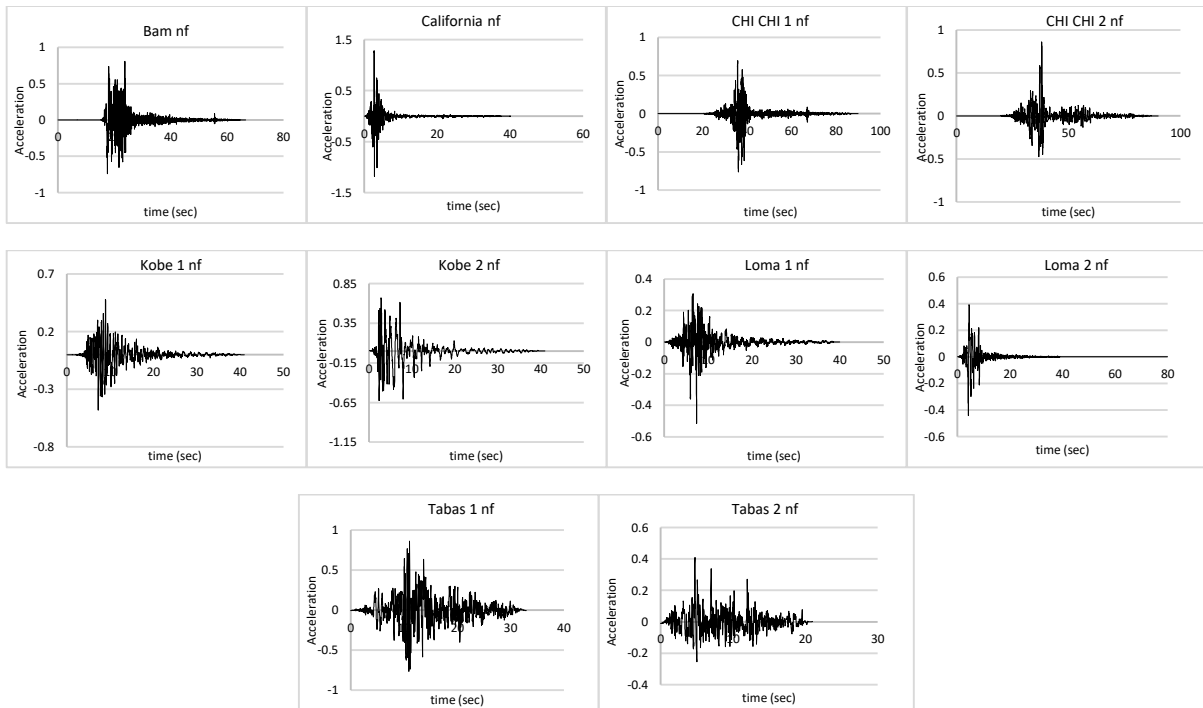
تحت تاثیر بار جانبی، قاب تغییر مکانی با مود برشی دارد، حال آنکه تغییر مکان دیوار مشابه یک تیر طره‌ای و با مود خمشی می‌باشد (شکل ۱۳). با توجه به اختلاف مود تغییر شکل دیوار و قاب، همانطور که در شکل ۱۳ مشاهده می‌شود قاب خود را بر دیوار تحمیل می‌کند. اما به علت سختی زیاد دیوار و کم بودن تغییر شکل‌ها تاثیر چندانی بر دیوار ندارد، ولی در طبقات بالای ساختمان با افزایش تغییر شکل، دیوار خود را به قاب تحمیل نموده و باعث ایجاد نیروی برشی اضافی در قاب می‌شود که اصطلاحاً برش منفی نامیده می‌شود. در سازه‌های بلندمرتبه اختلاف مود تغییر شکل قاب و دیوار برشی باعث ایجاد برش منفی در طبقات بالای سازه می‌شود، که یکی از راه‌های حذف برش منفی، قطع نمودن دیوار برشی در طبقات بالا و یا تغییر سیستم سازه‌ای با سختی کمتر از سیستم دیوار برشی می‌باشد [۱۷].

## ۷- شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده

از ۱۰ شتاب‌نگاشت حوزه دور و ۱۰ شتاب‌نگاشت حوزه نزدیک گسل، در این تحقیق استفاده گردیده است. تاریخچه زمانی شتاب زلزله‌های نزدیک گسل محتوای فرکانسی بالایی دارند. حداکثر شتاب زمین شتاب‌نگاشت‌های انتخابی در نرم‌افزار SeismoSignal، با فرض میرایی ۵ درصد، به نسبت‌های  $0.2g$ ،  $0.4g$ ،  $0.6g$ ،  $0.8g$ ،  $1.0g$  و  $1.2g$  مقیاس‌سازی صورت گرفته است. تمامی زلزله‌های دور از گسل مورد بررسی دارای مدت زمان حرکت شدید حداقل ۱۰ ثانیه و یا سه برابر زمان تناوب اصلی سازه می‌باشند. بیشینه شتاب رکورد زلزله‌های انتخابی، مطابق با شکل‌های ۱۴ و ۱۵ می‌باشند. در برخی زلزله‌ها از دو ایستگاه مختلف با فاصله و محتوای فرکانسی متفاوت شتاب‌نگاشت انتخاب شده است. شتاب‌نگاشت‌های حوزه نزدیک گسل دارای مدت زمان حرکت شدید کمتر از ۱۰ ثانیه می‌باشند، همچنین دارای ماهیت پالس شکل می‌باشند.



شکل ۱۴: شتاب‌نگاشت‌های حوزه دور از گسل.

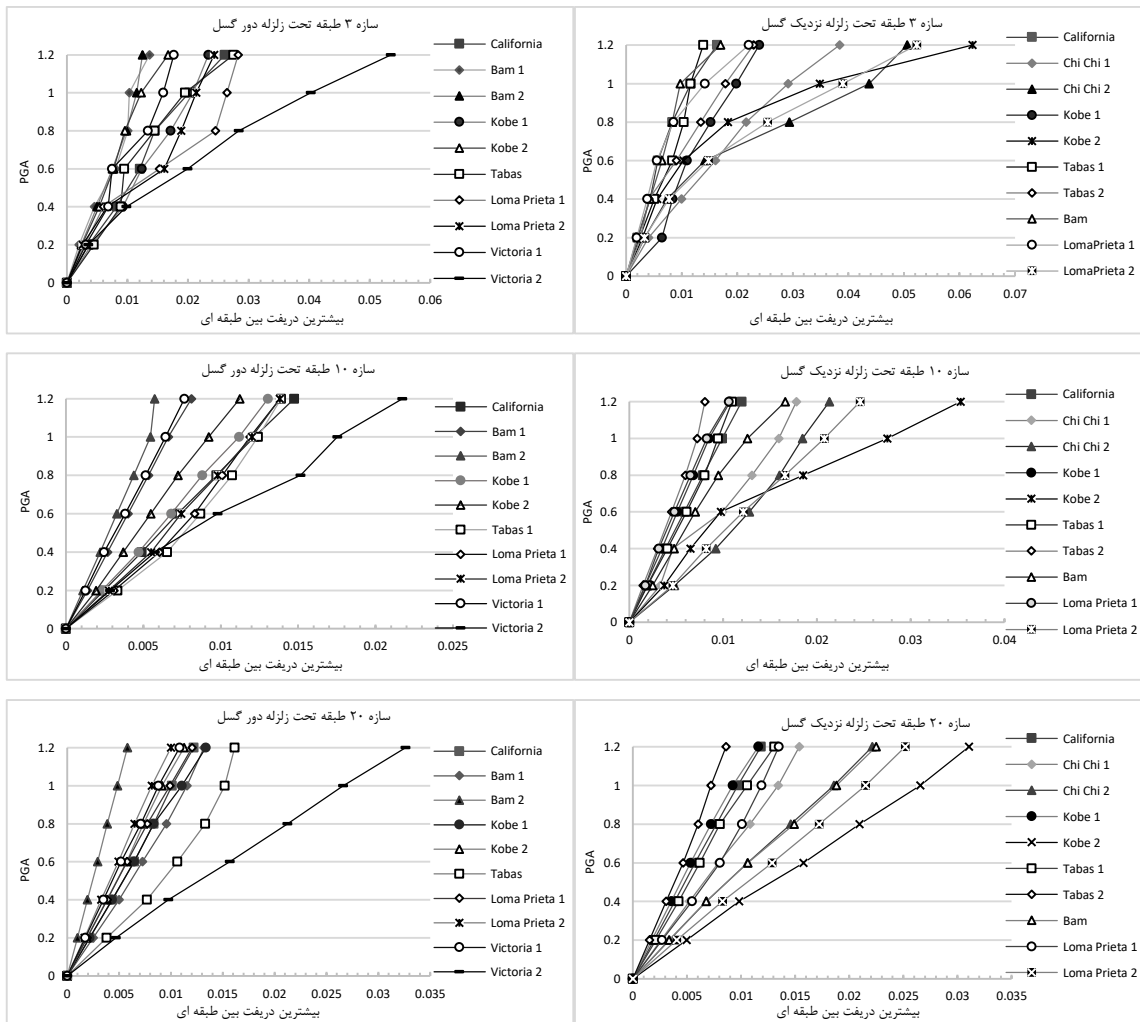


شکل ۱۵: شتاب‌نگاشت‌های حوزه نزدیک گسل.

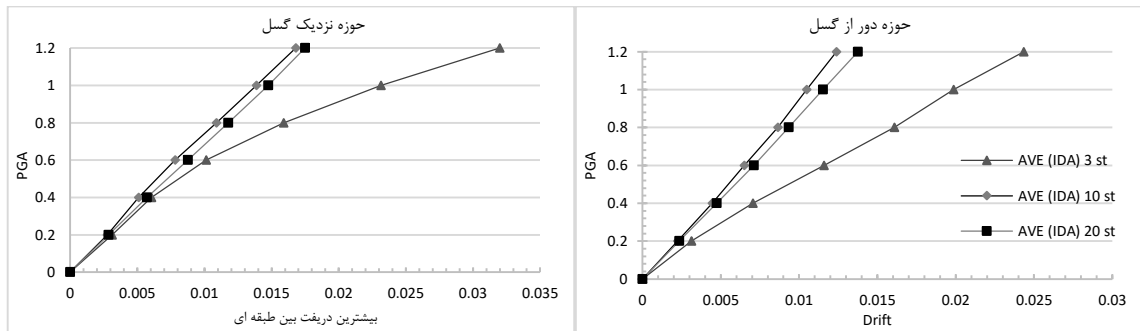


## ۸- رسم منحنی‌های تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی (IDA)

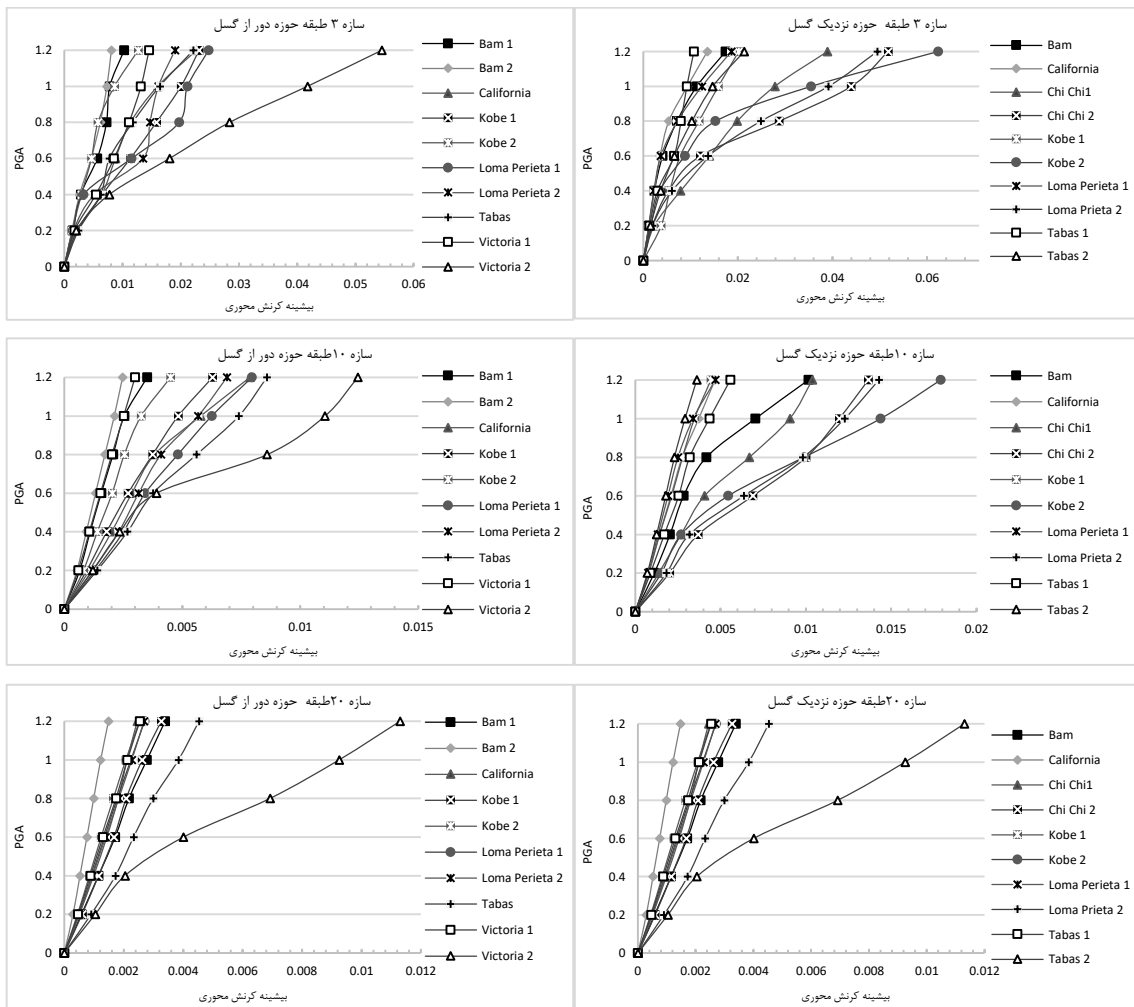
تحلیل دینامیکی افزایشی شامل تعداد زیادی تحلیل دینامیکی غیرخطی تحت شتاب‌نگاشت‌های زلزله می‌باشد. این شتاب‌نگاشت‌ها به گونه‌ای مقیاس می‌شوند که بتوانند محدوده‌ی رفتار خطی، غیرخطی و در نهایت فرو ریزش سازه را تحت پوشش قرار دهند. هدف اصلی این روش بدست آوردن پاسخ سازه برای مقادیر مختلف شدت زلزله می‌باشد. اندازه خرابی، متغییر نشان دهنده پاسخ سازه در مقابل زمین لرزه مقیاس شده است که می‌تواند به صورت مقدار بیشینه برش پایه، دوران گرهی از سازه، بیشترین جابجایی نسبی پشت بام، بیشینه دررفت بین طبقات و یا به صورت زاویه چرخش طبقه بیان گردد. انتخاب شاخص خرابی (DM) مناسب بستگی زیادی به کاربری سازه، نوع سازه و اهمیت آن دارد [۱۸]. در این تحقیق حداکثر شتاب زمین (PGA) به عنوان پارامتر معرف شدت زلزله و مقدار دررفت بین طبقه‌ای و کرنش محوری نوارهای معادل دیوار برشی فولادی به عنوان پارامتر معرف شاخص خرابی در نظر گرفته شده‌است. در شکل‌های ۱۶ و ۱۸ منحنی‌های تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی برای مدل‌های بررسی شده تحت شتاب‌نگاشت‌های حوزه دور و حوزه نزدیک، تحت شاخص‌های خرابی دررفت بین طبقه‌ای و کرنش محوری معادل دیوار برشی حوزه دور ۲۰ شتاب‌نگاشت مورد بررسی مطابق با شکل‌های ۱۷ و ۱۹ می‌باشند.



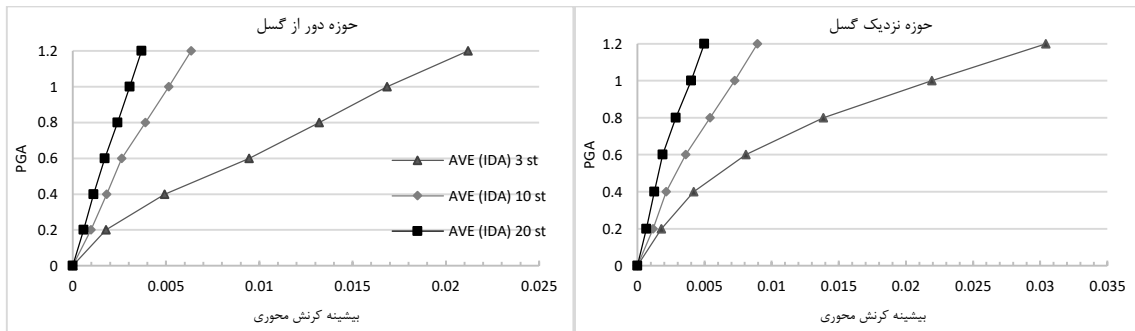
شکل ۱۶: منحنی‌های تحلیل دینامیکی افزایشی سازه‌های مورد بررسی با شاخص دررفت بین طبقه‌ای.



شکل ۱۷: مقایسه متوسط منحنی‌های تحلیل دینامیکی افزایشی با شاخص دررفت بین طبقه‌ای.



شکل ۱۸: منحنی‌های تحلیل دینامیکی سازه‌های مورد بررسی با شاخص کرنش محوری نوارهای معادل دیوار برشی فولادی.



شکل ۱۹: مقایسه متوسط منحنی‌های تحلیل دینامیکی افزایشی با شاخص کرنش محوری.

تحلیل دینامیکی افزایشی براساس دو شاخص دریافت و کرنش محوری مورد بررسی قرار گرفته‌است. در شاخص خرابی دریافت بین طبقه‌ای، زلزله ویکتوریا در حوزه دوراز گسل و زلزله کوبه در حوزه نزدیک گسل بیشترین محتوای فرکانسی را داشته و به همین دلیل بیشترین دریافت بین طبقه‌ای را ایجاد کرده‌اند. در بررسی‌های صورت پذیرفته مشاهده گردیده است که به ترتیب سازه‌های ۳، ۲۰ و ۱۰ طبقه دریافت بین طبقه‌ای بیشتری را تجربه نموده‌اند. منحنی‌های تحلیل دینامیکی افزایشی سازه سه طبقه نشان می‌دهد، مقدار شاخص مورد بررسی (هر دو حالت دریافت و کرنش محوری) در حوزه نزدیک گسل در شتاب‌های بزرگتر از  $1/0g$  نسبت به حوزه دور از گسل مقادیر بیشتری می‌باشد، این در حالیست که در شتاب‌های کمتر از  $1/0g$  این مقادیر در حوزه دور از گسل بیشتر از حوزه نزدیک گسل می‌باشد. نتایج حاصل از منحنی‌های تحلیل دینامیکی افزایشی برای سازه ۳ طبقه نشان می‌دهد در شتاب کمتر از  $0/8g$  مودهای بالاتر در حوزه دور از گسل تاثیر گذاری بیشتری دارد و در شتاب بزرگ‌تر از  $0/8g$  مودهای بالاتر تاثیر اندکی داشته، همچنین مقادیر پاسخ در شتاب بالا در حوزه دور از گسل کمتر بوده است. در مقایسه منحنی‌های تحلیل دینامیکی افزایشی سازه‌های ۱۰ و ۲۰ طبقه مشاهده می‌گردد که شاخص دریافت بین طبقه‌ای، سازه ۲۰ طبقه مقادیر بیشتری نسبت به سازه ۱۰ طبقه نشان می‌دهد، این در حالیست که در شاخص کرنش محوری سازه ۲۰ طبقه مقادیر کمتری نسبت به سازه ۱۰ طبقه ارائه داده است.

## ۹- استخراج منحنی‌های شکنندگی

برای تولید توابع شکنندگی تحلیلی و تخمین پارامترهای توابع آن، رویکردهای متعددی همچون تحلیل دینامیکی افزایشی و همچنین تکنیک مونت کارلو وجود دارد. برای بدست آوردن مقدار احتمال یک توزیع نرمال از مساحت سطح زیر منحنی توزیع نرمال موسوم به تابع توزیع تجمعی نرمال استفاده می‌گردد [۱۹]. تابع چگالی توزیع نرمال با رابطه‌ی ۱ و تابع چگالی توزیع تجمعی نرمال توسط رابطه‌ی ۲ نشان داده می‌شوند.

$$F_X(x) = f(x|\mu, \sigma) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int_0^x e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2} dx \quad (1)$$

$$F_X(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int_0^x e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2} dx = \Phi\left(\frac{x_1 - \mu}{\sigma}\right) \quad (2)$$

$$\text{Fragility Curves: } P[\text{EDP} > \text{AC} | \text{IM}] \quad (3)$$

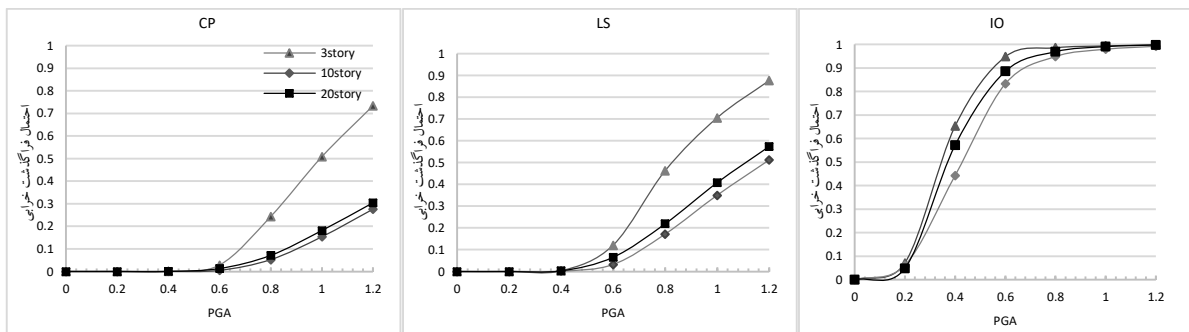
در روابط ۱ و ۲،  $\mu$  و  $\sigma$  به ترتیب میانگین و انحراف معیار مقادیر پاسخ می‌باشند. همچنین در رابطه ۳، IM معادل شدت زلزله‌ای برابر شتاب بیشینه زمین، EDP پارامتر تقاضای مهندسی (خروجی تحلیل دینامیکی) و AC شرایط قابل قبول مربوط به حالت حدی مفروض می‌باشد.

## ۱۰- روش شناسی

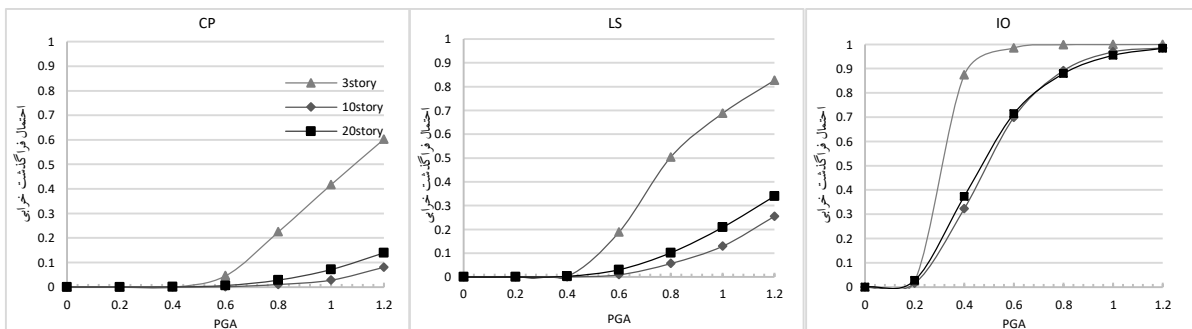
روش شناسی اتخاذ شده در این تحقیق بر اساس روش شینزوکا و همکاران [۲۰] می‌باشد. مدل‌های مورد بررسی برای تحلیل دینامیکی غیرخطی با استفاده از نرم‌افزار Perform-3D تحت اثر شتاب‌نگاشت‌های نزدیک و دور از گسل قرار گرفته‌اند. در این تحقیق علاوه بر استفاده از روش تولید منحنی شکنندگی با استفاده از شاخص تغییر مکان بین طبقه‌ای، از شاخص کرنش محوری نوارهای معادل نیز استفاده گردیده است. بیشترین دررفت بین طبقه‌ای و بیشترین کرنش محوری نوارهای معادل فولادی تحت شتاب‌های مختلف از نرم‌افزار Perform-3D استخراج گردیده است. برای تولید منحنی شکنندگی بر اساس شاخص دررفت طبقه‌ای از سطوح عملکرد ارائه گردیده در FEMA 356 استفاده گردیده است. دررفت نسبی برای سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه IO برابر با ۰/۵ درصد، ایمنی جانی LS برابر با ۱/۵ درصد و آستانه فروریزش CP برابر با ۲ درصد در نظر گرفته می‌شود. همچنین سطح عملکرد، برای شاخص کرنش محوری در سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه IO معادل ۰/۲۵، ایمنی جانی LS برابر با ۳/۵ و آستانه فروریزش CP مساوی با ۴/۵ برابر کرنش کششی در نظر گرفته شده است [۲۱]. شکل‌های ۲۰ و ۲۱ منحنی‌های شکنندگی را برای شاخص تغییر مکان بین طبقه‌ای و کرنش محوری نوارهای معادل دیوار برشی فولادی نشان می‌دهد.

## ۱۱- مقایسه منحنی شکنندگی در سطوح عملکرد مورد بررسی

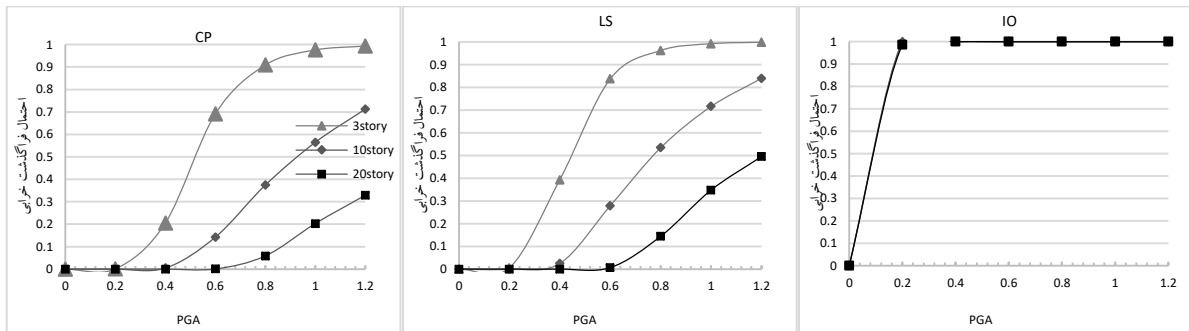
منحنی‌های شکنندگی با دو شاخص مورد بررسی در سطوح عملکرد تعریف شده برای سازه‌های ۳، ۱۰ و ۲۰ طبقه به شرح زیر می‌باشد.



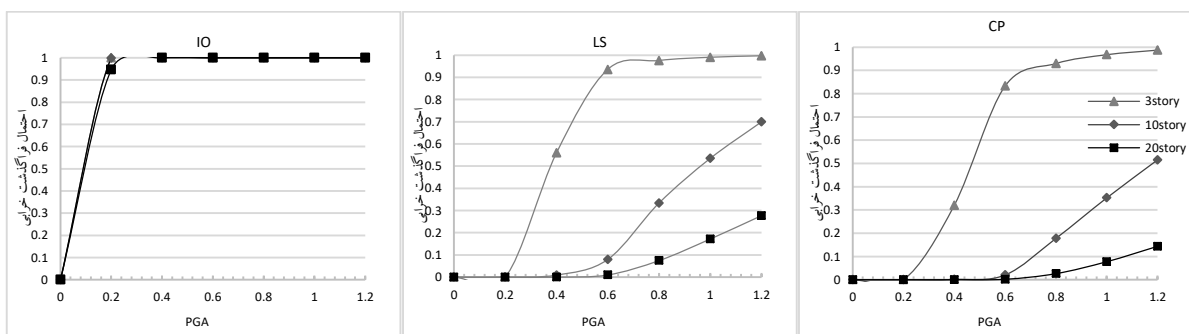
شکل ۲۲: مقایسه منحنی‌های شکنندگی با شاخص دررفت بین طبقه‌ای در حوزه نزدیک گسل.



شکل ۲۳: مقایسه منحنی‌های شکنندگی با شاخص دررفت بین طبقه‌ای در حوزه دور از گسل.

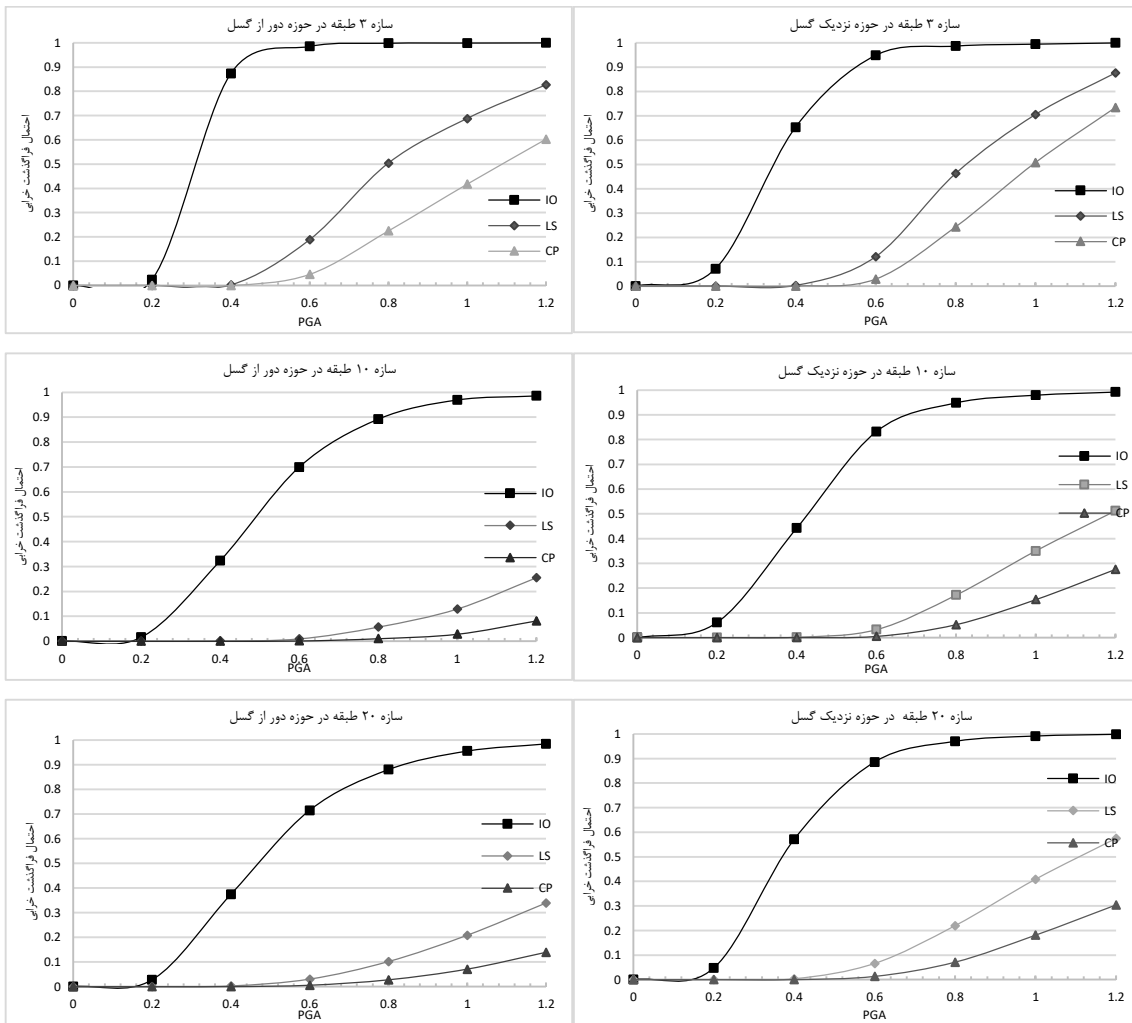


شکل ۲۴: مقایسه منحنی‌های شکنندگی با شاخص کرنش محوری نوارهای معادل در حوزه نزدیک گسل.

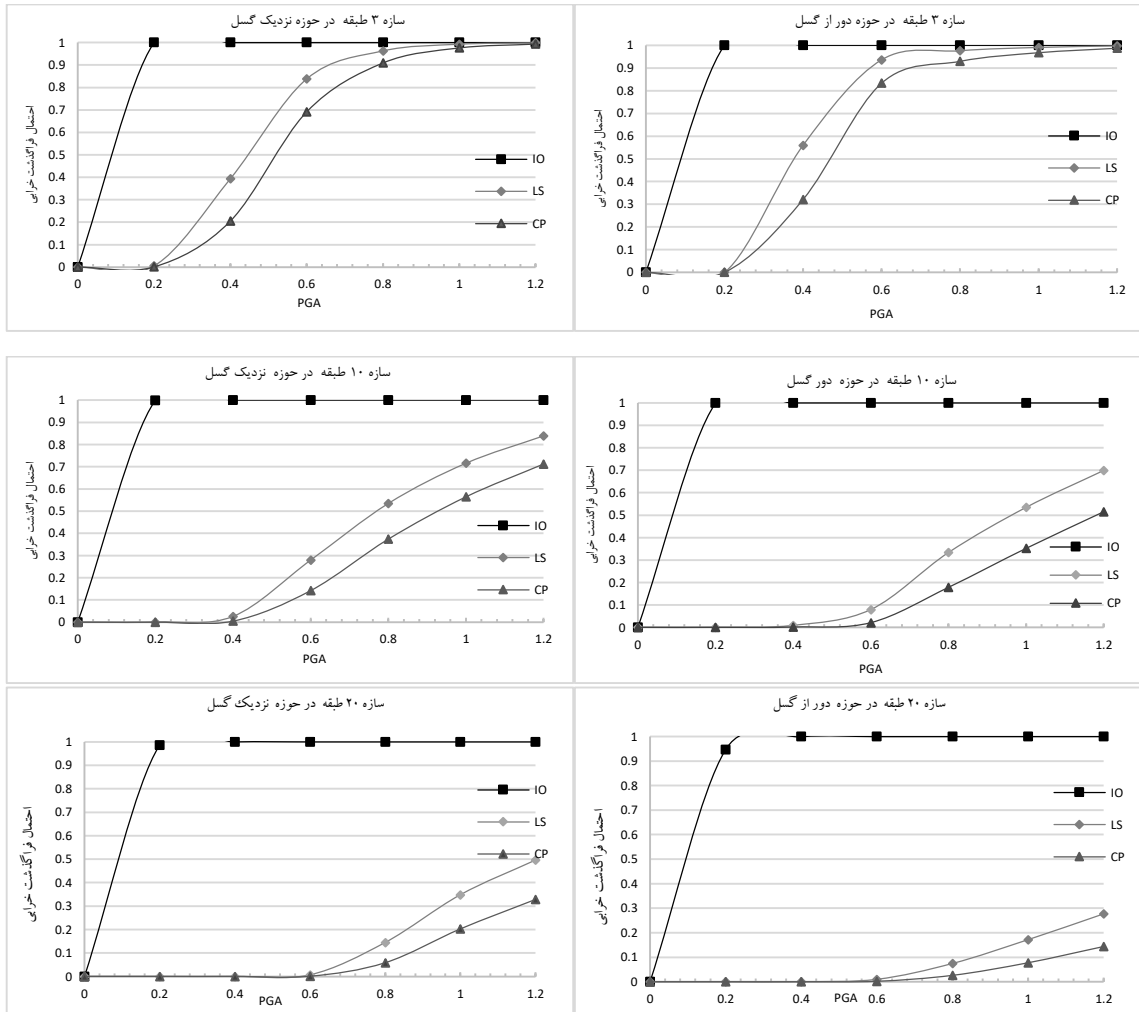


شکل ۲۵: مقایسه منحنی‌های شکنندگی با شاخص کرنش محوری نوارهای معادل در حوزه دور از گسل.

منحنی‌های شکنندگی با دو شاخص دریافت بین طبقه‌ای و کرنش محوری در سطوح خرابی قابلیت استفاده بی‌وقفه، ایمنی جانی و آستانه فروریزش مقایسه گردیده‌است. میزان درصد احتمال فراگذشت منحنی‌های تولید شده با شاخص دریافت بین طبقه‌ای در حوزه دور و نزدیک گسل از شتاب  $0.2g$  شروع می‌شوند این در حالیست که با شاخص کرنش محوری نوارهای معادل در شتاب  $0.2g$  مقدار احتمال فراگذشت به ۱۰۰ درصد رسیده‌است. در بررسی‌های صورت پذیرفته مشاهده گردیده‌است در سطوح خرابی ایمنی جانی و آستانه فروریزش میزان دریافت بین طبقه‌ای سازه ۲۰ طبقه بیشتر از سازه ۱۰ طبقه می‌باشد، اما برای شاخص کرنش محوری، سازه ۲۰ طبقه کرنش محوری کمتری نسبت به سازه ۱۰ طبقه دارد.



شکل ۲۰: منحنی‌های شکنندگی سازه‌ها در حوزه دور و نزدیک گسل با شاخص تغییر مکان بین‌طبقه‌ای.



شکل ۲۱: منحنی‌های شکنندگی سازه‌ها در حوزه دور و نزدیک گسل با شاخص کرنش محوری نوارهای معادل دیوار برشی فولادی.

## ۱۱- نتیجه گیری

در این پژوهش آسیب‌پذیری سیستم دیوار برشی فولادی جدار نازک در حوزه دور و نزدیک گسل با استفاده از تولید منحنی‌های تحلیل دینامیکی افزایشی و همچنین روش احتمالاتی (تولید منحنی شکنندگی) مورد بررسی قرار گرفته‌است. بدین منظور سه سازه با تعداد طبقات ۳، ۱۰ و ۲۰ طبقه با سامانه دیوار برشی فولادی طراحی، و ضوابط مبحث دهم مقررات ملی ساختمان در مورد آن‌ها کنترل شده‌است. در مقایسه منحنی‌های تحلیل دینامیکی افزایشی سازه‌های ۳، ۱۰ و ۲۰ طبقه مشاهده گردیده است که در حوزه دور و نزدیک گسل سازه ۳ طبقه پاسخ بزرگتری نسبت به سازه‌های ۱۰ و ۲۰ طبقه نشان داده است. منحنی‌های شکنندگی برای سطوح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه، ایمنی جانی و آستانه فروریزش برای سازه‌های ۳، ۱۰ و ۲۰ طبقه، با استفاده از دو شاخص خرابی دریافت بین طبقه‌ای و کرنش محوری نوارهای معادل ترسیم گردیده است. منحنی‌های تولید شده با شاخص کرنش محوری در سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه در شتاب  $0.2g$  به آسیب‌پذیری ۱۰۰ درصد می‌رسند. با توجه به منحنی‌های شکنندگی تولید شده با استفاده از شاخص دریافت بین طبقه‌ای، سازه‌ی کوتاه مرتبه در شتاب پایین‌تری به آسیب‌پذیری می‌رسد. همچنین آسیب‌پذیری حوزه دور از گسل به دلیل آثار مودهای بالاتر، بیشتر از حوزه‌ی نزدیک گسل می‌باشد. با بررسی منحنی‌های شکنندگی سازه‌های ۱۰ و ۲۰ طبقه مشاهده می‌گردد که آسیب‌پذیری کمتری نسبت به سازه کوتاه مرتبه داشته و عملکرد مناسب‌تری از خود نشان داده است. سازه ۲۰ طبقه در سطوح عملکرد مورد بررسی، در مقایسه با سازه ۱۰

طبقه آسیب‌پذیری بیشتری را نشان می‌دهد. در سازه ۲۰ طبقه به علت اختلاف مود تغییر شکل قاب خمشی و دیوار برشی و ایجاد برش منفی در طبقات بالای سازه به علت تغییر شکلی که دیوار برشی به قاب تحمیل می‌کند، دریافت بین طبقه‌های بیشتری نسبت به سازه ۱۰ طبقه ایجاد می‌شود، بدین سبب منحنی‌های تولید شده برای سازه ۲۰ طبقه بیان‌گر آسیب‌پذیری بیشتری می‌باشند. با مقایسه منحنی‌های شکنندگی تولید شده حوزه نزدیک گسل حدود ۱۵ درصد نسبت به حوزه دور گسل دارای آسیب‌پذیری بیشتری می‌باشد. همچنین نتایج کمی منحنی‌های شکنندگی با شاخص کرنش محوری در سازه سه طبقه مشابه با منحنی‌های تولید شده با شاخص دریافت بین طبقه‌ای می‌باشند این در حالیکه در سازه ۲۰ طبقه میزان کرنش محوری کمتر از سازه ۱۰ طبقه می‌باشد.

## مراجع

- [1]Kharrazi MHK, "Analytical Method for Analysis and Design of Steel Plate Walls". Report to Steel Structures Education Foundation (CISC). Vancouver, BC, Canada: Department of Civil Engineering, the University of British Columbia (2005).
- [2]M. R. Sheidaii, Sh. Jalili. "Comparison of the Progressive Collapse Resistance of Seismically Designed Steel Shear Wall Frames and Special Steel Moment Frames". International Journal of Engineering (IJE), (6) (2015) 28
- [3]M. Gholhaki, M. Gerami, A. Mahdipour. "Story Shear and Story Drift Determination of Thin Steel Plate Shear Walls with Hinge Beam to Column Connections under Far and Near Fault Earthquakes". Modares Civil Engineering Journal (M.C.E.J), (1) (2014).
- [4]H.Moharrami, A.Habibnejad korayem. "Advantages of Thin Steel Shear Wall for Retrofitting of Steel Structures". Civil Engineering Journal steel & structure (2008).
- [5]Anagnos, T. Rojahn, C. and Kiremidjian, A.S. "NCEER-ATC Joint Study on Fragility of Buildings", National Center for Earthquake Engineering Research (NCEER) (1995).
- [6]Murao, O. and Yamazaki, F. "Development of Fragility Curves for Buildings in Japan, Confronting Urban Earthquakes". Report of Fundamental Research on the Mitigation of Urban Disasters Caused by Near-Field Earthquakes, (2000) 226-230
- [7]Akkar, S. Sucuoglu, H. and Yakut, A. "Displacement Based Fragility Functions for Low- and Mid-Rise Ordinary Concrete Buildings". Earthquake Spectra, (4), (2005) 901-927
- [8]Anagnos, T. Rojahn, C. and Kiremidjian, A.S. "Building Fragility Relationships for California, Proceedings of the Fifth U.S". National Conference on Earthquake Engineering, (1994) 389-396
- [9]Kennedy, R.P. Cornell, A.C. Campbell, R.D. Kaplan, S. and Perla, H.F. "Probabilistic Seismic Safety Study of an Existing Nuclear Power Plant". Nuclear Eng. & Design, (2) (1980).
- [10]Murao, O. and Yamazaki, F. "Development of Fragility Curves for Buildings in Japan, Confronting Urban Earthquakes": Report of Fundamental Research on the Mitigation of Urban Disasters Caused by Near-Field Earthquakes, (2000) 226-230
- [11]Stafford Smith, Alex Coull, Translate by haji kazemi, "Tall Building". In: Tall Building Structures: Analysis and Design (In Persian) (1991).
- [12]American Institute of Steel Construction (AISC). "Seismic Provisions for Structural Steel Building". Chicago (IL, USA): AISC: 2010
- [13]Tenth of issue of national building codes, "Design and Construction of Steel Structure" (2014), (In Persian).
- [14]Canadian Standards Association, "Limit state Design of Steel Structure" (2001) CAN/CSA-S16-01
- [15]American Institute of Steel Construction (AISC). "Seismic Provisions for Structure Steel Building Chicago" (IL, USA): AISC: 2005.
- [16]Saeid Sabouri- Ghomi, Majid Gholhaki. "Tests of Two Three-Story Ductile Steel Plate Shear Walls". The Twelfth East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction ASCE(2008).
- [17]Kheyroddin, H.Esmaeili., "Evaluation of RC Shear and Steel Bracing Frame Interaction in Mid-Rise Steel Moment Frames Systems". (2010) 31-42
- [18]Dimitrios Vamvatsikos, C. Allin, "Incremental Dynamic Analysis". Earthquake Engng Struct. Dyn. (2002) 491-514
- [19]Ufuk Hancilar, Eser Çaktı, Mustafa Erdik, Guillermo E. Franco, George Deodatis. "Earthquake Vulnerability of School Buildings: Probabilistic structural fragility analyses", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, (67), (2014) 169-178
- [20]Shinozuka M, Honorary Member, ASCE, Mario Q. Feng, Associate Member, ASCE, Ho-Kyung Kim and Sang Hoon Kim. "Nonlinear Static Procedure FOR Fragility Curve Development", JOURNAL OF ENGINEERING MECHANICS (2000).
- [21]AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS Reston, Virginia, "Rehabilitation Requirements". In: prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of building (2012).